

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

ÍNDICE

NOTACIÓN	2
1. CONSIDERACIONES GENERALES	3
1.1 Alcance	3
1.2 Unidades	3
2. ACCIONES DE DISEÑO	4
2.1 Tipos de acciones, según su duración	4
2.2 Intensidades de diseño	4
2.3 Combinaciones de acciones	4
3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL	6
3.1 Estados límite	6
3.2 Resistencias de diseño	6
3.3 Condiciones de diseño	6
3.4 Factores de carga	7
3.5 Pruebas de carga	7
4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	8
4.1 Desplazamientos	8
4.2 Vibraciones	8
4.3 Otros estados límite	8
5. ACCIONES PERMANENTES	9
5.1 Cargas muertas	9
5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos	9
6. ACCIONES VARIABLES	10
6.1 Cargas vivas	10
6.2 Vibraciones de maquinaria	15
7. ACCIONES ACCIDENTALES	17
7.1 Sismo	17
7.2 Viento	17
7.3 Granizo y estancamiento de agua	17
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS	22

NOTACIÓN

A	área tributaria, m ² ; también, área de la sección transversal, mm ² (cm ²)
A_s	área del refuerzo longitudinal en tensión, mm ² (cm ²)
A_s'	área del refuerzo longitudinal en compresión, mm ² (cm ²)
b_p	ancho del valle, m
C	coeficiente térmico de expansión lineal, 1/K (1/°C)
C_p	coeficiente de flexibilidad para los elementos principales
C_s	factor de pendiente para la revisión ante carga de granizo
C_t	coeficiente de flexibilidad para elementos secundarios
d	peralte efectivo del elemento, mm (cm)
E	módulo de elasticidad, MPa (kg/cm ²)
F_C	factor de carga
H	altura total del elemento, m
H_s	altura acumulada de granizo, m
H_w	tirante máximo de diseño para el nivel de agua, m
I_p	momento de inercia de los elementos principales sobre los que se apoyan los elementos secundarios, mm ⁴ (cm ⁴)
I_t	momento de inercia de los elementos secundarios que resisten la carga de agua, mm ⁴ (cm ⁴)
L_1	longitud del miembro a la temperatura T_1 , mm (cm)
L_p	longitud de los elementos principales, m
L_{ph}	proyección horizontal del techo que desagua hacia el valle, m
L_t	longitud de los elementos secundarios, m
m	pendiente de techo o cubierta (en grados)
n	relación de módulos de elasticidad
p	cuantía de refuerzo longitudinal a tensión, calculada como $100A_s/bd$
p'	cuantía de refuerzo longitudinal a compresión, calculada como $100A_s'/bd$
P	perímetro de la sección en contacto con la atmósfera, mm (cm)
S	separación entre elementos secundarios, m
V_{ma}	Variación máxima anual de temperatura en el sitio de la obra, K (°C)
W	carga viva unitaria media, kN/m ² (kg/m ²)
W_a	carga viva unitaria instantánea, kN/m ² (kg/m ²)
W_m	carga viva unitaria máxima, kN/m ² (kg/m ²)
W_g	carga debido a granizo, kN/m ² (kg/m ²)
W_p	carga debido al granizo de la proyección horizontal del techo, kN/m ² (kg/m ²)
ϵ_f	deformación unitaria debido a contracción por secado final
ΔG_{21}	incremento del gradiente medio de temperatura; diferencia de temperaturas entre dos caras opuestas del miembro estructural, dividida entre la distancia entre dichas caras, K/mm (°C/cm)
ΔK_{21}	cambio total en la curvatura de un miembro al cambiar su gradiente medio de temperatura de un valor ΔG_1 a un valor ΔG_2 , 1/mm (1/cm)
ΔL_{21}	cambio total en la longitud de un miembro al variar su temperatura media de un valor T_1 a otro T_2 , mm (cm)
ΔT_{21}	incremento de temperatura media, K (°C)
ΔT	incremento de temperatura, K (°C)
ν	relación de Poisson

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.1.1 Esta Norma tiene los objetivos a) a c) siguientes:

- a) Definir las acciones que pueden obrar sobre las construcciones, así como sus posibles efectos sobre ellas y la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural
- b) Establecer las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse al realizar el diseño estructural de una construcción, así como los criterios de aceptación relativos a cada una de dichas condiciones, de manera de satisfacer lo estipulado en el Reglamento
- c) Establecer las combinaciones de acciones que deberán suponerse aplicadas simultáneamente para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio establecidas de acuerdo con lo que se menciona en el inciso anterior.

1.2 Unidades

1.2.1 Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada uno de esos casos, se presenta, en primer lugar, la ecuación en términos de unidades del sistema internacional (SI) y, en segundo lugar, entre paréntesis, en términos de unidades del sistema métrico decimal usual.

1.2.2 Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

2. ACCIONES DE DISEÑO

2.1 Tipos de acciones, según su duración

2.1.1 Se considerarán las tres categorías de acciones a) a c), de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos
- b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado
- c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo y estancamiento (o inundación); los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

2.2 Intensidades de diseño

2.2.1 Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por el Instituto y con base en los criterios generales siguientes a) a c):

- a) Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad
- b) Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:
 - 1) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes
 - 2) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable
 - 3) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo
 - 4) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.
- c) Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años, excepto para aquellas, tales como los efectos de sismo o de viento, en que las normas técnicas correspondientes establezcan específicamente otros valores.

2.2.2 Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.

2.3 Combinaciones de acciones

2.3.1 La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones a) y b):

- a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo. Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección
- b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación. Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga definidos en 3.4.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 Estados límite

3.1.1 Para fines de aplicación de estas Normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. De acuerdo con el Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros implican la ocurrencia de modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Los segundos incluyen daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

3.2 Resistencias de diseño

3.2.1 Definición

3.2.1.1 Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes.

3.2.1.2 En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

3.2.2 Determinación de resistencias de diseño

3.2.2.1 La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con 3.3 y 3.4.

3.2.2.2 Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayos se harán sobre muestras de la producción o de prototipos. En otros casos, los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.

3.2.2.3 La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique deberá hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

3.2.2.4 Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

3.2.2.5 El tipo de ensayos, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijará con base en criterios probabilísticos y deberán ser aprobados por el Instituto, el cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Reglamento.

3.3 Condiciones de diseño

3.3.1 Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en 2.3 y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en 3.4.

3.3.2 También se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, multiplicadas por un factor de carga unitario.

3.4 Factores de carga

3.4.1 Para determinar el factor de carga, F_C , se aplicarán las reglas siguientes:

- a) Para combinaciones de acciones clasificadas en 2.3.1.a, para estructuras del Grupo B se aplicará un factor de carga igual a 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables, mientras que para las del Grupo A serán igual a 1.5 y 1.7, respectivamente
- b) Para combinaciones de acciones clasificadas en 2.3.1.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación
- c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con 2.2
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

3.4.2 En la revisión de la seguridad estructural de edificios y, en su caso, en la rehabilitación de ello, se observará lo indicado en la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

3.5 Pruebas de carga

3.5.1 Cuando exista duda en cuanto a la resistencia y/o rigidez de la estructura ante las acciones de diseño o en relación con el cumplimiento de los procesos constructivos requeridos, será necesario comprobar su seguridad mediante pruebas de carga.

3.5.2 Se deberán ejecutar pruebas de carga en los casos a) o b) siguientes:

- a) En todas las construcciones en que pueda ocurrir aglomeración frecuente de personas, como son edificios para espectáculos deportivos, salas de espectáculos, centros de reunión, clubes deportivos y centros comerciales
- b) Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para considerar que la seguridad de una estructura satisface el nivel de confiabilidad requerido.

3.5.3 Previamente a la ejecución de la prueba de carga se deberá aprobar el procedimiento de ensayos y el tipo de información que se espera recabar de él. La carga de diseño se establecerá de manera de producir los efectos más desfavorables en la construcción. La prueba podrá realizarse sobre prototipos o modelos de la estructura que reproduzcan fielmente las condiciones reales, en particular las formas de apoyo y de aplicación de las cargas.

3.5.4 El método de ensayos y los detalles correspondientes deberán definirse específicamente para cada caso de interés, teniendo en cuenta la necesidad de obtener información confiable para despejar las dudas que motivan la realización de la prueba. Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando sobre la estructura cuando menos durante 24 h. Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre el colapso, una falla local o un incremento local brusco de desplazamiento, deformación o curvatura de un elemento estructural o una sección de él. Si 24 h después de quitar la carga la estructura no muestra una recuperación mínima de 75 por ciento de las deformaciones que sufrió, se repetirá la prueba, esperando cuando menos 72 h a partir de la terminación de la primera.

3.5.5 Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la estructura no alcanza la recuperación, en 24 h, del 75 por ciento de las deformaciones debidas a dicha prueba.

3.5.6 Si la estructura pasa la prueba, pero manifiesta daños tales como agrietamiento excesivo, deberá repararse localmente y reforzarse.

4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

4.1 Desplazamientos

4.1.1 En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la condición del estado límite de servicio en términos de desplazamientos se cumplirá si se satisfacen las condiciones a) y b) siguientes:

- a) Los límites de desplazamiento vertical en el centro de vigas y en losas, en el que se incluyen efectos a largo plazo, establecidos en las Normas del material que corresponda al sistema de piso o techo y que dependen de la posible afectación a elementos no estructurales
- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura que no exceda al calculado como la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

4.2 Vibraciones

4.2.1 Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en 4.1. Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas. En la NTC-Acero, la NTC-Concreto y la NTC-Mampostería se establecen criterios particulares para los sistemas de piso de concreto y compuestos.

4.3 Otros estados límite

4.3.1 Además de lo estipulado en 4.1 y 4.2, se observará lo que dispongan las Normas relativas a los distintos tipos de estructuras y a los estados límite de servicio de la cimentación.

5. ACCIONES PERMANENTES

5.1 Cargas muertas

5.1.1 Definición y evaluación

5.1.1.1 Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

5.1.1.2 Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

5.1.2 Peso muerto de losas de concreto

5.1.2.1 El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2). Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2) de manera que el incremento total será de 0.4 kN/m^2 (40 kg/m^2). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

5.1.2.2 Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos

5.2.1 Las fuerzas debidas al empuje estático de suelos se determinarán de acuerdo con lo establecido en la NTC-Cimentaciones.

5.2.2 Para determinar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente que lo contiene se supondrá que la presión normal por unidad de área sobre un punto cualquiera de dicha superficie es igual al producto de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

6. ACCIONES VARIABLES

6.1 Cargas vivas

6.1.1 Definiciones

6.1.1.1 Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en 6.1.2.

6.1.1.2 Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

6.1.1.3 Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

6.1.2 Disposiciones generales

6.1.2.1 Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- a) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales
- b) La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño por cargas accidentales, como sismo o viento, y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área
- c) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas
- d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición de 2.2.

6.1.2.2 Las cargas uniformes de la tabla 6.1.2.2 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

6.1.3 Cargas vivas transitorias

6.1.3.1 Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. Éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor que 1.5 kN/m² (150 kg/m²). Se considerará, además, una concentración de 1.5 kN (150 kg) en el lugar más desfavorable.

6.1.4 Cambios de uso o remodelación

6.1.4.1 El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso o la remodelación de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

Tabla 6.1.2.2 - Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa–habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	[1]
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	[2]
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	[3] y [4]
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	[5]
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	[5]
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	[6]
h) Cubiertas y azoteas				
- Pendiente no mayor que 5%	1.5 (15)	7 (70)	10 (100)	[4], [7] y [8]
- Pendiente de 6 a 10%	1 (10)	3 (30)	6 (60)	[4], [7] y [8]
- Pendiente de 11 a 20%	0.5 (5)	2 (20)	4 (40)	[4], [7] y [8]
- Pendiente mayor que 20%	0.5 (5)	2 (20)	3 (30)	[4], [7] y [8]
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	[9]

[1] Para elementos con área tributaria mayor que 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$0.6 + \frac{7.8}{\sqrt{A}}$$

$$\left(60 + \frac{780}{\sqrt{A}} \right)$$

donde

A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica. Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquéllos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

[2] Para elementos con área tributaria mayor que 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A}}$$

$$\left(110 + \frac{850}{\sqrt{A}}\right)$$

Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m , una carga de 10 kN (1000 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica. Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota 1, se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 5 kN (500 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

^[3] En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos, se considerará la misma carga viva que en el inciso (a) de la tabla 6.1.2.2.

^[4] Para el diseño de los pretilos y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor que 1 kN/m (100 kg/m) actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

^[5] En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

^[6] Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de 2.2 la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 3.5 kN/m² (350 kg/m²) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

^[7] Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales. Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

^[8] Cuando se coloquen equipos de poco peso en las azoteas y cubiertas ligeras, como pueden ser paneles solares, se podrá considerar su peso como parte de la carga viva nominal si su magnitud no es mayor que la carga viva instantánea y que estos equipos por su fragilidad no permiten el paso de personas sobre de ellos o la colocación de otros elementos que impongan carga viva en el mismo lugar. Además, deberán instalarse a una altura no mayor que 600 mm ni menor que 100 mm. Si no se cumple lo anterior, el peso de los equipos se deberá considerar explícitamente como carga muerta.

Comentario:

El sustituir el peso de los paneles solares dentro de las cargas vivas se ha vuelto una práctica común en diferentes códigos en los Estados Unidos (por ejemplo, ASCE-SEI-22 y el código de construcción para el estado de California (2022)) donde debido a la fragilidad propia de estos elementos, las personas no pueden caminar sobre de ellos ni se pueden colocar elementos por arriba por lo que se generan áreas donde no podría haber carga viva adicional. De igual forma se limita la altura a la que deben estar dado que a mayor altura ya podría considerarse un paso por abajo donde podría existir carga.

^[9] Más una concentración de 15 kN (1500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

6.2.2 Hundimientos diferenciales

6.2.2.1 Para el cálculo de hundimientos deberán consultarse la NTC-Cimentaciones. Para equipo sensible a este tipo de perturbaciones, los valores tolerables deberán establecerse con base en los criterios que establezcan los fabricantes. Para otros sistemas, los efectos de hundimientos diferenciales sobre una estructura podrán omitirse cuando no se excedan los valores dados en la tabla 6.2.2.1 o en cualquiera de los siguientes casos a) y b):

- a) Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 20 mm, siempre que el suelo sobre el que se asiente la construcción no posea heterogeneidades pronunciadas en planta y no contenga arcillas expansivas
- b) Cuando toda la construcción se apoye en roca sana o en suelo cuyo número de golpes en la prueba de penetración estándar sea mayor que 20 por cada 300 mm de profundidad, desde la superficie de desplante de la construcción hasta 1.5 veces el ancho de ésta, y que dicho suelo no contenga arcillas expansivas.

6.2.2.2 Cuando se cuente con información abundante de acuerdo con la experiencia local con construcciones semejantes a la que se proyecta, o más vulnerables que ella a los asentamientos, y dicha experiencia muestre que los hundimientos diferenciales carecen de importancia para el diseño de tales construcciones.

6.2.3 Deformaciones producidas por cambios de temperatura

6.2.3.1 Los efectos de cambios de temperatura podrán omitirse en estructuras cuyas dimensiones no excedan de 30 m en cualquier dirección, si todos sus miembros estructurales son de ejes rectos y si las losas de concreto más directamente expuestas a la intemperie están protegidas al menos por un enladrillado. Cuando se trate de elementos estructurales de acero, el límite citado para las dimensiones podrá incrementarse en 50 por ciento. Para edificios industriales el límite anterior podrá incrementarse hasta 60 m para edificios únicamente con extractores de aire y hasta 100 m si cuenta con equipos de aire acondicionado. Las dimensiones máximas en planta se limitarán, de manera que los esfuerzos causados en cualquier elemento vertical por las deformaciones debidas a cambios de temperatura no excedan 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

Comentario:

Acorde con la bibliografía especializada donde se definen valores máximos para las juntas por expansión térmica tal como NBC (1974) y el manual AISC, las juntas por expansión térmica se requieren cada 100 m en edificios que cuentan con sistema de aire acondicionado, esta longitud se reduce a 60 m en naves que cuenta solo con extractores.

6.2.3.2 Los elementos estructurales que se encuentren en contacto con ambientes de temperatura controlada o excepcional, tales como tanques, hornos y frigoríficos, merecen consideración especial en el diseño por efectos de cambios de temperatura.

6.2.3.3 Para cuantificar los efectos de cambios de temperatura, se cuantificarán inicialmente los cambios totales en longitud y curvatura de los miembros estructurales, sin considerar las restricciones impuestas por otros miembros o apoyos. Conocidos estos cambios totales de los miembros individuales, se procederá al análisis de la estructura como conjunto, debiéndose satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad. El comportamiento de la estructura podrá suponerse elástico lineal o elasto-plástico, si el tiempo no interviene como variable, o bien visco-elástico o visco-plástico, en caso de que se considere el tiempo.

6.2.3.4 Para el cálculo de variaciones totales de longitud y curvatura de miembros individuales, podrán realizarse análisis de flujo térmico que consideren las propiedades térmicas y grados de exposición de los elementos estructurales o bien las ecuaciones 6.2.3.4.a y 6.2.3.4.b:

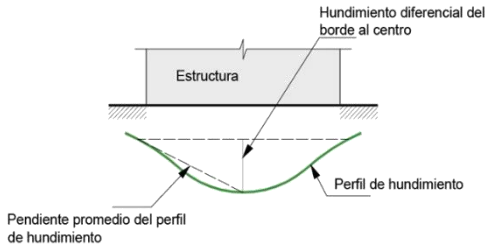
$$\Delta L_{21} = CL_1 (\Delta T_{21}) \quad (6.2.3.4.a)$$

$$\Delta K_{21} = C (\Delta G_{21}) \quad (6.2.3.4.b)$$

donde $\Delta T_{21} = T_2 - T_1$ y $\Delta G_{21} = \Delta G_2 - \Delta G_1$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 6.2.2.1 - Hundimientos diferenciales tolerables en estructuras

Tipo de estructura	Hundimiento diferencial tolerable, m ^[1]	Observaciones
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido Extremo fijo Extremo móvil	0.008 0.002 a 0.003 (dependiendo de los detalles de la tapa flotante)	Valores aplicados a tanques sobre base flexible. Las losas rígidas para la base deben diseñarse de tal manera que eviten fisuramiento y pandeo local
Guías para grúas móviles	0.003	Valor tomado longitudinalmente a lo largo de la grúa. El asentamiento relativo entre guías en general no rige el desempeño
Losa de cimentación rectangular o zapatas anulares rígidas para estructuras rígidas esbeltas y altas, como torres, silos, tanques de agua	0.002 (pendiente transversal de cimentaciones rígidas)	
Tuberías reforzadas de concreto con juntas	0.015 (variación del ángulo en una junta)	La máxima variación angular en la junta es generalmente de 2 a 4 veces el promedio de las pendientes del perfil de hundimiento. El daño a la junta depende de la extensión longitudinal
Marcos de acero: • Hasta cuatro pisos • Cuatro a catorce pisos • Quince o más pisos	0.006 0.006(1.255-0.0636n) 0.0018	n = número de pisos
Marcos de concreto reforzado: • Hasta cuatro pisos • Cuatro a catorce pisos • Quince o más pisos	0.004 0.004(1.255-0.0636n) 0.0012	n = número de pisos Deberá considerarse también como valor máximo tolerable un incremento semanal del hundimiento igual a 0.002 veces la distancia entre columnas
Estructuras de acero de una o dos plantas, armaduras para cubierta, almacenes con muros flexibles	0.006 a 0.008	La presencia de grúas móviles y de líneas de transmisión puede limitar el hundimiento tolerable
Casas de una o dos plantas, con muros de carga de ladrillo y estructuras ligeras	0.002 a 0.003	Pueden aceptarse valores mayores si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de completar el acabado interior
Estructuras con acabado interior o exterior relativamente insensible, como mampostería en seco o paneles móviles	0.002 a 0.003	La posibilidad de daños en la estructura puede limitar los desplazamientos tolerables
Estructuras con acabado interior o exterior sensibles, como yeso, piedra ornamental, teja	0.001 a 0.002	Pueden aceptarse valores mayores si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de terminar la aplicación de los acabados
Estructuras rígidas de concreto pesado de varias plantas, sobre losa de cimentación estructurada con espesor aproximado de 1.20 m	0.005	La posibilidad de daños a los acabados interiores o exteriores puede limitar los asentamientos tolerables
	Salvo indicación en contra, el hundimiento diferencial tolerable se expresa en radianes, y se refiere al asentamiento diferencial del centro del perfil de asentamientos con respecto a la línea recta que une ambos extremos, en la configuración deformada de la cimentación. Esto se muestra gráficamente en la figura de la izquierda	

6.2.3.4.1 En la tabla 6.2.3.4.1 se presentan valores de **C** para materiales comunes. Para otros materiales se supondrán valores que, según pruebas de laboratorio, correspondan a una probabilidad baja de ser excedidos.

Tabla 6.2.3.4.1 - Coeficientes térmicos de expansión lineal

Material	Coefficiente C, 1/K o 1/°C
Acero	0.0000120
Concreto	0.0000143
Mampostería de ladrillo	0.0000055
Mampostería de piedra	0.0000063
Aluminio	0.0000231

6.2.3.5 En el caso de elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie, para establecer los valores de ΔT_{21} y ΔG_{21} podrán aplicarse los criterios expuestos en la tabla 6.2.3.5.

Tabla 6.2.3.5 - Criterios para determinar los incrementos de temperatura y gradiente de temperatura medios para elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie

Caso	Espesor del elemento, e, mm,	Incremento de temperatura media, ΔT_{21}	Incremento de gradiente medio de temperatura, ΔG_{21}
I - Todas las caras expuestas al medio ambiente, pero ninguna recibe directamente los rayos solares	$e \leq 100$	$\pm 1.2V_{ma}$ ^[1]	0
	$e \geq 500$	$\pm 0.36V_{ma}$	0
	$100 \leq e \leq 500$	Interpolar linealmente entre los valores anteriores	0
II - Todas las caras expuestas al medio ambiente; cuando menos una recibe directamente los rayos solares (sin estar protegida al menos por un enladrillado)	$e \leq 100$	Cara expuesta blanca: $\pm 1.5V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 2.0V_{ma}$	V_{ma}/e
	$e \geq 500$	Cara expuesta blanca: $\pm 0.45V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 0.60V_{ma}$	$0.3V_{ma}/e$
	$100 \leq e \leq 500$	Interpolar linealmente entre los valores anteriores	

^[1] V_{ma} : variación máxima anual de temperatura en el sitio de la obra. Puede considerarse igual a la temperatura máxima del mes más caluroso menos la temperatura mínima del mes más frío; a falta de información local específica, la variación anual puede tomarse igual a 298 K (25°C). Se aceptará determinar los efectos de temperatura mediante la consulta de las estaciones meteorológicas en línea (por ejemplo, el sistema PEMBU -<https://www.ruoa.unam.mx/pembu/>-) siempre que la estación se encuentre a una distancia lineal máxima de 5 km medidos desde el proyecto en análisis.

6.2.4 Efectos de contracción por fraguado

6.2.4.1 Los efectos de contracción por fraguado en estructuras de concreto deberán sumarse a los provocados por cambios de temperatura. Las dimensiones máximas en planta se limitarán, de manera que los esfuerzos causados en cualquier elemento vertical por las deformaciones debidas a cambios de temperatura y a contracción por fraguado no excedan el 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

6.2.4.2 En elementos de concreto reforzado, la contracción unitaria puede tomarse igual a 0.00035 o estimarse mediante un análisis detallado, de acuerdo con la tabla 6.2.4.2.

6.2 Vibraciones de maquinaria

6.3.1 En el diseño de toda estructura que pueda verse sujeta a efectos significativos por la acción de vibración de maquinaria, sea que esta se encuentre directamente apoyada sobre la primera, o que pueda actuar sobre ella a través de su cimentación, se determinarán los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural. Las amplitudes tolerables de tales respuestas no podrán tomarse mayores que las establecidas en 4.2.

Tabla 6.2.4.2 - Estimación de la contracción unitaria en elementos de concreto

Elemento estructural		Contracción unitaria	Curvatura
Elemento de concreto simple, cuyas caras están expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas		$\epsilon_f = B_1 B_2$	--
Pavimentos de concreto simple, de espesor h , con cara inferior en contacto con el suelo, que puede estar húmedo la mayor parte del tiempo		$\epsilon_f = 0.5 B_1 B_2$	$\phi = \frac{B_1 B_2}{H}$
Elementos reforzados con caras expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas	$n(p - p') \leq 30$	$\epsilon = \epsilon_f \left(\frac{1}{1 + 0.02n p'} - 0.16\alpha \right)$	$\phi = 0.32 \frac{\epsilon_f}{H} n (p - p')$
	$n(p - p') > 30$	$\epsilon = \epsilon_f \left(\frac{1}{1 + 0.02n p'} - 0.5 \right)$	$\phi = \epsilon_f / H$
<p>$B_1 = C(0.5 + 0.25r^{1/2})$; B_2 es una función de h_t que corrige por la contracción en función del área expuesta del elemento y de la humedad ambiente, según se muestra en la figura anexa; r es el revenimiento en centímetros; $h_t = 2A\lambda/P$, C y λ están dados en la tabla anexa, según el nivel de exposición a la humedad, y $\alpha = (np - np')^{1/3}$.</p>			
Exposición	Humedad relativa	C	λ
En el agua		-0.0001	30.0
Muy húmeda	90%	0.00015	5.0
Humedad moderada	70%	0.0002	1.5
Seca	40%	0.0004	1.0

ht (cm)	B2
5	1.25
10	1.10
20	0.95
40	0.85
60	0.80
80	0.78
100	0.75
120	0.75
140	0.75
160	0.7

Espacio en blanco dejado de manera intencional

7. ACCIONES ACCIDENTALES

7.1 Sismo

7.1.1 Para diseño sísmico se determinarán las acciones de acuerdo con la NTC-Sismo.

7.2 Viento

7.2.1 Para diseño por viento se calcularán las acciones de conformidad con lo dispuesto en la NTC-Viento.

7.3 Granizo y estancamiento de agua

7.3.1 Condiciones de diseño

7.3.1.1 Deberá revisarse la seguridad de cubiertas y azoteas expuestas a cargas de granizo. Los elementos en fondos de valles de techos inclinados deberán revisarse ante los efectos de acumulación de granizo. Adicionalmente estos elementos deberán diseñarse de manera que se eviten los efectos de inestabilidad por estancamiento de agua.

7.3.1.3 Para combinaciones de carga donde se incluyan cargas debido a granizo no será necesario considerar los efectos de la carga viva instantánea actuando de manera simultánea en cubiertas y azoteas.

Comentario:

Muchas de las fallas observadas durante tormentas con granizo se han debido a acumulaciones locales de granizo y agua que producen un efecto de estancamiento en la cubierta. El propósito de esta sección es definir los requisitos mínimos para tomar en cuenta este tipo de acciones.

Se considera que por su duración es poco probable que la carga por granizo ocurra de manera simultánea con el valor de carga viva instantánea en los techos.

Si bien las cargas factorizadas producidas solamente por las cargas variables en azoteas con pendiente menor que 5 por ciento resultarían en una mayor magnitud que las que se esperan por una carga accidental por granizo, es necesario realizar la revisión por estabilidad y estancamiento ante cargas de granizo.

7.3.2 Carga uniforme debido a granizo

7.3.2.1 La carga uniforme debido a granizo W_g se obtendrá mediante la ec. 7.3.2.1. En techos inclinados o curvos esta carga se supondrá actuando en la proyección horizontal de la superficie. El valor de W_g no se tomará menor que 0.25 kN/m^2 (25 kg/m^2):

$$W_g = 9.0 H_s C_s \quad (7.3.2.1)$$

$$(W_g = 900 H_s C_s)$$

Comentario:

Por consistencia con las medidas obtenidas del análisis de amenaza se propone utilizar a la altura acumulada de granizo como medida de intensidad, la cual es usada para establecer cargas de nieve en distintos reglamentos y la carga de granizo en el caso del reglamento ecuatoriano (MIDUVI, 2014). Los periodos de retorno propuestos se toman para ser consistentes con lo establecido en la NTC-Viento.

La densidad del granizo depende en gran medida de su diámetro, tomando valores entre $400\text{-}900 \text{ kg/m}^3$; para diámetros pequeños la densidad del granizo suele ser menor, mientras que cuando el granizo se derrite y se combina con agua de lluvia su densidad se incrementa, aproximándose a la densidad de hielo (Heymsfield et al., 2014). En la Norma se propone tomar un valor de densidad de 900 kg/m^3 .

El valor de W_g se debe tomar al menos igual a 0.25 kN/m^2 (25 kg/m^2) para considerar la posibilidad de que cierta cantidad de granizo se mantenga en los valles de las láminas, aunque el techo tenga pendiente pronunciada.

7.3.2.2 El valor de la altura acumulada por granizo H_s (en metros) se deberá obtener de la tabla 7.3.2.2 y dependerá del grupo de la estructura, según el Reglamento.

Tabla 7.3.2.2 – Valor de H_s según el grupo de la estructura

Grupo	Periodo de retorno, años	H_s , m
A	200	0.165
B	50	0.125
Edificación temporal	10	0.090

Comentario:

Se propone utilizar los mismos periodos de retorno que actualmente se utilizan para diseño por viento para los distintos grupos de estructuras y estructuras temporales. Esta consideración da consistencia entre acciones accidentales.

Los valores de la tabla 7.3.2.2 se obtuvieron de un análisis de amenaza realizado para la Ciudad de México y representa el valor máximo estimado en cualquier punto de la ciudad, lo que podría resultar conservador. Para techos de pendientes bajas (menores que 5 por ciento), la magnitud de las cargas es similar a la versión de 2017 de la Norma (se obtiene un valor de 1.13 kN/m² o 112.75 kg/m²) para estructuras del Grupo B.

7.3.2.3 El factor de pendiente C_s dependerá del valor del ángulo de pendiente del techo m , en grados, de acuerdo con la tabla 7.3.2.3.

Tabla 7.3.2.3 – Valor de C_s según el ángulo de la pendiente

Pendiente	C_s
<5°	1.0
≥5° hasta ≤70°	$1.0 - \frac{m - 5^\circ}{65^\circ}$
>70°	0.0

Comentario:

El factor de pendiente se tomó del reglamento ASCE 7 (ASCE, 2022) de su capítulo para cargas por nieve, correspondiente al factor de techos y superficies sin obstruir. Este criterio es similar al establecido en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2017).

7.3.3 Revisión de valles

7.3.3.1 En el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debido a granizo a partir de la proyección horizontal del techo que desague hacia el valle L_{ph} y que dependerá del ángulo de pendiente del techo m , en grados,:

$$W_p = 9.0 H_s (1 - C_s) L_{ph} \tag{7.3.3.1}$$

$$(W_p = 900 H_s (1 - C_s) L_{ph})$$

Esta carga no actuará de manera simultánea con la carga uniforme debido a granizo según lo indicado en 7.3.1.2.

7.3.3.2 La carga W_p se considerará actuando de manera uniforme en el valle en un ancho b_p de acuerdo con la ec. 7.3.3.2:

$$b_p = \sqrt{\frac{W_p}{4.50 \tan(m)}} \tag{7.3.3.2}$$

$$\left(b_p = \sqrt{\frac{W_p}{450 \tan(m)}} \right)$$

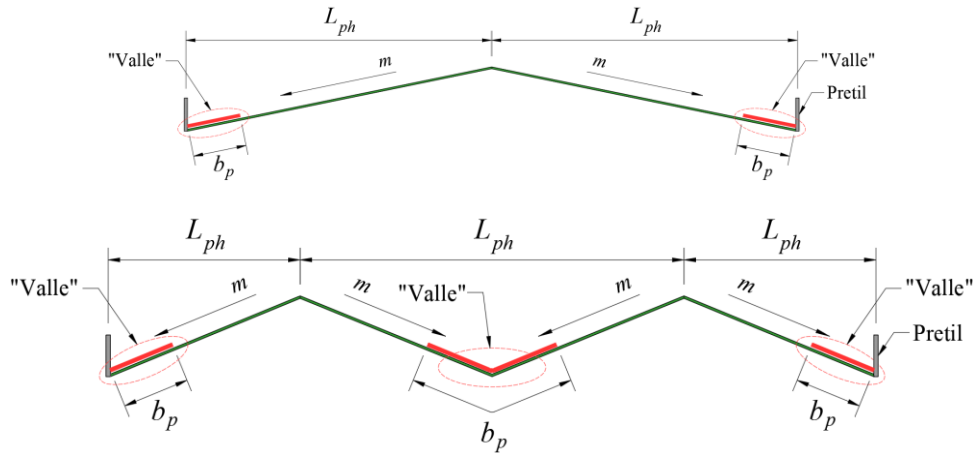


Figura 7.3.3.2 – Definición de las variables L_{ph} y b_p

7.3.3.3 Cuando el valle se conforme de dos pendientes diferentes se permitirá la ponderación de las cargas y del ancho actuante a partir del valor de su proyección horizontal respectiva.

7.3.4 Inestabilidad por estancamiento de granizo

7.3.4.1 Deberá revisarse que bajo las condiciones de carga de granizo, la pendiente en todos los puntos de la cubierta o azotea permita el drenaje adecuado de agua y se evite el efecto de inestabilidad por estancamiento de agua.

7.3.4.2 Para cumplir con 7.3.4.1 deberá asegurarse que la deflexión producto de las cargas por granizo y las cargas permanentes en los elementos del techo o cubierta no exceda un valor igual al claro del elemento dividido entre 240. Esta revisión será obligatoria al presentarse cualquiera de las siguientes condiciones a) a d):

- Cubiertas con pendiente menor o igual que 2 por ciento (1.15°)
- Cubiertas con pendiente menor que 8 por ciento (4.6°) cuyos elementos secundarios sean paralelos al borde libre para el drenaje
- Cubiertas con pendiente igual o mayor que 8 por ciento (4.6°) donde los elementos secundarios sean paralelos al borde libre para el drenaje, y la separación entre ellos sea mayor que el claro del elemento dividido entre 16
- Cubiertas en las que se identifique una posible acumulación de granizo debido a la obstrucción del drenaje.

Comentario:

Cuando el techo se encuentra cubierto por granizo, la deflexión de elementos estructurales puede producir zonas locales donde el agua comienza a acumularse, aumentando la carga que deben resistir estos elementos hasta llegar a su falla.

Los criterios para la revisión de inestabilidad por estancamiento por granizo se basan en los establecidos por el ASCE 7 (ASCE, 2022) para efectos de estancamiento por lluvia.

En general, cubiertas con pendiente por encima de 2 por ciento suelen tener capacidad de drenaje suficiente para evitar problemas de estancamiento. Se decidió limitar la revisión a cubiertas con 8 por ciento para mantener consistencia con el resto de la norma.

7.3.5 Inestabilidad por estancamiento en cubiertas ligeras por acumulación de agua

7.3.5.1 Además de satisfacer 7.3.4, en cubiertas ligeras con pendiente menor que 2 por ciento (1.15°), se deberá realizar un análisis detallado para verificar que los elementos estructurales tengan suficiente rigidez ante los efectos de estancamiento, dado que a mayor deformación de la cubierta mayor será la cantidad de agua que se acumula para evitar la inestabilidad por la deformación.

7.3.5.2 Se deberá establecer un tirante máximo de diseño para el nivel de agua, H_w , en las zonas donde se podría acumular el agua, bajo la suposición de que el sistema de drenaje primario se encuentra bloqueado y que el agua se acumulará hasta

alcanzar un nivel donde desalojará por el borde del edificio o los rebosaderos de emergencia. El tirante H_w no podrá ser menor que 50 mm. Se aceptará usar un tirante de 200 mm cuando se desconozcan las características del drenaje o los niveles máximos de lluvia en la zona donde se ubica el predio.

Comentario:

En edificios sin pretilas estrictamente no es necesario considerar la acumulación de agua dado que ésta fluye directamente. Sin embargo, es conveniente hacer la revisión al menos para un tirante de 50 mm (equivalente a 0.5 kN/m² o 50 kg/m²) ya que pueden existir guarniciones o algún bloqueo accidental. Esta consideración coincide con las recomendaciones del Manual ASCE-SAE-19 donde se estima que en los primeros 15 minutos se acumulará la mitad de la altura de los sistemas primarios de drenaje que comúnmente miden 10 cm (4 pulg.).

El valor de 200 mm (equivalente a 2 kN/m² o 200 kg/m²) se considera conservador y es similar al definido en el Manual de Diseño de Obras Civiles (CFE, 2017) donde se recomienda que si no se tiene otra referencia se podrá usar este valor.

Si no se conocen los niveles máximos de lluvia en el sitio, de forma similar a temperatura, podrán consultarse los datos estadísticos de estaciones meteorológicas a 5 km a la redonda o en su caso, solicitar un estudio hidrológico en el sitio como se suele hacer en naves industriales para diseñar cárcamos y cisternas para agua de lluvia. También es importante conocer la topografía del sitio. Las estructuras más cercanas a las bases de cerros están más expuestas a la acumulación de agua

7.3.5.3 La capacidad de los elementos estructurales de los tableros sometidos a estancamiento de agua deberá evaluarse por medio de un análisis incremental del nivel de agua que considere el cambio en la pendiente del techo debido a la deformación acumulada hasta alcanzar la falla de los elementos. El valor resultante será la altura máxima del tirante de agua H_w que soporta el sistema estructural.

7.3.5.4 De manera aproximada se podrá omitir el análisis anterior si se verifica que se cumple la condición de la ec. 7.3.5.4.a:

$$C_p + 0.9C_t \leq 0.25 \tag{7.3.5.4.a}$$

donde los coeficientes de flexibilidad (en m/kg) para elementos principales y secundarios (C_p y C_t) se podrán evaluar por medio de las ecs. 7.3.5.4.b, y 7.3.5.4.c, respectivamente:

$$C_p = \frac{504L_t L_p^4}{10^4 I_p} \tag{7.3.5.4.b}$$

$$C_t = \frac{504S L_t^4}{10^4 I_t} \tag{7.3.5.4.c}$$

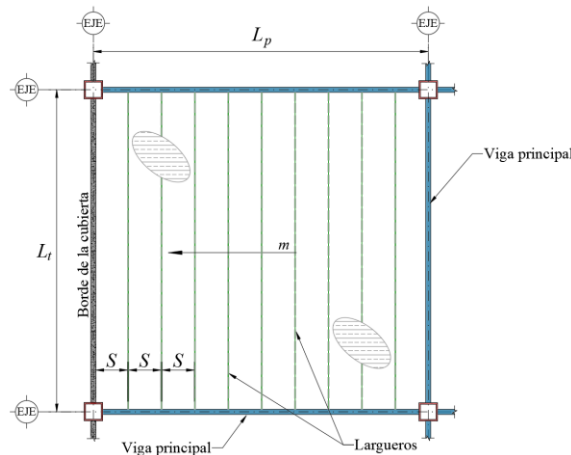


Figura 7.3.5.4 – Definición de las variables L_t , L_p y S

7.3.5.5 El sistema de desalojo del agua de la cubierta deberá ser diseñado de tal manera que se garantice la salida inmediata del agua para la lluvia máxima probable. Este valor de lluvia podrá obtenerse de estaciones meteorológicas o de estudios específicos hidrológicos. En caso contrario, se aceptará diseñar para la lluvia máxima probable con un valor de 200 mm, como el definido en 7.3.5.2.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS

ANSI/AISC (2022), “Specification for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction, Chicago Illinois.

ASCE, 2022, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 7a ed: Reston, VA, American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>.

ASCE 7-22, 2022, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, Reston, VA, American Society of Civil Engineers.

CBSC (2022), “California Building Code: Chapter 16 Structural Design”, California Code of Regulations.

CFE, 2017, Manual de diseño de Obras Civiles: Acciones: Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Ingeniería.

Heymsfield, A.J., Giammanco, I.M., Wright, R., 2014, Terminal velocities and kinetic energies of natural hailstones: Geophysical Research Letters 41(23), 8666–8672. <https://doi.org/10.1002/2014GL062324>

MIDUVI, 2014, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No Sísmicas): Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

NRC, 1974, “Expansion Joints in Buildings”, Technical Report No 65, National Academy of Sciences, Washington, DC. Federal Construction.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO POR VIENTO

ÍNDICE

NOTACIÓN	3
TERMINOLOGÍA	7
ESTÁNDARES	11
1. CONSIDERACIONES GENERALES	12
1.1 Alcance	12
1.2 Limitaciones	12
1.3 Unidades	12
2. CRITERIOS DE DISEÑO	13
2.1 Aspectos generales	13
2.2 Clasificación de las estructuras	13
2.3 Estudios en túnel de viento	14
3. VELOCIDADES DE VIENTO PARA DISEÑO	17
3.1 Velocidad de diseño del viento para presiones estáticas, V_D	17
3.2 Velocidad de diseño del viento para presiones dinámicas, $V'D$	22
4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO	24
4.1 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento	24
4.2 Coeficiente de presión interior para diseño de elementos de recubrimiento	28
4.3 Espesor y deflexión de vidrio recocido en fachadas	28
5. EMPUJES ESTÁTICOS PARA DISEÑO POR VIENTO	32
5.1 Determinación de la presión estática para diseño por viento	32
5.2 Coeficientes de presión	32
5.3 Coeficientes de presión interna	61
6. EMPUJES DINÁMICOS INDUCIDOS POR EL VIENTO	62
6.1 Fuerza estática equivalente en la dirección del viento para estructuras	62
6.2 Factor de respuesta de ráfaga	62
6.3 Relación de amortiguamiento total	69
7. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS SOBRE ESTRUCTURAS CILÍNDRICAS	70
7.1 Vibraciones generadas en estructuras cilíndricas	70
7.2 Vibraciones locales	71
7.3 Omisión de efectos dinámicos de vorticidad	71
8. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO POR EFECTOS DEL VIENTO	72
8.1 Distorsiones permisibles	72
8.2 Desplazamientos permisibles en edificios altos	72
8.3 Aceleraciones permisibles en edificios altos	72
APÉNDICE A. VELOCIDADES REGIONALES PARA PERIODOS DE RETORNO FIJO DE ALGUNAS COLONIAS PERTENECIENTES A LAS 16 DEMARCACIONES TERRITORIALES DE LA CIUDAD DE MÉXICO	76

APÉNDICE B. DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO AUXILIAR PARA MITIGAR LAS ACCIONES DEL VIENTO	99
B.1 Criterios generales de diseño	99
B.2 Alcance y definiciones básicas	99
B.3 Requisitos generales para el sistema estructura-dispositivo de amortiguamiento auxiliar	99
B.4 Diseño del sistema secundario y del sistema estructura-dispositivo.....	100
B.5 Inspección de las estructuras con sistemas de amortiguamiento auxiliar	100
B.6 Pruebas de laboratorio.....	100
B.7 Criterios de aceptación.....	100
B.8 Colocación e inspección.....	101
B.9 Documentación	101
REFERENCIAS.....	102

Espacio en blanco dejado de manera intencional

NOTACIÓN

A	área tributaria, m ²
A_a	área expuesta de una antena o un accesorio, m ²
A_A	área expuesta de una antena UHF, m ²
A_{At}	área de los miembros de la cara frontal de un tramo de una torre aislada, proyectada en un plano perpendicular a la dirección del viento, m ²
A_{exp}	área expuesta, proyectada en un plano perpendicular a la dirección del viento, m ²
A_{pp}	área de referencia para puentes peatonales, m ² (fig. 5.2.3.4.1)
A_{ppv}	área de referencia para puentes peatonales, m ² (fig. 5.2.3.4.1)
A_r	área expuesta del accesorio colocado en una torre, m ²
A_{ref}	área de referencia en banderas o torres de celosía, m ²
A_z	área total proyectada del tramo de torre en que se encuentra un accesorio, m ²
a	altura de la zona de flujo laminar, m; también, flecha de una cubierta en arco (fig. 5.2.1.1.2), m; también lado mayor del panel de vidrio, mm
a_c	aceleración máxima crítica en la dirección del viento, mili-g
a_L	constante que limita las amplitudes de los desplazamientos de la estructura, adimensional
\hat{a}	aceleración máxima en el extremo superior del edificio en la dirección longitudinal del viento, m/s ²
B	factor de respuesta por turbulencia de fondo, adimensional
B_c	factor de respuesta por turbulencia de fondo para estructuras cilíndricas, adimensional
B_{ta}	factor de respuesta por turbulencia de fondo para torres de celosía, adimensional
b	ancho mínimo del área expuesta o ancho del edificio o diámetro exterior en estructuras cilíndricas con vórtices, m; también lado menor del panel de vidrio, mm
b_D, b_N	ancho de la superficie de barlovento expuesta transversalmente al flujo de viento de secciones de torres con antenas UHF, m
b_H	ancho de la estructura de celosía en la altura H , m
b_0	ancho proyectado de la base de la estructura a nivel del terreno, m
\bar{b}	coeficiente de escala de rugosidad para la velocidad media, adimensional
b_x, b_y	ancho del edificio en dirección x y y , m
C_a	coeficiente de fuerza de arrastre, adimensional
C_{ar}	constante aerodinámica dependiente de la sección transversal de la estructura o elemento estructural, adimensional
C_{at}	coeficiente de arrastre para torres con celosía, adimensional
C_{ate}	coeficiente de arrastre para tramos de torres con accesorios, adimensional
C_{au}	coeficiente de fuerza de arrastre del accesorio aislado, adimensional
C_D	coeficiente de arrastre en chimeneas y torres con accesorios, adimensional
C_{DE}	coeficiente de arrastre efectivo, adimensional
C_{dv}	factor de respuesta dinámica vertical para techos en voladizo, adimensional
C_{Fx}	coeficiente de fuerza en dirección x , adimensional
C_{Fy}	coeficiente de fuerza en dirección y , adimensional
C_m	coeficiente de momento, adimensional
C_p	coeficiente de presión, adimensional
C_{pe}	coeficiente de presión exterior, adimensional
C_{pi}	coeficiente de presión interior, adimensional
C_{pn}	coeficiente de presión neta, adimensional
C_{pb}	coeficiente de presión neta para la zona de barlovento en techos en voladizo, adimensional
C_{ps}	coeficiente de presión neta para la zona de sotavento en techos en voladizo, adimensional
C_{pp}	coeficiente de fuerza para puentes peatonales, adimensional
C_{ppv1}	coeficiente de presión neta vertical en el extremo izquierdo, acorde a la fig. 5.2.2.2.1 y la tabla 5.2.2.2.2, adimensional
C_{ppv2}	coeficiente de presión neta vertical en el extremo derecho, acorde a la fig. 5.2.2.2.1 y la tabla 5.2.2.2.2, adimensional
C_{RG} y C_G	constantes correctivas de la forma modal, adimensional
C_s	coeficiente de fuerza de lateral, adimensional
c	coeficiente de escala de rugosidad, adimensional

c_1, c_2	constantes para obtener la desviación estándar del desplazamiento transversal, adimensionales
D	ancho de la estructura en la dirección normal al viento, m
D_1	diámetro de la antena de microondas, m
d	dimensión de la estructura paralela a la acción del viento, m
\bar{d}	parámetro de escala de turbulencia, adimensional
E	módulo de Young del vidrio, N/mm ²
e	excentricidad horizontal, m
e_x	excentricidad de la fuerza estática equivalente en dirección x , m
e_y	excentricidad de la fuerza estática equivalente en dirección y , m
F_{am}	fuerza axial actuante a lo largo de la antena, N
F_{at}	fuerza de arrastre horizontal resultante sobre cada tramo de torres hechas de celosía, N
F_b	fuerza que induce el viento sobre una bandera, N
F_{eq}	fuerza estática equivalente, N
F_{eqx}	fuerza estática equivalente en dirección x , N
F_{eqy}	fuerza estática equivalente en dirección y , N
F_{pp}	fuerza sobre la superestructura de un puente peatonal, N
F_{pv}	fuerza vertical sobre la superestructura de un puente peatonal, N
F_{rz}	factor de exposición local, adimensional
F'_{rz}	factor de exposición local para la velocidad media del viento, adimensional
F_{sm}	fuerza lateral actuante perpendicularmente al eje la antena, N
F_x	fuerza sobre un perfil estructural en dirección x , N
F_y	fuerza sobre un perfil estructural en dirección y , N
F_{AI}	factor de aceleración máxima en la dirección del viento, que depende del porcentaje de personas que perciben la aceleración, adimensional
F_M	factor de corrección de la masa, adimensional
F_{RR}	factor de respuesta de ráfaga, adimensional
F_{RRc}	factor de respuesta de ráfaga para estructuras cilíndricas, adimensional
F_{RRT}	factor de respuesta de ráfaga para torres de celosía, adimensional
F_T	factor correctivo por topografía local del sitio de desplante, adimensional
F_W	fuerza de inercia por unidad de longitud para estructuras cilíndricas, N/m
F_a	fuerza de arrastre sobre el elemento o la estructura en la dirección del viento, N
G_h	factor de respuesta dinámica, adimensional
g	factor pico, adimensional
H	altura de la estructura, m
h	altura de edificio o estructuras con masas concentradas (fig. 6.2.1.1), m
h_b	altura de la bandera, m
h_e	dimensión vertical de un letrero aislado o altura de los muros de silos o tanques cilíndricos, m
h_r	altura promedio de la rugosidad de la superficie, m
h_1	altura de referencia en estructuras con masas concentradas (fig. 6.2.1.1), m
\bar{h}	altura de referencia, m
$I_v(z_s)$	índice de turbulencia a la altura de referencia z_s , adimensional
$I_v(\bar{h})$	índice de turbulencia a la altura \bar{h} , adimensional
K	factor de corrección, adimensional
K_a	factor de amortiguamiento aerodinámico, adimensional
$K_{a,máx}$	constante para obtener el factor de amortiguamiento aerodinámico, adimensional
K_{in}	factor de corrección por interferencia, adimensional
K_{re}	factor de corrección por relación de esbeltez para la altura total de la estructura, adimensional
K_{sc}	factor de reducción de tamaño, adimensional
k_p	factor pico de respuesta máxima, adimensional
L_b	longitud de la bandera, m
L_e	longitud del elemento individual o de la estructura, m
$L(z_s)$	longitud de escala de turbulencia a la altura de referencia z_s , m
L_v	longitud proyectada horizontalmente del claro del voladizo, como se muestra en la fig. 5.2.2.2.1, m
M	masa promedio por unidad de longitud, a lo largo del tercio superior de la estructura, kg/m
M_m	momento actuante en una antena, en el plano que contiene a F_{am} y F_{sm} , N-m

M_T	momento de torsión, N-m
$m(z)$	masa por unidad de longitud de la torre, kg/m
m_e	masa equivalente por unidad de longitud, kg/m
m_f	masa por unidad de área de la bandera, kg/m ²
m_{total}	masa total de la estructura, kg
m_r	masa generalizada de la estructura en la dirección longitudinal del viento, kg
m_0	masa modal de la estructura en la dirección longitudinal del viento, kg
n_o	frecuencia natural del edificio en la dirección del viento, Hz
$n_{1,x}$	frecuencia del modo de vibrar en flexión en la dirección del viento, Hz
$n_{1,y}$	frecuencia del modo de vibrar en flexión en la dirección perpendicular al viento, Hz
$n_{1,z}$	frecuencia del modo de vibrar en flexión en la dirección vertical, Hz
p_e	presión exterior, Pa
p_i	presión interior, Pa
p_n	presión neta, Pa
p_{v1}	presión neta en dirección transversal y vertical, en el extremo izquierdo del techo en voladizo, Pa
p_{v2}	presión neta en dirección transversal y vertical, en el extremo derecho del techo en voladizo, Pa
p_z	presión de diseño a la altura z , Pa
q_z	presión dinámica de base del viento ($0.52V_D^2$), Pa
q_{zta}	presión dinámica de base del viento calculada a la altura z_{ta} , Pa
R	factor de respuesta resonante, adimensional
R_h y R_b	funciones de admitancia aerodinámica, adimensionales
R_c	factor de respuesta resonante para estructuras cilíndricas, adimensional
R_e	número de Reynolds, adimensional
R_{ta}	factor de respuesta resonante para torres de celosía, adimensional
$R1, R2, R3$ y $R4$	tipos de rugosidad del terreno
r	radio de las esquinas de la sección transversal de un elemento prismático, m
r_c	altura de la cumbrera de cubiertas de arco circular, medida desde el inicio del arco, m
r_0, r_1, r_2	parámetros empleados en el cálculo de la deflexión máxima en vidrio recocido, adimensional
S	área del vidrio, m ²
S_f	espacio entre la cara inferior del panel solar y la superficie del techo, m
S_L	espectro de potencia del viento, adimensional
St	número de Strouhal, adimensional
$T1, T2, T3$ y $T4$	tipos de topografía del terreno
t	espesor de vidrio monolítico recocido, mm
V	fuerza cortante en el entrepiso o segmento en estudio, N
V_{cr}	velocidad crítica del viento, m/s
V_D	velocidad de diseño para una altura dada, m/s
V'_D	velocidad media de diseño para una altura dada durante un intervalo de 10 minutos, m/s
V_H	velocidad de diseño a la altura H , m/s
V_R	velocidad regional de ráfaga que corresponde al sitio de interés, m/s
W	suma de las cargas viva y muerta por encima de un entrepiso o segmento, N
w	deflexión máxima del panel de vidrio, mm
X	parámetro empleado en el cálculo de la deflexión máxima en vidrio recocido, adimensional
x	cota de desplazamiento empleada en salientes de fachadas, m
$Y_{F,máx}$	máximo desplazamiento transversal al flujo del viento, m
$y+$	parámetro relacionado con el comportamiento de un fluido cerca de una pared, adimensional
z	altura de un punto desde el terreno, m
$z_{mín}$	parámetro de altura mínima, m
z_s	altura de referencia para la determinación de la respuesta de ráfaga, m
z_{ta}	altura a la que se encuentra el punto medio de la longitud vertical de un tramo de una torre de celosía, m
z_0	longitud de rugosidad, m
α	exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura para intervalo de ráfaga de 3 segundos, adimensional
α'	exponente que determina la forma de la variación de la velocidad media del viento con la altura, adimensional
$\bar{\alpha}$	exponente que define la variación de la longitud de escala con la altura, adimensional

β	ángulo de las cubiertas en arco para definir las zonas A, B y C (fig. 5.2.1.1.2), grados
γ	pendiente de techos, grados
ΔC_D	coeficiente de arrastre adicional para antenas y torres con accesorios, adimensional
ΔC_{at}	coeficiente de arrastre adicional en un tramo de torre debido a accesorios, adimensional
δ	altura gradiente, m
η_b	frecuencia reducida considerando la dimensión b , adimensional
η_h	frecuencia reducida considerando la dimensión h , adimensional
θ	ángulo de inclinación en techos o dirección del viento, grados
θ_a	ángulo de desviación del flujo de viento con respecto a la línea que une el centro de la sección transversal de la torre con el centro del accesorio, grados
θ_l	ángulo empleado en el cálculo de θ_a , grados
λ_B	factor que depende del ancho superior e inferior de la torre, adimensional
λ_m	coeficiente que determina la variación de la forma modal con la altura, adimensional
$\mu(z)$	masa por unidad de altura del edificio, kg/m
ν	tasa media de fluctuación, s^{-1}
ρ	densidad del aire, kg/m^3
σ_y	desviación estándar del desplazamiento transversal al flujo del viento, m
ζ_a	relación de amortiguamiento aerodinámico, adimensional
ζ_{est}	relación de amortiguamiento estructural, adimensional
ζ_d	relación de amortiguamiento asociado con algún mecanismo de amortiguamiento auxiliar, adimensional
ζ_t	relación de amortiguamiento total, adimensional
$\zeta_{t,y}$	relación de amortiguamiento total en la dirección transversal del viento, adimensional
$\Phi_{1,x}(z)$	configuración del primer modo, en la dirección longitudinal del viento, adimensional
$\Phi_{1,y}(z)$	configuración del primer modo, en la dirección perpendicular al viento, adimensional
$\Phi(z)$	modo fundamental de vibración, en la dirección longitudinal del viento, adimensional
ϕ	relación de solidez del anuncio, muro o tramo de torre de celosía, adimensional
ψ	cociente del desplazamiento relativo entre dos niveles de piso o secciones horizontales, dividido entre la correspondiente diferencia de elevaciones, adimensional

Espacio en blanco dejado de manera intencional

TERMINOLOGÍA

Aberturas

Aberturas o agujeros en la envolvente del edificio que permiten que el aire fluya a través de la envolvente del edificio.

Amortiguamiento aerodinámico

Fuerzas aerodinámicas proporcionales a la velocidad de la estructura, que se adicionan o sustraen del amortiguamiento estructural. El amortiguamiento aerodinámico puede ser positivo o negativo.

Amortiguamiento estructural

Término empleado para referirse a la disipación de energía en un material debido principalmente a la fricción interna causada por el deslizamiento de partículas en planos internos durante la deformación.

Amortiguamiento auxiliar

Dispositivos como masa sólida sintonizada, masa líquida sintonizada o amortiguador viscoso, frecuentemente empleados en edificios altos, particularmente en aquéllos susceptibles a vientos intensos. Estos dispositivos proveen un aumento importante de disipación de energía y reducción de la vibración.

Altura media del techo

El promedio de la altura del alero del techo y la altura hasta el punto más alto de la superficie del techo, excepto que, para ángulos de techo menores o iguales que 10° , se permite tomar la altura media del techo como la altura del alero del techo.

Armaduras

La armadura también llamada celosía, es una estructura compuesta por elementos o barras, por lo general rectos, interconectados en nudos, que forman triángulos planos, conocidos como celosías planas o pirámides tridimensionales, llamadas también celosías espaciales. La importancia e interés en esta clase de estructuras es que las barras se emplean de manera predominante a tensión (tracción) y compresión, presentando pequeñas flexiones que suelen ser despreciables. Los elementos que trabajan solo a tensión o compresión se les denomina elemento barra y los que pueden estar sometidos adicionalmente a flexión se les llama elementos viga.

Categoría del terreno

Se relaciona a una clasificación estándar según el tipo de rugosidad en los alrededores de un sitio de interés.

Coefficientes de presión sobre superficies

Coefficiente para determinar las presiones exteriores o interiores (empuje o succión).

Coefficientes de arrastre

Determinan la fuerza de arrastre sobre construcciones o elementos estructurales.

Coefficientes de presión neta sobre superficies

Determinan el efecto combinado de empujes y succiones para evaluar las fuerzas resultantes.

Coefficientes de fuerza sobre cuerpos

Determinan las fuerzas generales (fuerzas o momentos) sobre un cuerpo.

Coefficientes de presión sobre superficies

Coefficiente para determinar las presiones exteriores o interiores (empuje o succión) sobre superficies expuestas al flujo del viento.

Combinación de fuerzas del viento

Combinación de fuerzas horizontales y momento de torsión en edificios.

Componentes y revestimientos

Elementos de recubrimiento del edificio o los elementos de los accesorios del edificio y estructuras y equipos de techumbre que no califican como parte del sistema principal resistente a fuerzas de viento.

Cubierta

Superficies exteriores que envuelven un edificio o construcción por la parte superior.

Densidad espectral

Una medida de la contribución a una cantidad fluctuante (e.g., velocidad del viento, presión del viento, deflexión) dentro de un ancho de banda de frecuencia definido.

Desprendimiento de vórtices

Desprendimiento periódico de vórtices (remolinos) de un cuerpo inmerso en la corriente de viento.

Elementos de recubrimiento

Son elementos que no forman parte de la estructura principal y no contribuyen a la resistencia ante la acción del viento. Generalmente revisten la estructura y tendrán que resistir las presiones inducidas por el flujo del viento.

Estructuras de celosía

Es una estructura reticular de barras rectas interconectadas en nudos formando triángulos planos (en celosías planas) o pirámides tridimensionales (en celosías espaciales). También se les conoce como armaduras o reticulados. Las celosías metálicas son estructuras que salvan grandes claros con poco material, gracias a su morfología de barras formando triangulaciones. El triángulo es la forma geométrica que, aunque sus nodos están articulados, mantiene su forma, de modo que una serie de triángulos concatenados forman una estructura plana o espacial estable.

Estructuras reticulares

Una estructura reticular o reticulada (también conocida como estructura de barras) está formada por un conjunto de barras interconectadas y entrecruzadas unidas por medio de nudos articulados o rígidos formando triángulos.

Fuerza de diseño

Fuerza estática equivalente a utilizar en la determinación de cargas de viento para estructuras sensibles a los efectos dinámicos del viento.

Factor de respuesta de ráfaga

Cociente de la respuesta máxima esperada de la estructura en un periodo de tiempo definido (e.g., 10 minutos) a la respuesta media o estática en el mismo periodo de tiempo.

Factor pico

Relación del valor máximo menos el valor medio, con respecto a la desviación estándar, para la velocidad del viento, presión, fuerza o respuesta.

Fuerza longitudinal

Fuerza aerodinámica en la dirección del flujo del viento.

Fuerza transversal

Fuerza aerodinámica perpendicular a la dirección del flujo del viento.

Inestabilidad aeroelástica

Efecto que se presenta en estructuras en las que las fuerzas del viento en una dirección aumentan en razón del desplazamiento en la misma dirección.

Instituto

Instituto para la Seguridad de las Construcciones.

Intervalo o tiempo de medición

Es el intervalo o tiempo en el que se mide y promedia la velocidad del viento para evaluar el valor máximo.

Momento de torsión

Momento inducido por la variación de presiones instantáneas inducidas por el viento en la envolvente de edificios.

NTC-Acero

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

NTC-Cimentaciones

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC-Concreto

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-Criterios

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

NTC-Evaluación y Rehabilitación

Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

NTC-Madera

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

NTC-Mampostería

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-Proyecto Arquitectónico

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

NTC-Revisión

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

NTC-Sismo

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

NTC-Viento

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

Panel solar de techo

Dispositivo para recibir radiación solar y convertirla en electricidad o energía térmica. Típicamente se trata de un módulo fotovoltaico o panel solar térmico.

Presión de diseño

Presión estática equivalente a ser utilizada en la determinación de cargas de viento para edificios.

Presiones interiores

Presiones que se generan dentro de estructuras cerradas; podrán ser positivas o negativas, dependiendo de su permeabilidad o de la localización y del tamaño de las aberturas.

Procedimiento del túnel de viento

Un procedimiento experimental para determinar cargas de viento en edificios y otras estructuras, en las que las presiones y fuerzas y momentos se determinan para cada dirección del viento considerada, a partir de un modelo del edificio u otra estructura y sus alrededores.

Relación de esbeltez

Relación de la altura al lado menor de la estructura.

Relación de solidez

Relación entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la superficie expuesta.

Relación de aspecto de un vidrio

Relación entre el lado más largo del panel de vidrio y su lado más corto.

Respuesta dinámica

Respuesta de la estructura debido a los efectos turbulentos (dinámicos) del viento. La respuesta dinámica se conforma de la respuesta de fondo y la respuesta en resonancia.

Respuesta de fondo

Parte de la respuesta dinámica debida a ráfagas de frecuencia menor que la frecuencia natural de la estructura.

Respuesta en resonancia

Parte de la respuesta dinámica debida a ráfagas de frecuencia similar a la frecuencia natural de la estructura.

Umbral de aceleración

Niveles de aceleración inducida por el viento que son percibidos por los habitantes de un edificio alto.

Vidrio recocido

Vidrio que no ha sido sometido a endurecimiento, laminación y refuerzo térmico.

Velocidad regional

Velocidad de ráfaga, con intervalo de medición de 3 segundos, a 10 m de altura por encima del terreno natural, para una categoría del terreno tipo 2.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

ESTÁNDARES

Normas Mexicanas (NMX)

Norma NMX-R-060-SCFI-2013 – Ventanas: clasificaciones y especificaciones

Norma NMX-C-567-2-ONNCCE-2020 – Industria de la construcción-diseño por viento de edificaciones y otras construcciones-parte 2: métodos de ensayo en túnel de viento

Espacio en blanco dejado de manera intencional

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.1.1 En esta Norma se detallan y amplían los requisitos mínimos de diseño por viento contenidos en el Reglamento.

1.1.2 Los procedimientos aquí indicados se aplicarán conforme a los criterios generales de diseño especificados en el Reglamento. Deben aplicarse, a las acciones debidas al viento, los factores de carga correspondientes a acciones accidentales fijados en la NTC-Criterios.

Comentario:

En esta versión de la Norma se presentan comentarios a los requisitos de análisis y diseño que permitan aclarar su interpretación. En el caso de temas no cubiertos en versiones anteriores, se presentan comentarios más amplios y detallados. Los comentarios y sus figuras no son de carácter obligatorio. Las referencias en los comentarios incluyen mayor información o criterios optativos que se recomienda sean consultadas.

Cuando se ha juzgado conveniente, se han añadido figuras en los comentarios con objeto de ilustrar un concepto o requisito, o para aclarar su interpretación. El pie de figura inicia con la letra C, de la palabra "Comentario", para distinguirlas de las figuras que forman parte del cuerpo normativo (por ejemplo, fig. C2.3.2). La numeración se puede referir a la sección o inciso general del tema que se comenta, o bien a un inciso específico para el cual se ha incluido la figura.

1.2 Limitaciones

1.2.1 Para la aplicación de los procedimientos indicados en esta Norma se considera que la respuesta estructural ante la acción del viento es lineal. Asimismo, estos procedimientos sólo son aplicables a las construcciones con las geometrías que se presentan más adelante, de lo contrario será necesario realizar estudios de modelos experimentales en túnel de viento para comprobar su seguridad y cumplimiento de condiciones de servicio.

Los procedimientos deberán limitarse también a las siguientes restricciones:

- a) La altura de la construcción no debe ser mayor que 200 m.
- b) Los claros de construcciones no deben ser mayores que 100 m.
- c) El periodo fundamental de la estructura no debe exceder de 5 s.

1.2.2 Si estas limitaciones no se cumplen deberán realizarse estudios de modelos experimentales en túnel de viento, como se indica en 2.3.

Comentario:

La normativa internacional no menciona un modo de vibrar específico; sin embargo, el viento puede excitar modos de translación o torsión.

1.3 Unidades

1.3.1 Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada uno de esos casos, se presenta, en primer lugar, la ecuación en términos de unidades del sistema internacional (SI) y, en segundo lugar, entre paréntesis, en términos de unidades del sistema métrico decimal usual.

1.3.2 Los valores correspondientes a los dos sistemas de unidades no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

2. CRITERIOS DE DISEÑO

2.1 Aspectos generales

2.1.1 Deberá revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural. La revisión deberá considerar la acción estática y dinámica del viento cuando la estructura sea sensible a estos efectos. Para la revisión de la seguridad de la estructura principal ante los efectos estáticos y dinámicos inducidos por el viento se seguirán los criterios de los Capítulos 5 y 6, respectivamente. Para la revisión de la seguridad de la estructura principal ante los efectos de vórtices periódicos sobre estructuras cilíndricas y prismáticas se seguirán los criterios del Capítulo 7.

2.1.2 Deberá realizarse, además, un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento, tanto los que forman parte del sistema estructural, tales como cuerdas, diagonales y montantes, como los que constituyen sólo un revestimiento (por ejemplo: láminas de cubierta, elementos de fachada y vidrios). Para el diseño local de estos elementos se seguirán los criterios del Capítulo 4.

2.1.3 Se deberán tomar precauciones durante la construcción y en estructuras provisionales. Para ello, se revisará la estabilidad de las construcciones ante efectos de viento durante el proceso de erección. Pueden necesitarse por este concepto apuntalamientos y contravientos provisionales, especialmente en construcciones de tipo prefabricado. Para este caso se evaluarán los empujes con las velocidades referidas en el Capítulo 3, asociadas a un período de retorno de 10 años. En el caso de desprendimiento de elementos de fachada y cubiertas que puedan convertirse en proyectiles que puedan ocasionar daños importantes, tanto a la estructura por diseñar como a las de los alrededores, estos elementos deberán diseñarse para las velocidades que correspondan a la estructura principal.

2.1.4 Deberá revisarse que los estados límite de servicio en términos de distorsiones, desplazamientos y aceleraciones inducidos por la acción del viento cumplan con los límites establecidos en el Capítulo 8.

Comentario: Para el diseño de una estructura sometida a la acción del viento deben revisarse los estados límite de diseño de colapso y servicio, los cuales son considerados por separado.

Aunque no se menciona de manera explícita en las NTC-Viento, una estructura sometida a la acción del viento, diseñada para resistir la ocurrencia de los estados límite de colapso y servicio, previene que las pérdidas económicas sean excesivas.

En los últimos años, la aplicación de conceptos de diseño por desempeño a estructuras sometidas a viento ha tomado un gran auge. La prenorma "Prestandard for performance-based wind design" (ASCE, 2019) incluye diferentes objetivos de desempeño. Un objetivo de desempeño es un resultado específico para un elemento o sistema de un edificio durante o después de un evento de viento elegido por las partes interesadas y el proyectista. Los objetivos de desempeño se establecen al inicio del diseño y se miden de acuerdo con sus criterios de aceptación relacionados. Los objetivos de desempeño pueden ser tangibles, intangibles, económicos (evitar o retrasar el costo o la pérdida), o ambientales.

2.2 Clasificación de las estructuras

2.2.1 De acuerdo con su importancia

2.2.1.1 Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la importancia para la cual serán destinadas, las estructuras están clasificadas en dos grupos, A y B, según el Reglamento. Además de las estructuras de los Grupos A y B, también se incluyen estructuras temporales, que permanezcan por más de una estación del año. Los periodos de retorno asociados con la velocidad regional para estructuras de los Grupos A, B y temporales serán 200, 50 y 10 años, respectivamente.

2.2.2 De acuerdo con su respuesta ante la acción del viento

2.2.2.1 Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos:

- a) Tipo 1. Comprende las estructuras afectadas por la acción estática (media) del viento, que resultan poco sensibles a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos; es

decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en planta es mayor que 5 o cuyo período natural de vibración excede de 1 segundo. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica

- b) Tipo 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal, así como sus propiedades dinámicas, las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo, los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor que 5, o con periodo fundamental mayor que 1 segundo. También las antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4
- c) Tipo 3. Comprende estructuras como las definidas en el Tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos que provocan fuerzas y vibraciones transversales a la dirección del viento. Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos o prismáticos, tales como chimeneas y edificios
- d) Tipo 4. Comprende las estructuras o accesorios que por su forma o por lo largo de sus períodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes, que no pueden incluirse en el Tipo 1.

2.2.3 Efectos a considerar

2.2.3.1 En el diseño de estructuras sometidas a la acción de viento se tomarán en cuenta aquellos efectos que puedan ser importantes en cada caso, los efectos incluyen:

- a) Empujes y succiones estáticos
- b) Fuerzas dinámicas paralelas al flujo principal, causadas por turbulencia
- c) Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes
- d) Inestabilidad aeroelástica.

2.2.3.2 Para el diseño de las estructuras Tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con el Capítulo 5.

2.2.3.3 Para el diseño de las estructuras Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. Para considerar los efectos dinámicos en el diseño podrá aplicarse el método para determinar fuerzas estáticas equivalentes, de acuerdo con las secciones correspondientes de los Capítulos 5 y 6.

2.2.3.4 Las estructuras Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las de Tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes, según se especifica en el Capítulo 7.

2.2.3.5 Para estructuras Tipo 4 los efectos de viento se valuarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados por el Tipo 3. Los problemas de inestabilidad aeroelástica ameritarán estudios de modelos experimentales en túnel de viento. En 2.3 se presentan los requisitos mínimos para el desarrollo de pruebas experimentales en túnel de viento.

2.3 Estudios en túnel de viento

2.3.1 En construcciones que no cumplan con los requisitos establecidos en 1.2 o que tengan forma geométrica no cubierta en esta Norma y con características que las hagan particularmente sensibles a los efectos de viento o cuando los efectos de bloqueo debido a topografías o edificios circundantes sean considerados, el cálculo de estos efectos se basará en resultados de estudios experimentales en túnel de viento. Para las pruebas experimentales se deberá cumplir con los requisitos de la NMX-C-567-2-ONNCCE-2020. Podrán tomarse como base resultados existentes de ensayos realizados en modelos de construcciones de características geométricas semejantes; la adopción de estos resultados deberá ser aprobada por el Instituto. Cuando no se cuente con estos resultados o cuando se trate de construcciones de particular importancia, deberá recurrirse a estudios de túnel de viento en modelos de la construcción misma.

2.3.2 Para construcciones que cumplan con los requisitos establecidos en 1.2, el propietario de la construcción podrá solicitar que se realicen pruebas experimentales de túnel de viento para evaluar los efectos del viento sobre la construcción. Los procedimientos de ensayos e interpretación de los estudios de túnel de viento seguirán técnicas reconocidas y deberán ser aprobados por el Instituto.

2.3.3 Para la realización de las pruebas y la interpretación de sus resultados se procederá como sigue:

2.3.3.1 Para las pruebas experimentales en túnel de viento, independientemente del tipo de modelo, se deberá reproducir el perfil de velocidad media del viento que represente las características de rugosidad del sitio destinado a la construcción, incluyendo los posibles efectos de construcciones vecinas, así como accidentes topográficos. Además, se deberá verificar la caracterización de la turbulencia simulada mediante la intensidad de turbulencia, la longitud integral de turbulencia y la densidad espectral de la turbulencia. Asimismo, se deberán definir los tiempos de medición y los intervalos para evaluar las velocidades y presiones medias.

2.3.3.2 Los tipos de modelos para pruebas experimentales en túnel de viento, la instrumentación y objetivos de las pruebas se presentan a continuación:

a) Pruebas de modelos rígidos

- 1) Para estructuras Tipo 1, poco sensibles a los efectos dinámicos del viento, se recurrirá a modelos rígidos a escala, con geometría similar a la estructura en estudio, diseñados para satisfacer condiciones de similitud fluidodinámica. Los modelos se instrumentarán con sensores de presión, que permitan definir coeficientes locales de presión en puntos predefinidos de la superficie exterior del modelo, con los cuales se puedan obtener isobaras o contornos de presión representativos de la acción del viento, para diversos ángulos de incidencia del viento, los cuales deberán ser definidos previamente
- 2) Para estructuras Tipo 2 y 3, sensibles a la acción de ráfagas, se podrán emplear modelos rígidos a escala, con geometría similar a la estructura en estudio. Estos modelos serán diseñados para satisfacer condiciones de similitud fluidodinámica y se podrán instrumentar de alguna de las siguientes formas:
 - 2.1) Con sensores de presión, que permitan definir las cargas dinámicas que produce el viento para diversos ángulos de incidencia definidos previamente
 - 2.2) Con bases instrumentadas, que permitan conocer las acciones que el viento produce en la base de la estructura, para diversos ángulos de incidencia. Las fuerzas en la base de la estructura podrán ser empleadas para proponer fuerzas estáticas equivalentes sobre la estructura en estudio.

b) Pruebas de modelos aeroelásticos

Para estructuras del Tipo 3 y 4 se podrán emplear modelos aeroelásticos a escala. Este tipo de prueba es recomendado para estructuras sensibles a los efectos dinámicos del viento, en las que además puedan presentarse oscilaciones importantes transversales al flujo del viento debido a vórtices o remolinos periódicos que interactúan con la estructura, o cuando la estructura pueda presentar condiciones de inestabilidad aeroelástica. El modelo aeroelástico, con geometría similar a la estructura, deberá reproducir la distribución de masas y rigideces, así como los niveles de amortiguamiento esperados en la construcción. Será indispensable la existencia de similitud dinámica entre los tres primeros modos de vibrar del modelo a escala y de la estructura en estudio. El modelo se instrumentará con sensores que permitan estimar la magnitud de los desplazamientos, y otras respuestas, en dos direcciones ortogonales, ante diversos ángulos de ataque. Además de obtener la respuesta inducida por el viento, las pruebas de modelos aeroelásticos permiten identificar procesos inestables que se producen por la interacción fluido-estructura y definir velocidades críticas del viento que generan estas inestabilidades o velocidades críticas del viento para la aparición de vórtices.

Comentario:

Las pruebas experimentales en un túnel de viento deben satisfacer una serie de condiciones de similitud (geométrica, cinemática y dinámica) y realizar un adecuado escalamiento de los modelos. En términos generales, para la adecuada simulación del campo fluido, se debe tener un adecuado escalamiento y simulación de los siguientes factores: perfil medio del viento, intensidad de turbulencia, longitud integral de turbulencia, relación de velocidades de viento para diferentes tiempos de medición y densidad espectral de la turbulencia.

El adecuado control de los parámetros anteriores permitirá reducir la incertidumbre de las estimaciones de los efectos del viento. Algunas referencias, internacionalmente aceptadas y empleadas, para la correcta ejecución de pruebas experimentales en túnel de viento incluyen: ASCE (1999), ASCE (2012), BLWTL (1999) y Simiu (2009). De acuerdo con la prenorma "Performance Based Design for Wind Desing" de ASCE (2019), las pruebas experimentales en túnel de viento mejoran el desempeño estructural.

En México, el estándar NMX-C-567-2-ONNCCE contiene información básica de pruebas experimentales en túnel de viento, la cual está basada en algunas de las referencias internacionales anteriormente mencionadas.

Cuando los efectos de bloqueo debido a topografías o edificios circundantes sean evaluados, los cambios futuros de edificios circundantes deben ser confirmados.

Actualmente no es posible verificar la confiabilidad y exactitud del análisis numérico con modelos de mecánica de fluidos computacional (MFC) y ninguna norma o reglamento recomienda su empleo; por tanto, este método no debe usarse para determinar fuerzas de viento. Sin embargo, la MFC puede emplearse como complemento a las pruebas experimentales en túnel de viento. Las principales ventajas de este método son: 1) no existen restricciones de similitud geométrica o cinemática, 2) las simulaciones siempre se desarrollan en condiciones totalmente controladas y 3) puede proporcionar información detallada sobre las variables del flujo (velocidad, presión, temperatura, etc.) en cualquier punto del dominio computacional de forma simultánea en una sola simulación. Algunas aplicaciones de MFC pueden ser en: 1) simulación del entorno de viento alrededor de edificios para transeúntes, 2) estudiar el confort en balcones, 3) analizar el comportamiento de lluvia impulsada por el viento en las fachadas de los edificios, 4) estudios de ventilación natural e intercambio de calor, 5) simulación de dispersión de contaminantes sobre edificios, entre otros. Sin embargo, la calidad de los resultados de MFC llega a ser cuestionable debido a que suelen subestimarse los efectos en las zonas de desprendimiento y siempre se requieren estudios de verificación y validación con resultados de pruebas experimentales. Por lo tanto, la MFC no reemplaza a las simulaciones experimentales y ambas metodologías son complemento una de la otra. Asimismo, debido a que estas simulaciones numéricas son muy sensibles a los múltiples parámetros definidos por el usuario, existen pautas de mejores prácticas (Franke et al., 2004, 2007, 2011; Blocken, 2007; Tominaga et al., 2008) que permiten desarrollar simulaciones más confiables y con menor incertidumbre. Los aspectos más importantes que deben cuidarse y reportarse en un estudio numérico con MFC son:

- a) La relación de bloqueo efectiva del modelo en el dominio computacional*
- b) La altura de la primera celda asociada a un valor de z_0 , así como el valor de y^+*
- c) Los perfiles de entrada para capa límite atmosférica*
- d) Modelo de turbulencia*
- e) El criterio de convergencia y monitoreo de residuales*
- f) La prueba de homogeneidad en un dominio vacío*
- g) La prueba de independencia de malla*
- h) La validación de los resultados numéricos con resultados experimentales si estos están disponibles en la literatura.*

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. VELOCIDADES DE VIENTO PARA DISEÑO

3.1 Velocidad de diseño del viento para presiones estáticas, V_D

3.1.1 Cálculo de la velocidad de diseño para presiones estáticas, V_D

3.1.1.1 Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño, la que se obtendrá de acuerdo con:

$$V_D = F_T F_{rz} V_R \quad (3.1.1.1)$$

3.1.2 Determinación de la velocidad regional, V_R

3.1.2.1 La velocidad regional es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10 m sobre el lugar de desplante de la estructura, para condiciones de terreno plano (terreno tipo R2, fig. 3.1.3.2.1 y tabla 3.1.3.2.1). Los valores de esta velocidad se obtendrán de las figs. 3.1.2.1.1, 3.1.2.1.2 y 3.1.2.1.3, que muestran mapas de contorno correspondientes a los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, recomendados para el diseño por viento de estructuras de los Grupos A, B y temporales, respectivamente. Estos valores incluyen el efecto de ráfaga que corresponde a tomar el valor máximo de la velocidad media durante un intervalo de medición de tres segundos. En el Apéndice A se presentan velocidades regionales para periodos de retorno fijo de algunas colonias pertenecientes a las 16 demarcaciones territoriales de la Ciudad de México.

Comentario:

La actualización de la regionalización eólica de la Ciudad de México se realizó con base en los registros de velocidades máximas provenientes de diferentes estaciones meteorológicas: estaciones del Programa de Estaciones Meteorológicas del Bachillerato Universitario (PEMBU), administradas por el Instituto de Ciencias de la Atmósfera y Cambio Climático de la UNAM, y estaciones administradas por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN), que incluyen observatorios, estaciones sinópticas meteorológicas (ESIMEs) y estaciones meteorológicas automáticas (EMAs). Estos registros fueron analizados y depurados, posteriormente se realizó el análisis estadístico y probabilista de los valores extremos, finalmente se realizaron las interpolaciones rigurosas para cada demarcación territorial de la Ciudad de México.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

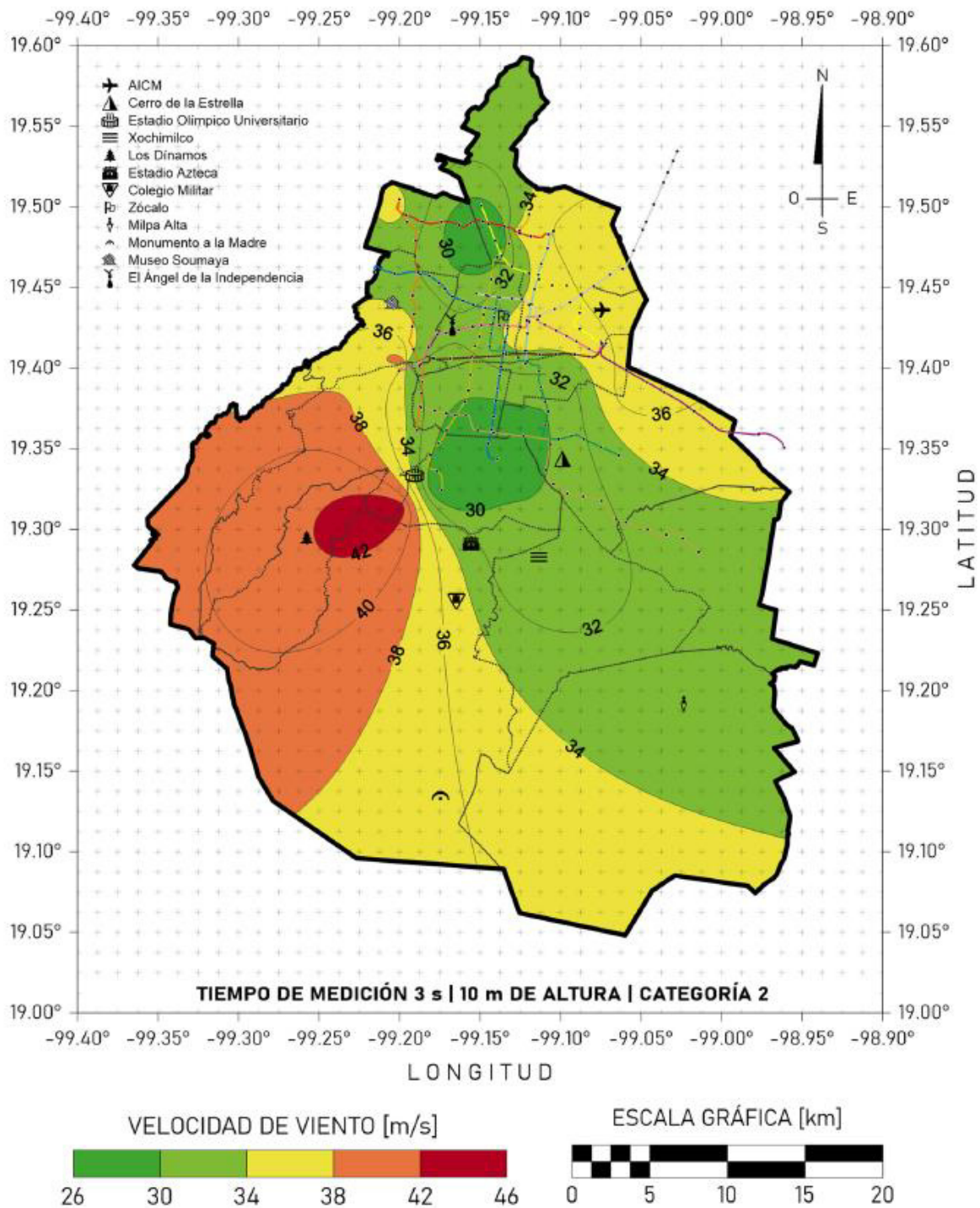


Figura 3.1.2.1.1 - Velocidades regionales, V_R , para un periodo de retorno de 200 años

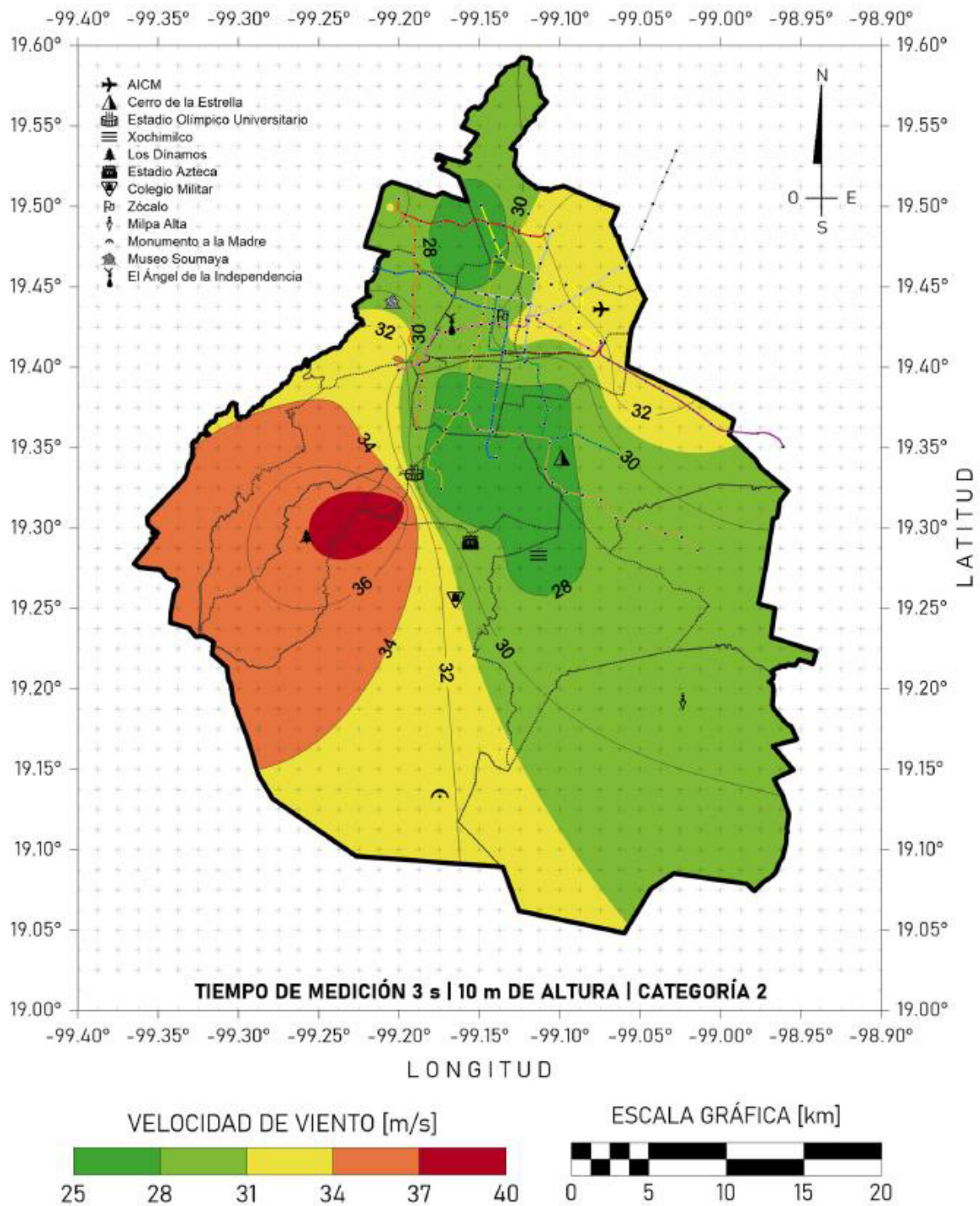


Figura 3.1.2.1.2 - Velocidades regionales, V_R , para un periodo de retorno de 50 años

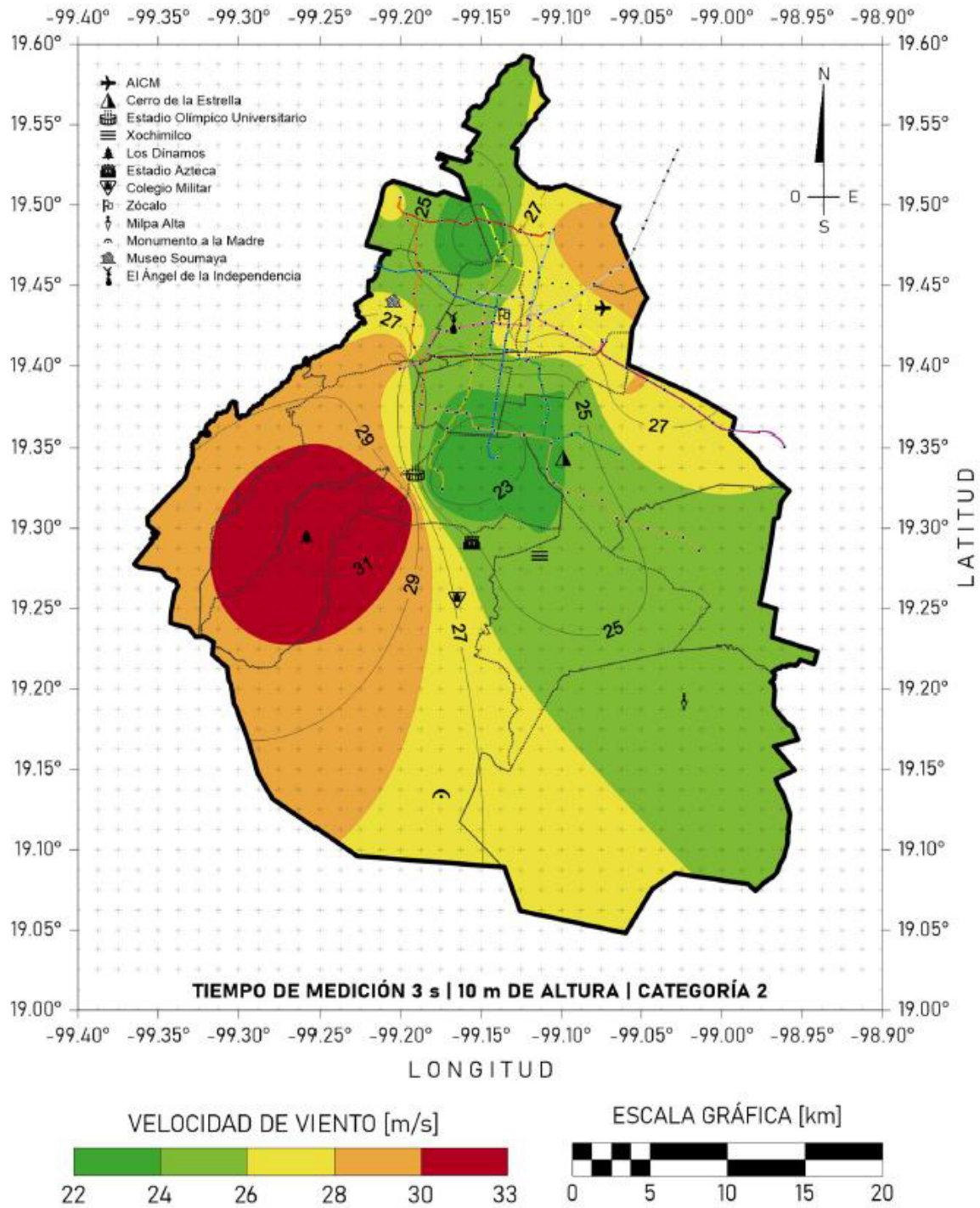


Figura 3.1.2.1.3 - Velocidades regionales, V_R , para un periodo de retorno de 10 años

3.1.3 Factor de exposición local, F_{rz}

3.1.3.1 Este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura z , en función de la rugosidad del terreno de los alrededores del sitio de desplante, y se calculará con:

$$F_{rz} = c; \quad \text{si } z \leq 10 \text{ m} \quad (3.1.3.1.1.a)$$

$$F_{rz} = c (z/10)^\alpha; \quad \text{si } 10 \text{ m} < z \leq \delta \quad (3.1.3.1.1.b)$$

$$F_{rz} = c (\delta/10)^\alpha; \quad \text{si } z \geq \delta \quad (3.1.3.1.1.c)$$

3.1.3.2 Los valores de los parámetros c , α y δ , empleados en el cálculo de F_{rz} , se obtendrán de la tabla 3.1.3.2.1 de acuerdo con el tipo de rugosidad del terreno.

Tabla 3.1.3.2.1 - Valores de c , α y δ

Tipos de rugosidad del terreno		c	α	δ (m)
R1	Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto. Las obstrucciones existentes, tienen alturas menores que 1.5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 20 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.	1.142	0.061	280
R2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones. Las obstrucciones existentes, tienen alturas de 1.5 a 5 m, la longitud mínima debe ser la mayor entre 1500 m o 20 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.	1.000	0.095	350
R3	Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4. Las obstrucciones existentes presentan alturas de 3 a 10 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 20 veces la altura de la construcción, la que sea mayor.	0.832	0.140	410
R4	Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 20 veces la altura de la construcción, la que sea mayor.	0.668	0.192	470

Si en una dirección de análisis de los efectos del viento existen diferentes rugosidades con longitud menor que 500 m, se deberá considerar la que produzca los efectos más desfavorables. Esta tabla se complementa con la fig. 3.1.3.2.1.

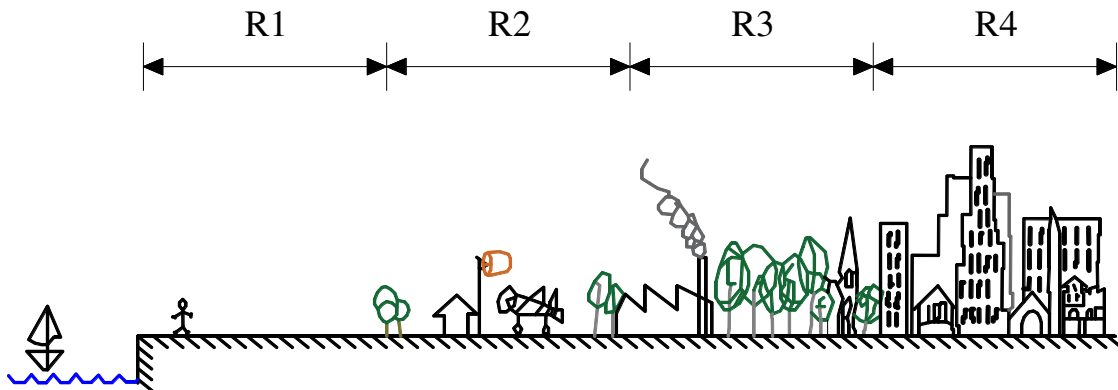


Figura 3.1.3.2.1 - Rugosidades del terreno

3.1.4 Factor correctivo por topografía, F_T

3.1.4.1 Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura. Los valores de este factor se tomarán de la tabla 3.1.4.1.1.

Tabla 3.1.4.1.1 - Factor F_T

Tipos de topografía		F_T
T1	Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.8
T2	Valles cerrados	0.9
T3	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que 5 % (normal)	1.0
T4	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.1
T5	a) Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes entre 10 y 15 %, cañadas o valles cerrados	1.2
	b) Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 15 %, cañadas o valles cerrados	1.5

Esta tabla se complementa con la fig. 3.1.4.1.1.

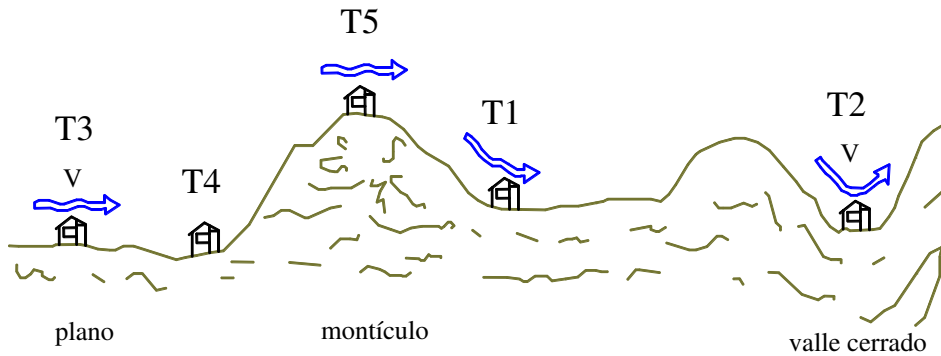


Figura 3.1.4.1.1 - Formas topográficas locales

Comentario:

Si los accidentes topográficos locales difieren de los aquí indicados, se deberán hacer pruebas en túnel de viento para tener una mejor estimación de éstos. El valor del factor de topografía calculado con este procedimiento experimental deberá ser aprobado por el Instituto.

3.2 Velocidad de diseño del viento para presiones dinámicas, V'_D

3.2.1 Cálculo de la velocidad de diseño del viento para presiones dinámicas, V'_D

3.2.1.1 Para el caso de los efectos dinámicos del viento sobre una estructura del Tipo 2 o 3, se empleará la velocidad media de viento asociada a un intervalo de medición de 10 minutos. Esta velocidad media se obtendrá de acuerdo con:

$$V'_D = F_T F'_{rz} V_R \tag{3.2.1.1.1}$$

3.2.1.2 Los factores para el cálculo de la ec. 3.2.1.1.1, V_R y F_T , se tomarán de 3.1.2.1 y 3.1.4.1, respectivamente. El factor F'_{rz} se define en 3.2.2.1. Este último factor depende del intervalo de la velocidad media del viento.

Comentario:

La velocidad de diseño para estimar las presiones dinámicas se asocia con un intervalo de medición de 10 minutos o 600 segundos. Lo anterior se debe a que las diferentes metodologías para el cálculo de la respuesta dinámica que se ha incluido en diversos códigos internacionales se asocian con velocidades medias con un intervalo de medición de 10 minutos. Por facilidad, el factor que convierte la velocidad de ráfaga de tres segundos a velocidad media con tiempo de medición de 10 minutos se incluye en el factor de exposición F'_{rz} , que se presenta en 3.2.2.1.

3.2.2 Factor de exposición local para la velocidad media del viento, F'_{rz}

3.2.2.1 Este factor considera el efecto combinado de las características de rugosidad local y de la variación de V'_D con la altura z , y se obtiene con:

$$F'_{rz} = 0.702\bar{b}; \quad \text{si } z \leq 10 \text{ m} \quad (3.2.2.1.1.a)$$

$$F'_{rz} = 0.702\bar{b} (z/10)^{\alpha'}; \quad \text{si } 10 \text{ m} < z \leq \delta \quad (3.2.2.1.1.b)$$

$$F'_{rz} = 0.702\bar{b} (\delta/10)^{\alpha'}; \quad \text{si } z \geq \delta \quad (3.2.2.1.1.c)$$

3.2.2.2 Los valores de los parámetros \bar{b} y α' dependen de las condiciones de rugosidad o categoría del terreno y sus valores se tomarán de la tabla 3.2.2.2.1.

Tabla 3.2.2.2.1 - Parámetros \bar{b} y α' , según la categoría del terreno

Categoría del terreno	\bar{b}	α'
R1	1.17	0.10
R2	1.00	0.14
R3	0.82	0.19
R4	0.61	0.26

Comentario:

El factor 0.702, empleado en las ecuaciones 3.2.2.1.1 para definir F'_{rz} , se utiliza para transformar la velocidad regional asociada con un tiempo de medición de 3 s a uno de 10 minutos, a 10 m de altura sobre el terreno natural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO

4.1 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento

4.1.1 Presiones en elementos de recubrimiento

4.1.1.1 Se diseñarán con los criterios establecidos en este capítulo los elementos que no forman parte de la estructura principal y los que no contribuyen a la resistencia de la estructura ante la acción del viento, así como los que tienen por función recubrir la estructura. Cada elemento se diseñará para las presiones, tanto positivas (empujes) como negativas (succiones) que correspondan a la dirección más desfavorable del viento, calculadas con las ecuaciones presentadas en 5.1.

4.1.2 Coeficientes de presión exterior para edificios regulares cuya altura es mayor o igual que 20 m

4.1.2.1 Se usarán los coeficientes de presión exterior de la tabla 4.1.2.1.1 para elementos ubicados en edificios de más de 20 m de altura. La fig. 4.1.2.1.1 muestra las zonas de afectación del viento.

Tabla 4.1.2.1.1 - Coeficientes de presión exterior para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es mayor o igual que 20 m

Zona	Efecto	Coeficiente de presión, C_{pe}
1	succión	$-1.1 < 0.54 \log_{10}(A) - 1.54 < -0.75$
	empuje	$0.8 < -0.5 \log_{10}(A) + 1.60 < 1.1$
2	succión	$-2 < 1.07 \log_{10}(A) - 3.58 < -1.3$
	empuje	$0.8 < -0.6 \log_{10}(A) + 1.86 < 1.2$
3	succión	$-2.0 + 0.3 \log_{10}(A) < -2.0$
4	succión	$-2.5 + 0.3 \log_{10}(A) < -2.0$
5	succión	$-4 + 0.9 \log_{10}(A) < -2.5$

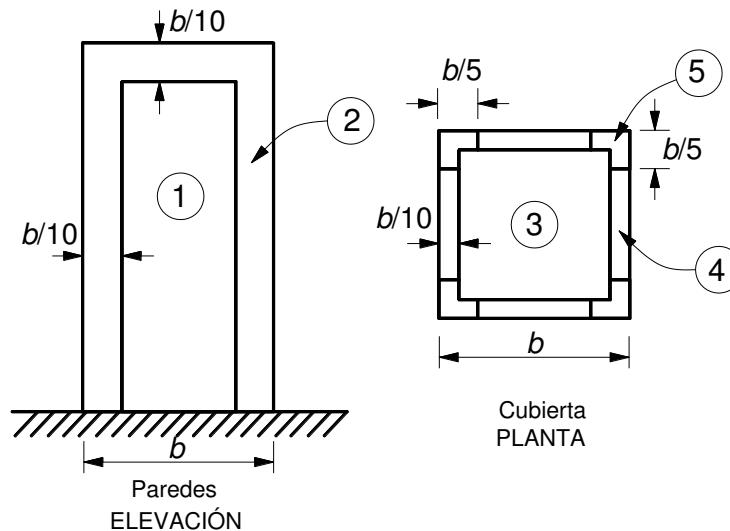


Figura 4.1.2.1.1 - Elementos de recubrimiento en edificios con $H \geq 20$ m

Comentario:

Las expresiones para calcular los coeficientes de presión exterior que se muestran en la tabla 4.1.2.1.1 fueron modificadas para mostrar con mayor precisión la variación de C_{pe} con respecto al área tributaria (A). Los límites superior e inferior de C_{pe} no fueron modificados, con respecto a la versión previa de la NTC-Viento.

La fig. 4.1.2.1.1 representa el caso ideal de un edificio con geometría prismática, en donde los recubrimientos resultan también en una geometría regular; sin embargo, el empleo de fachadas con geometrías no regulares es

frecuente en la práctica. Como complemento a la fig. 4.1.2.1.1, para diseño de componentes de recubrimientos en muros y azoteas se presenta la fig. C4.1.2.1 como guía para determinar las zonas de presión y succión en plantas no rectangulares. En plantas con ángulos internos menores que 135° , la zona 2 en los muros y la zona 5 en la azotea deben ser consideradas. También, en salientes con valores de $x > b/10$, la zona 2 en los muros y la zona 5 en la azotea deben ser consideradas. Para el cálculo de $b/10$, la planta del edificio debe estar contenida en un rectángulo, siendo b el lado menor del mismo.

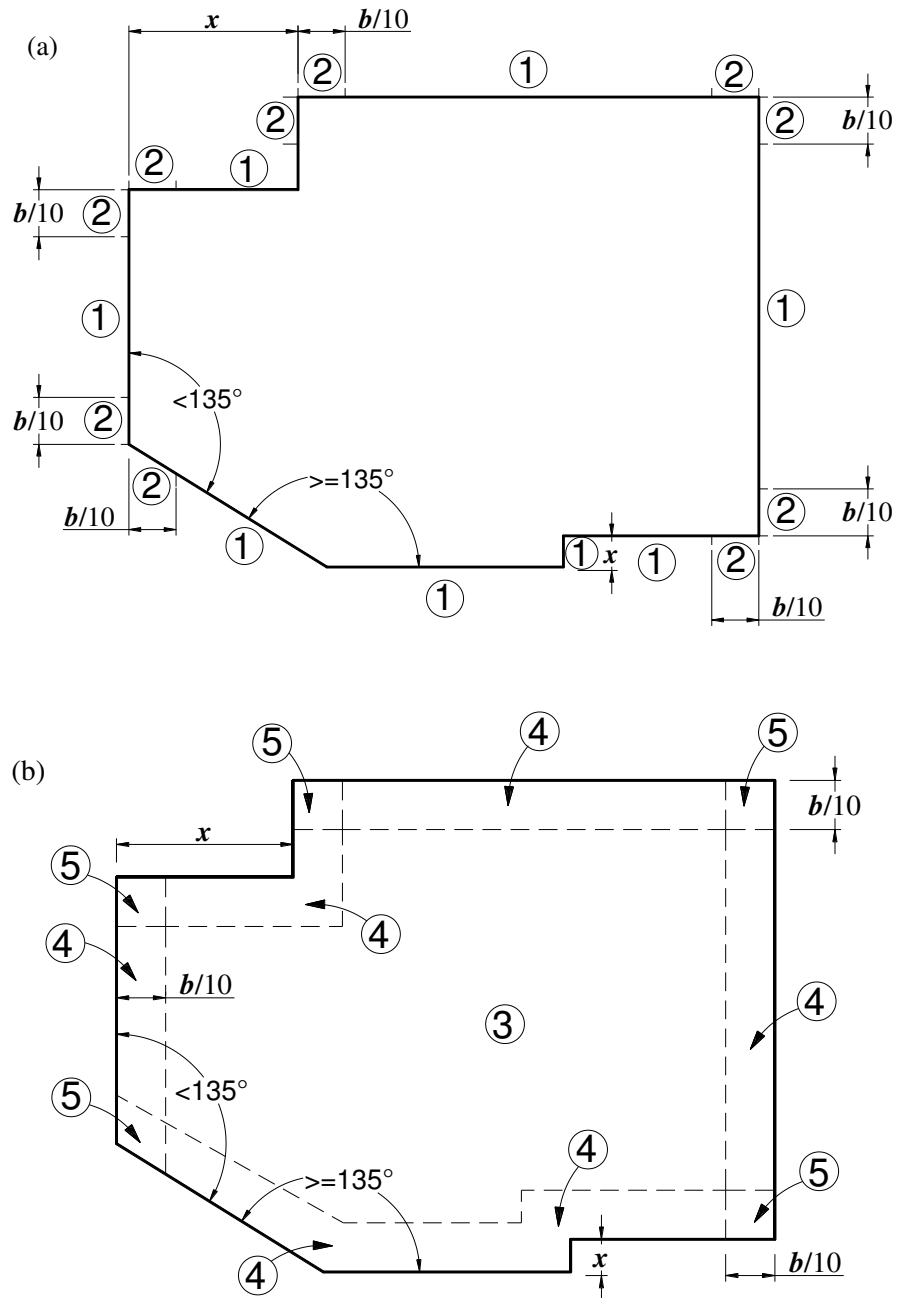


Figura C4.1.2.1 - Definición de zonas de presión para elementos de recubrimiento en fachadas con geometría no regular (adaptada de ASCE 7 (2022)): (a) Muros; (b) Azoteas

4.1.3 Edificios regulares cuya altura es menor que 20 m

4.1.3.1 Se usarán los coeficientes de presión exterior de la tabla 4.1.3.1.1 para los elementos de recubrimiento que se encuentran en edificios de altura menor que 20 m. La fig. 4.1.3.1.1 muestra las zonas de afectación del viento.

Tabla 4.1.3.1.1 - Coeficientes de presión exterior para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es menor que 20 m

Zona	Efecto	Coefficiente de presión, C_{pe}
1	succión	$0.54 \log_{10}(A) - 2.00 < -1.1$
	empuje	$0.8 < -1.29 \log_{10}(A) + 3.17 < 1.5$
2	succión	$0.20 \log_{10}(A) - 1.4 < -1.2$
3	succión	$\log_{10}(A) - 3.0 < -2.0$
4	succión	$0.20 \log_{10}(A) - 1.4 < -1.2$
	empuje	$-0.20 \log_{10}(A) + 1.3 > 1.1$
5	succión	$0.30 \log_{10}(A) - 1.7 < -1.4$
	empuje	$-0.20 \log_{10}(A) + 1.3 > 1.1$

Para $0 \leq \theta \leq 30^\circ$

Para $\theta > 30^\circ$

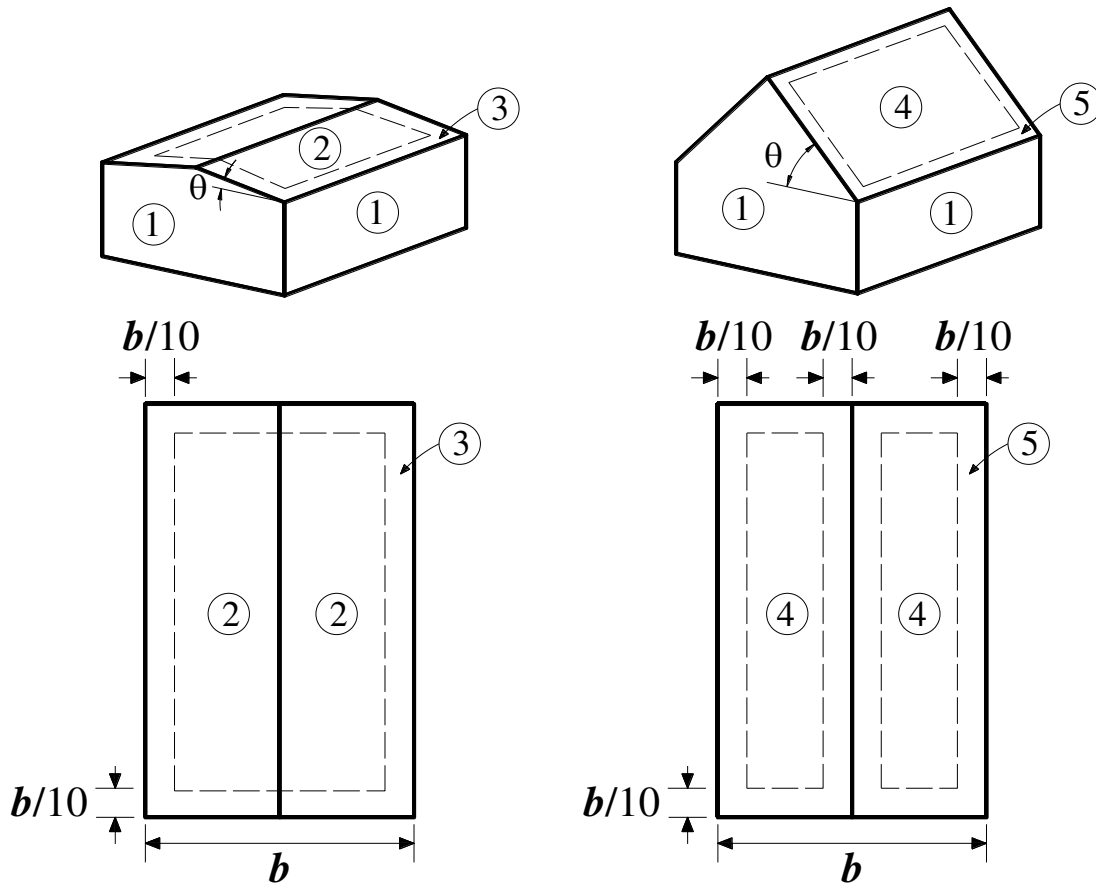


Figura 4.1.3.1.1 - Elementos de recubrimiento en edificios con $H < 20$ m

Comentario:

Las expresiones para calcular los coeficientes de presión exterior que se muestran en la tabla 4.1.3.1.1 fueron modificadas para mostrar con mayor precisión la variación de C_{pe} con respecto al área tributaria (A). Los límites superior e inferior de C_{pe} no fueron modificados con respecto a la versión previa de las NTC-Viento.

4.1.4 Cubiertas en arco

4.1.4.1 Se usarán los factores para obtener los coeficientes de presión exterior de la tabla 4.1.4.1.1 para los elementos de recubrimiento que se encuentren en cubiertas de arco, de acuerdo con las zonas de afectación del viento de la fig. 4.1.4.1.1. Estos factores deberán multiplicarse por los valores de coeficientes de presión indicados en las tablas 5.2.1.2.1 a 5.2.1.2.4.

Tabla 4.1.4.1.1 - Factores para obtener los coeficientes de presión exterior para elementos de recubrimiento en cubiertas de arco

Zona	Efecto	Área tributaria		
		10	25	100
1	succión	3	2.7	2.4
	empuje	2.25	2.025	1.8
2, 3	succión	3	2.7	2.4

Para valores intermedios de área tributaria, los factores pueden interpolarse linealmente. Al aplicar los factores de la tabla, el límite negativo de los coeficientes de presión para elementos de recubrimiento de cubiertas en arco para las Zonas 2 y 3 será de -3.0.

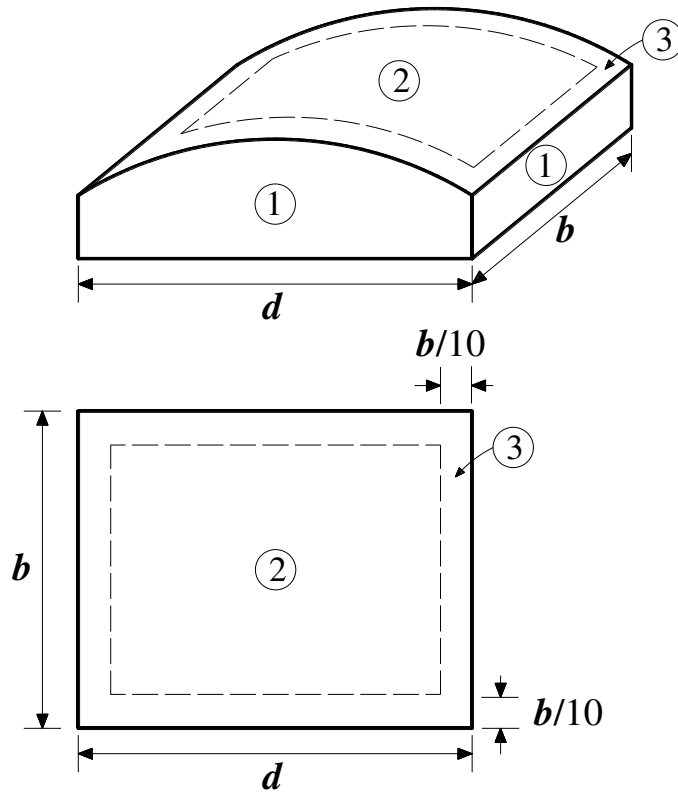


Figura 4.1.4.1.1 - Elementos de recubrimiento en cubiertas en arco

4.2 Coeficiente de presión interior para diseño de elementos de recubrimiento

4.2.1 Se considerarán los efectos de las presiones interiores, calculadas como se indica en 5.1.1, para construcciones en cuyas paredes puede haber aberturas que abarquen más de 30 por ciento de la superficie. Cuando este porcentaje no exceda de 30 por ciento se considerará para el diseño de los elementos de recubrimiento un coeficiente de presión interior, C_{pi} , de ± 0.25 .

Comentario:

Los signos más y menos del coeficiente de presión interna para recubrimientos significan presiones actuando hacia y desde las superficies internas, respectivamente. Las presiones internas son aplicadas de manera constante a todas las superficies internas y se deberá seleccionar la combinación de ellas que resulte más desfavorable. La presión interna se calculará para un nivel z igual a la altura del edificio.

4.3 Espesor y deflexión de vidrio recocido en fachadas

4.3.1 Cálculo de espesor mínimo de vidrio para construcciones menores que 10 m

4.3.1.1 Para el cálculo del espesor de vidrio recocido se considerarán las hipótesis siguientes y la fig. 4.3.1.1.1, en caso de que estas hipótesis no se cumplan, se podrán emplear procedimientos experimentales o analíticos para calcular el espesor mínimo de vidrio; la adopción de estos resultados deberá ser aprobada por el Instituto.

- El panel de vidrio se encuentra en posición vertical
- La carga de viento actúa perpendicularmente al plano del vidrio
- El vidrio se encuentra apoyado en sus cuatro borde
- La relación de aspecto (a/b) debe ser menor que 1.5
- El área máxima del panel de vidrio no será mayor que 4 m²
- La carga es de corta duración (3 s), como la de viento.

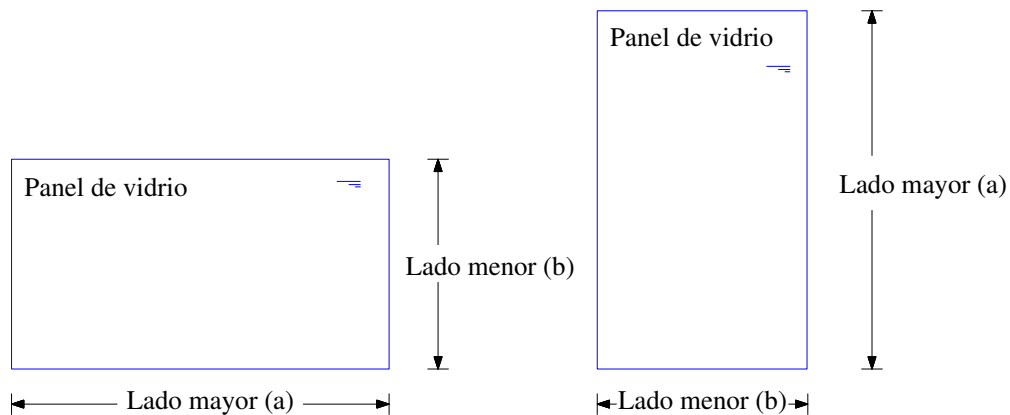


Figura 4.3.1.1.1 - Geometría de una placa de vidrio recocido

4.3.1.2 El espesor del vidrio recocido, t , se calculará con:

$$t = 0.1179 \sqrt{S \cdot |p_z|} \quad (4.3.1.2.1)$$

Comentario:

La expresión 4.3.1.2.1 fue adoptada de la norma NMX-R-060-SCFI. Para verificar su empleo, se realizaron comparaciones con expresiones provistas en el código canadiense CAN/CGSB 12.20-M89 (1989) y la norma ASTM E 1300-04 (2004). La comparación indicó que el empleo de la ecuación 4.3.1.2.1 es adecuado para la determinación del espesor de vidrio recocido, bajo las hipótesis indicadas en 4.3.1.1. La presión p_z que se emplea en la ec. 4.3.1.2.1 se calcula con las ecuaciones presentadas en 5.1, empleando los coeficientes de presión para elementos de recubrimiento del capítulo 4.

4.3.2 Cálculo de deflexión máxima en vidrio recocido

4.3.2.1 La deflexión máxima (w) en vidrio recocido se calculará de acuerdo con las ecuaciones de la tabla 4.3.2.1.1.

Tabla 4.3.2.1.1 - Expresiones para el cálculo de la deflexión máxima en vidrio recocido

Ecuación	Condición
$w = t \exp(r_0 + r_1 X + r_2 X^2)$	$w \leq \frac{b}{60}$ ó $w \leq 19 \text{ mm}$ la que resulte más desfavorable
$X = \ln \left\{ \ln \left[\frac{p_z \cdot (ab)^2}{Et^4} \cdot 10^{-6} \right] \right\}$	Se empleará el valor absoluto de p_z
$r_0 = 0.553 - 3.83 \left(\frac{a}{b}\right) + 1.11 \left(\frac{a}{b}\right)^2 - 0.069 \left(\frac{a}{b}\right)^3$	
$r_1 = -2.29 + 5.83 \left(\frac{a}{b}\right) - 2.17 \left(\frac{a}{b}\right)^2 + 0.2067 \left(\frac{a}{b}\right)^3$	
$r_2 = 1.485 - 1.908 \left(\frac{a}{b}\right) + 0.815 \left(\frac{a}{b}\right)^2 - 0.0822 \left(\frac{a}{b}\right)^3$	

Comentario:

El procedimiento para el cálculo de la deflexión (w) fue adoptado de la norma NMX-R-060-SCFI. Para verificar su empleo, se realizaron comparaciones con expresiones provistas en el código canadiense CAN/CGSB 12.20-M89 (1989) y la norma ASTM E 1300-04 (2004). La comparación indicó que el procedimiento propuesto es adecuado para la determinación de la deflexión de vidrio recocido, bajo las hipótesis indicadas en 4.3.1.1. La presión p_z que se emplea en el procedimiento propuesto se calcula con las ecuaciones presentadas en el inciso 5.1, empleando los coeficientes de presión para elementos de recubrimiento del capítulo 4.

Para el análisis y diseño estructural de una fachada al menos se deberán considerar las cargas de peso propio, viento, sismo y los efectos de temperatura. También deberán considerarse los desplazamientos verticales de los elementos estructurales a los cuales se sujeta la fachada, distorsiones de entrepiso y el posible impacto de proyectiles debidos al viento. En relación con el posible impacto de proyectiles, aunque éste es más probable de ocurrir en zonas costeras, deberá tomarse en cuenta cuando lo amerite. La norma ASTM E1996 – 17 (2017) ofrece un procedimiento de diseño para el impacto de proyectiles debido a los efectos del viento.

Para caracterizar las cargas debidas al viento en la fachada, se deberán aplicar los procedimientos indicados en el capítulo 4. Cuando los procedimientos para el cálculo de las cargas de viento no sean aplicables, se deberán realizar pruebas en túnel de viento para determinar las cargas del viento sobre la fachada.

Debido a que la mayoría de los paneles de fachada se colocan de forma vertical (fachadas prefabricadas de cristal y aluminio, fachadas prefabricadas de concreto, paneles de fibra de vidrio (Glass Fiber Reinforced Concrete)) y similares, no se consideran cargas vivas en el diseño, salvo por algunas excepciones como barandales y fachadas especiales en donde el ingeniero responsable lo considere pertinente. La aplicación de cargas sobre la fachada debe considerar las combinaciones y factores de carga especificados en las NTC-Criterios.

Cuando los elementos de fachada no formen parte del sistema estructural, éstos deben considerarse como apéndices. En tal sentido, se deben estimar los efectos sísmicos inerciales provocados por el peso de panel de fachada en las anclas, así como las distorsiones de entrepiso. También se deben estimar las holguras necesarias en la estructura de fachada para poder acomodar los cambios geométricos de sus componentes debido a los gradientes de temperatura. Además, durante el diseño de la fachada deben considerarse las deformaciones a corto y largo plazo de los elementos estructurales como losas y traveses de borde de los cuales se sujeta la fachada.

Las condiciones de apoyo de las fachadas deberán asegurar la estabilidad de los paneles. Algunas configuraciones típicas de apoyos se ilustran en las figs. C4.3.2.1 y C4.3.2.2.

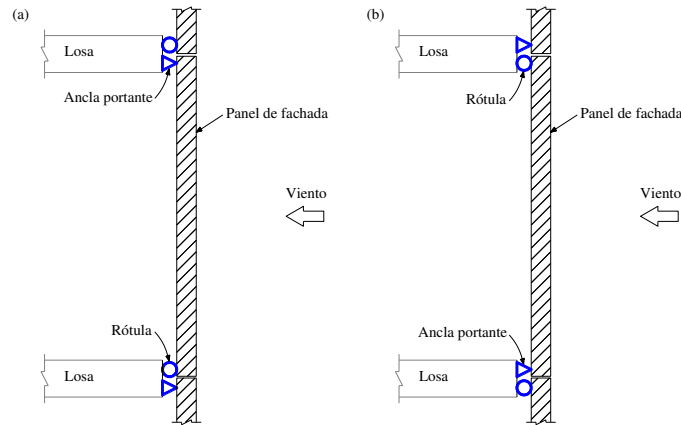


Figura C4.3.2.1 Configuración de paneles por fuera de losa: (a) anclas portantes superiores; (b) anclas portantes inferiores

No se recomienda que ambos extremos de los paneles queden restringidos totalmente a movimientos verticales en vista que los desplazamientos verticales y horizontales de los elementos estructurales del edificio, así como los efectos de temperatura, pueden generar esfuerzos de tracción o flexo-compresión más allá de las sollicitaciones con las cuales han sido diseñados. Se debe dejar un ancla portante (peso propio y viento) y un ancla de viento, como se observa en las figs. C4.3.2.1 y C4.3.2.2.

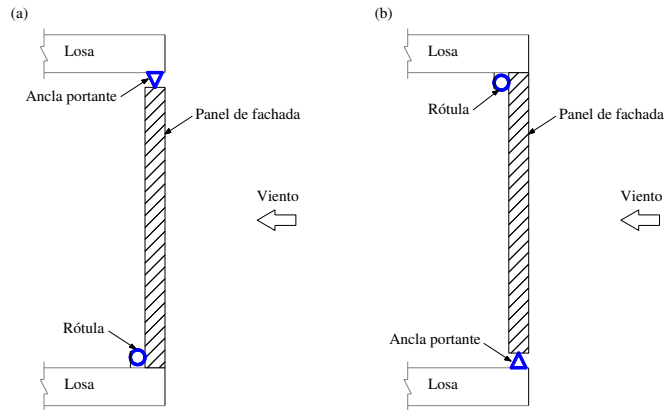


Figura C4.3.2.2 Fachadas de piso a techo: (a) anclas portantes superiores; (b) anclas portantes inferiores

En los sistemas tipo muro cortina, la fachada se ubica por fuera del paño de losa. En su extremo superior los paneles se sujetan a las losas o traveses de borde mediante diversos tipos de anclas, quedando colgados, mientras que en su extremo inferior se le da continuidad al sistema para resistir las cargas de viento a través de una rótula, como lo muestra la fig. C4.3.2.3. Esta rótula, libera totalmente este punto de momento y únicamente transmite, de un módulo a otro, los cortantes provocados por la acción del viento. La fig. C4.3.2.3 también corresponde a muros tapón o no estructurales que sirven de cerramiento y fachada para determinadas edificaciones. Estos muros deben desligarse adecuadamente de la estructura, evitando que ésta le transmita cualquier otro tipo de carga.

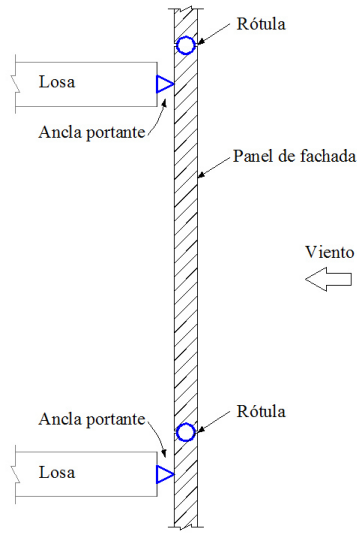


Figura C4.3.2.3 Fachada tipo muro cortina

En la fig. C4.3.2.4 se aprecia la configuración típica de módulos de fachada tipo faldón en donde, tanto el ancla portante como el ancla de viento, se fijan al mismo elemento resistente de borde.

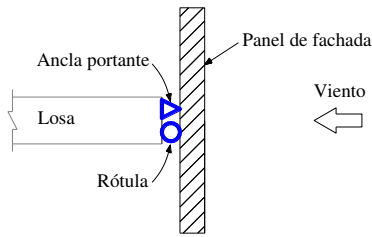


Figura C4.3.2.4 Fachada tipo faldón

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. EMPUJES ESTÁTICOS PARA DISEÑO POR VIENTO

5.1 Determinación de la presión estática para diseño por viento

5.1.1 La presión estática para diseño que ejerce el flujo de viento sobre una construcción se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por:

a) Construcciones cerradas
$$p_z = p_e - p_i \tag{5.1.1.1.a}$$

b) Construcciones abiertas
$$p_z = p_n \tag{5.1.1.1.b}$$

5.1.2 Las presiones exteriores e interiores para las construcciones se determinarán con:

a) Construcciones cerradas
$$p_e = 0.52 C_{pe} V_D^2 \tag{5.1.2.1}$$

$$p_i = 0.52 C_{pi} V_D^2 \tag{5.1.2.2}$$

b) Construcciones abiertas
$$p_n = 0.52 C_{pn} V_D^2 \tag{5.1.2.3}$$

5.1.3 Los coeficientes de presión exterior, interiores y netos para el caso de empujes estáticos, se determinarán según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con las siguientes secciones.

Comentario:

En las ecuaciones (5.1.2.1), (5.1.2.2) y (5.1.2.3) se incluye el coeficiente 0.52. Este valor proviene de calcular el producto $\frac{1}{2} \times \rho$ (i.e., un medio por la densidad del aire). De acuerdo con los parámetros de temperatura y presión barométrica, representativos del clima de la Ciudad de México, la densidad del aire calculada es igual a 1.03 kg/m³. Esta corrección de la densidad del aire tiene como finalidad reflejar de mejor manera las características del clima de la Ciudad de México en el cálculo de presiones. Por lo que su empleo en otras entidades federativas no es aplicable. El producto $\frac{1}{2} \times \rho \times V_D^2$ (i.e., 0.52 x V_D^2) es definido como presión dinámica de base, q_z .

5.2 Coeficientes de presión

5.2.1 Edificios y construcciones cerradas

5.2.1.1 Para el cálculo de la presión de diseño para edificios y construcciones cerradas se emplearán los coeficientes de presión exterior de la tabla 5.2.1.1.1.

Tabla 5.2.1.1.1 - Coeficientes de presión exterior para edificios y construcciones cerradas

Zona de afectación	C_{pe}
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados lado de barlovento	-1.0 para $0^\circ < \theta < 20^\circ$ -1.0 < 0.05 θ - 2.0 < 0.5 para $20^\circ < \theta < 50^\circ$

La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento, muros laterales y cubierta, y se calculará para un nivel z igual a la altura del edificio. θ es el ángulo de inclinación del techo en grados, como se muestra en la fig. 5.2.1.1.1.

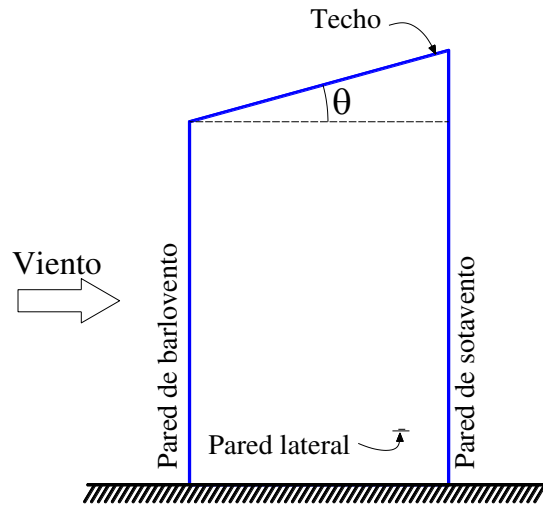


Figura 5.2.1.1.1 - Ángulo de inclinación en techos inclinados lado de barlovento

5.2.1.2 Para el cálculo de la presión de diseño de edificios y construcciones cerradas con cubierta circular y domos, desplantados sobre muros o sobre el terreno natural, se emplearán los coeficientes de presión externa de las tablas 5.2.1.2.1, 5.2.1.2.2, 5.2.1.2.3 y 5.2.1.2.4.

Tabla 5.2.1.2.1 - Coeficientes de presión exteriores para edificios y construcciones cerradas con cubierta de arco circular o domo. Viento normal a la cumbre, $\theta = 0^\circ$

Relación r_c/d	Caso	C_{pe}				
		Zona barlovento (B)	Zona central (C)	Zona sotavento (S)		
0.09	1	$-(0.20 + 0.40 \bar{h}/r_c)(b/d)^{0.25}$	$-(0.55 + 0.20 \bar{h}/r_c)(b/d)^{0.25}$	$-(0.40 + 0.20 \bar{h}/r_c)(b/d)^{0.25}$		
	2	0.00		0.00		
0.20	1	$(0.30 - 0.40 \bar{h}/r_c)(b/d)^{0.25}$		$-(0.55 + 0.20 \bar{h}/r_c)(b/d)^{0.25}$	$-(0.25 + 0.20 \bar{h}/r_c)(b/d)^{0.25}$	
	2	0.00			0.00	
0.50	1	$(0.50 - 0.40 \bar{h}/r_c)(b/d)^{0.25}$			$-(0.55 + 0.20 \bar{h}/r_c)(b/d)^{0.25}$	$-(0.10 + 0.20 \bar{h}/r_c)(b/d)^{0.25}$
	2	0.00				0.00

Los parámetros que se emplean en esta tabla se ilustran en la fig. 5.2.1.2.1; \bar{h} es la altura de referencia de la cubierta y r_c es la altura de la cumbre como se muestra en la fig. 5.2.1.2.1 Si $b/d < 1$, donde b es el ancho de la estructura perpendicular a la dirección del viento y d es el claro de la estructura paralela a la dirección del viento, se tomará $b/d = 1$. Para valores intermedios de relación altura-claro, r_c/d , los valores de C_{pe} pueden interpolarse linealmente; para $\bar{h}/r_c > 2$, se usará la tabla 5.2.1.2.1 considerando $\bar{h}/r_c = 2$. Para $r_c/d < 0.09$, se usarán los coeficientes de la tabla 5.2.1.1.1 considerando los casos de techos inclinados lado de barlovento (B) y techos inclinados lado de sotavento (S), cuyas longitudes de afectación se considerarán iguales a $d/2$, sin incluir la zona central (C).

Tabla 5.2.1.2.2 - Coeficientes de presión exteriores para edificios y construcciones cerradas con cubierta de arco circular o domo. Viento paralelo a la cumbrera, $\theta = 90^\circ$

Relación \bar{h}/d	Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista superior del muro de barlovento	C_{pe}	
		Caso 1	Caso 2
≤ 0.5	0 a $0.5\bar{h}$	-0.90	-0.40
	$0.5\bar{h}$ a $1\bar{h}$	-0.90	-0.40
	$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	-0.50	0.00
	$2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	-0.30	0.10
	$> 3\bar{h}$	-0.20	0.20
> 0.5	0 a $0.5\bar{h}$	-1.30	-0.60
	$0.5\bar{h}$ a $1\bar{h}$	-0.70	-0.30
	$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	-0.70	-0.30
	$2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	-0.70	-0.30
	$> 3\bar{h}$	-0.70	-0.30

Los casos 1 y 2 se deben analizar de manera independiente y se debe seleccionar la condición más crítica para el diseño.

Tabla 5.2.1.2.3 - Coeficientes de presión exteriores para muros de barlovento y sotavento de construcciones con planta rectangular cerrada

Muro	Dirección del viento	Ángulo formado por la secante del arco que une el punto de la cumbrera con el punto de arranque (γ)	b/d	C_{pe}
Barlovento	Normal ($\theta = 0^\circ$) o paralelo ($\theta = 90^\circ$) a la cumbrera	Cualquiera	Cualquiera	0.8
Sotavento	Normal ($\theta = 0^\circ$) a la cumbrera	$0 < \gamma < 10^\circ$	< 1	-0.5
			2	-0.3
			> 4	-0.2
	Paralela ($\theta = 90^\circ$) a la cumbrera	Cualquiera	< 1	-0.5
			2	-0.3
			> 4	-0.2

Para valores intermedios de d/b , los valores del coeficiente pueden interpolarse. Si no se especifican valores de coeficiente para alguno de los parámetros mostrados en la tabla, éstos deben definirse con base en pruebas experimentales de túnel de viento.

Tabla 5.2.1.2.4 - Coeficientes de presión exteriores para muros laterales de construcciones con planta rectangular cerrada

Distancia horizontal a lo largo de un muro lateral, medido a partir de la arista común con el muro de barlovento	C_{pe}
0 a $1\bar{h}$	-0.65
$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	-0.50
$2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	-0.30
$> 3\bar{h}$	-0.20

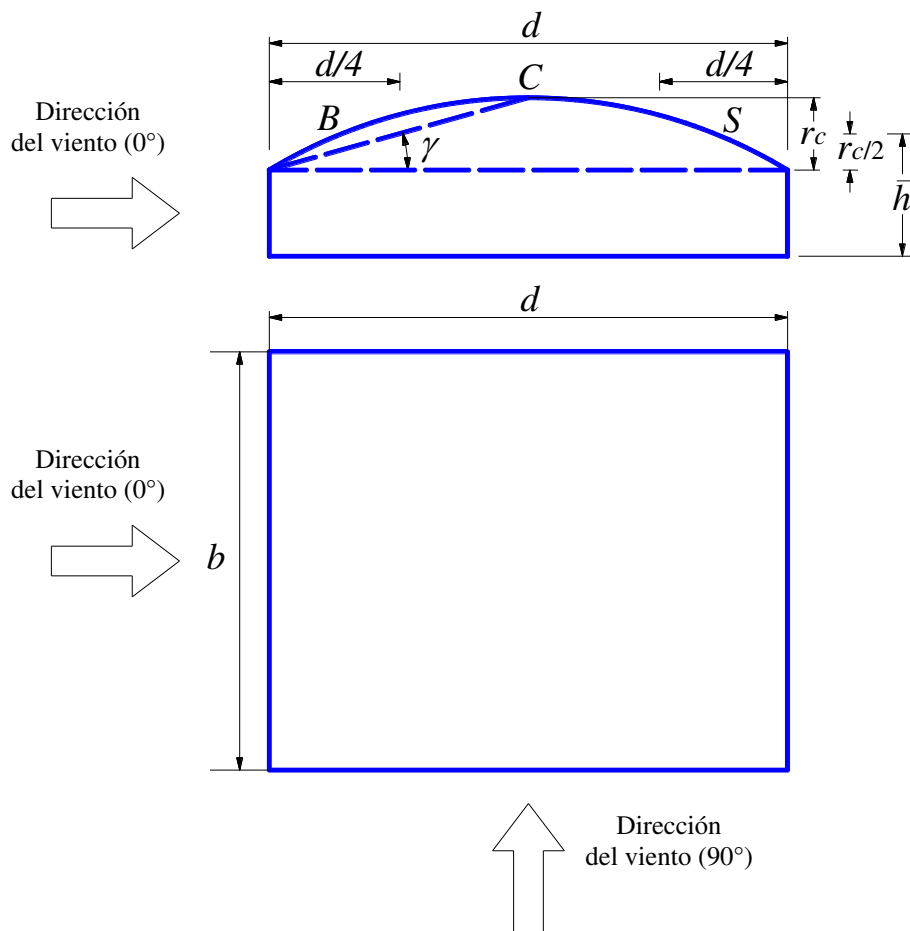


Figura 5.2.1.2.1 - Identificación de zonas en cubierta de arco circular

Comentario:

En versiones anteriores de las NTC-Viento, se indicaba que la succión de la pared de sotavento debía calcularse para un nivel z igual a la altura media del edificio. En esta versión, se actualiza esta información y se aclara que, para el muro de sotavento, los muros laterales y la cubierta, la succión se calculará para un nivel z igual a la altura del edificio.

5.2.2 Techos en voladizo sobre gradas, techos aislados y paneles solares sobre techos de edificios

5.2.2.1 Para techos en voladizo sobre gradas, la presión neta que actúa en dirección vertical a la del flujo del viento, p_{v1} y p_{v2} , se calculará con las ecuaciones de la tabla 5.2.2.1.1.

Tabla 5.2.2.1.1 - Ecuaciones empleadas para el cálculo de p_{v1} y p_{v2}

Ecuación	Condición
$p_{v1} = C_{pv1} C_{dv} q_z$	q_z se calculará para una altura z igual a \bar{h}
$p_{v2} = C_{pv2} C_{dv} q_z$	q_z se calculará para una altura z igual a \bar{h}
$C_{dv} = 1.0 + 0.5 \left[\left(\frac{V_D}{1 + 3.5 I_v(\bar{h})} \right) \left(\frac{1}{n_{1,z} L_v} \right) - 0.4 \right]$	Si el claro es mayor que 15 m; $\left(\frac{V_D}{1 + 3.5 I_v(\bar{h})} \right) \left(\frac{1}{n_{1,z} L_v} \right) > 0.40$ y $0.5 < n_{1,z} < 1$ Hz
$C_{dv} = 1.0$	Para todos los demás casos, excepto para $n_{1,z} < 0.5$ Hz en cuyo caso no aplican estas recomendaciones, debiéndose recurrir a pruebas en túnel de viento.
$I_v(\bar{h}) = \bar{d} \left(\frac{\bar{h}}{10} \right)^{-\alpha'}$	$\bar{h} \leq 200$ m

El parámetro α' es función de la rugosidad o categoría del terreno y su valor se presenta en la tabla 3.2.2.2.1. Valores del parámetro \bar{d} se presentan en la tabla 6.2.2.1.

5.2.2.2 Los coeficientes de presión neta para techos en voladizo sobre gradas se obtendrán de las tablas 5.2.2.2.1 y 5.2.2.2.2. La aplicación de la presión neta sobre el techo se hará de acuerdo con lo mostrado en la fig. 5.2.2.2.1.

Tabla 5.2.2.2.1 - Coeficiente de presión neta para techos en voladizo, C_{pv1} , y C_{pv2} , con inclinación de $-7^\circ < \gamma < 7^\circ$. Dirección de viento $\theta = 0^\circ$

Zona	Caso	$\bar{h}/L_v \leq 1.4$		$\bar{h}/L_v > 1.4$	
		C_{pv1}	C_{pv2}	C_{pv1}	C_{pv2}
Interior	1	-1.80	-1.10	-1.40	-1.40
	2	0.25	0.15	0.20	-0.15
Extrema	1	-1.30	-1.00	-1.90	-1.10
	2	0.55	0.65	0.20	0.00

Cuando se presenten dos casos, deberá seleccionarse el que produzca las condiciones más desfavorables.

Tabla 5.2.2.2 - Coeficiente de presión neta para techos en voladizo, C_{pv1} , y C_{pv2} , para la relación $0.25 \leq \bar{h}/L_v \leq 1$. Dirección de viento $\theta = 180^\circ$

Caso	C_{pv1}	C_{pv2}
1	-0.80	-1.00
2	0.40	0.40

Cuando se presenten dos casos, deberá seleccionarse el que produzca las condiciones más desfavorables. Para techos con pendientes diferentes a las indicadas, puede realizarse interpolación lineal, la cual se llevará a cabo únicamente entre valores del mismo signo. Si los valores son de signo diferente, se interpolará con un valor de cero, adicionando los casos resultantes por considerar el valor de cero.

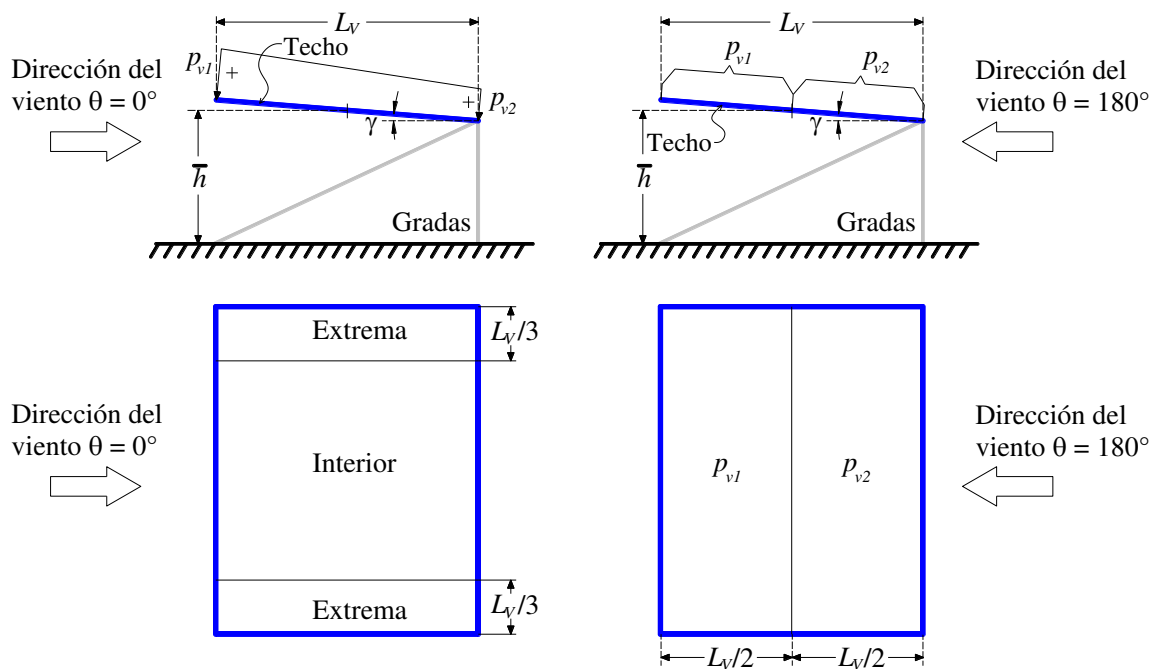


Figura 5.2.2.1 - Techo en voladizo sobre gradas

Comentario:

Para que el procedimiento indicado sea válido, este tipo de techos en voladizo no deben ser afectados por la interferencia de otras construcciones en los alrededores, por lo que no deben existir o ubicarse otras construcciones dentro de una distancia igual a 6 veces la altura del techo. De lo contrario, deberán realizarse pruebas en túnel de viento. Otras configuraciones de techos en voladizo incluyen aberturas entre éstos y las gradas, para techos con esta configuración, deberán realizarse pruebas en túnel de viento para definir los coeficientes de presión.

5.2.2.3 Para techos aislados rígidos en voladizo a una o dos aguas, los coeficientes de presión neta para la zona de barlovento y sotavento se obtendrán de las tablas 5.2.2.3.1, 5.2.2.3.2, 5.2.2.3.3 y 5.2.2.3.4. La presión neta sobre el techo se calculará a la altura \bar{h} , y su aplicación se hará de acuerdo con lo mostrado en la figs. 5.2.2.3.1 y 5.2.2.3.2.

Tabla 5.2.2.3.1 - Coeficiente de presión neta en techos aislados a un agua para $0.25 \leq \bar{h}/d \leq 1$

Dirección del viento (θ)	Pendiente del techo (γ)	Caso	C_{pn}			
			Libre debajo		Obstruido debajo	
			Barlovento	Sotavento	Barlovento	Sotavento
0°	0°	1	-0.30	-0.40	-1.00	-0.80
		2	0.40	0.00	0.40	0.40
	15°	1	-1.00	-0.60	-1.50	-1.00
		2	-1.00	0.00	-1.50	0.20
	30°	1	-2.20	-1.10	-2.70	-1.30
		2	-2.20	-0.20	-2.70	0.00
180°	0°	1	-0.30	-0.40	-1.00	-0.80
		2	0.40	0.00	0.40	0.40
	15°	1	0.80	0.40	0.80	-0.20
		2	0.80	0.40	0.80	-0.20
	30°	1	1.60	0.80	1.60	0.00
		2	1.60	0.80	1.60	0.00

Con el fin de obtener valores intermedios para techos con pendientes diferentes a las indicadas, puede realizarse una interpolación lineal, la cual se llevará a cabo únicamente entre valores del mismo signo. Si no hay valores del mismo signo, se interpolará con un valor de cero, adicionando los casos resultantes por considerar el valor de cero. "Libre debajo" significa que las mercancías o materiales almacenados bajo el techo bloquean menos del 50% del área de la sección transversal expuesta al viento. "Obstruido debajo" significa que el 75% o más del área de la sección transversal se encuentra obstruida. Con el fin de obtener valores intermedios para techos con porcentajes de obstrucción entre 50% y 75%, puede realizarse una interpolación lineal, la cual se llevará a cabo únicamente entre valores del mismo signo. Si no hay valores del mismo signo, se interpolará con un valor de cero, adicionando los casos resultantes por considerar el valor de cero. Cuando se proporcionen dos casos, deberá seleccionarse el que produzca las condiciones más desfavorables.

Tabla 5.2.2.3.2 - Coeficiente de presión neta en zonas de techos aislados a un agua con $0.05 \leq \bar{h}/d < 0.25$, para $\gamma \leq 5^\circ$ y $\theta = 0^\circ$ o 180° , o para todos los γ y $\theta = 90^\circ$

Pendiente del techo (γ) y dirección del viento (θ)	Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista de barlovento	C_{pn}		
		Caso	Libre debajo	Obstruido debajo
$\gamma \leq 5^\circ$ y $\theta = 0^\circ, 180^\circ$ o Cualquier valor de γ y $\theta = 90^\circ$	0 a $1\bar{h}$	1	-0.30	-1.00
		2	0.40	0.40
	$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	1	-0.40	-0.80
		2	0.00	0.40
	$> 2\bar{h}$	1	-0.20	-0.40
		2	0.20	0.20

Aplican las notas de la tabla 5.2.2.3.1. La distancia horizontal se identifica en la fig. 5.2.2.3.1.

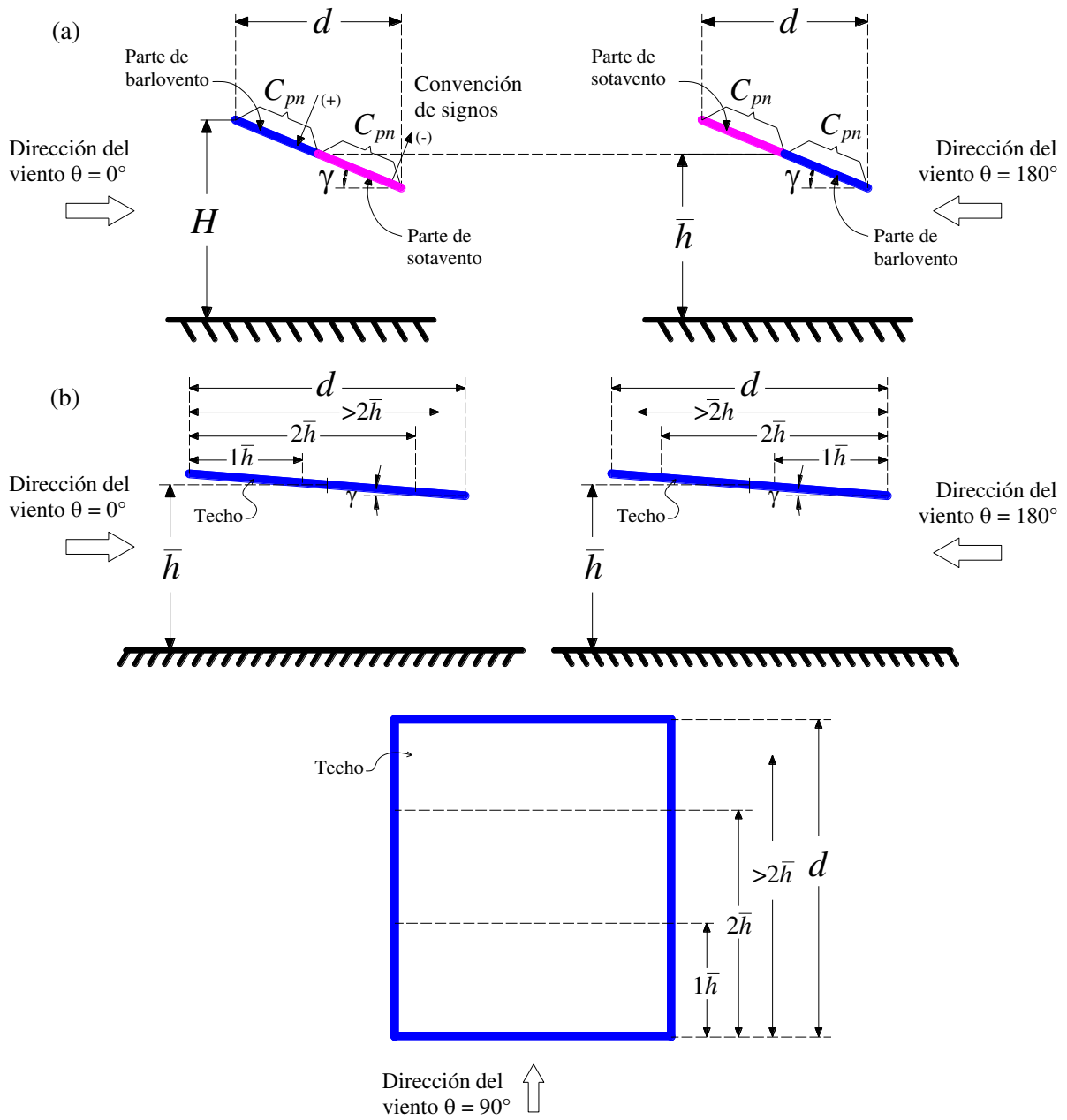


Figura 5.2.2.3.1 - Techos aislados a un agua: (a) $0.25 \leq \bar{h}/d \leq 1$, para $\theta = 0^\circ$ y 180° ; (b) $0.05 \leq \bar{h}/d < 0.25$, para $\gamma \leq 5^\circ$ y $\theta = 0^\circ$ o 180° , o para todos los valores de γ y $\theta = 90^\circ$

Tabla 5.2.2.3.3 - Coeficiente de presión neta en techos aislados a dos aguas para $0.25 \leq \bar{h}/d \leq 1$

Dirección del viento (θ)	Pendiente del techo (γ)	Caso	C_{pn}			
			Libre debajo		Obstruido debajo	
			Barlovento	Sotavento	Barlovento	Sotavento
0° y 180°	0° < γ ≤ 15°	1	-0.30	-0.40	-1.20	-0.90
		2	0.40	0.00		
	22.5°	1	-0.30	-0.60	-0.90	-1.10
		2	0.60	0.00		
	30°	1	-0.30	-0.70	-0.50	-1.30
		2	0.80	0.00		

Cuando se proporcionen dos casos, deberá seleccionarse el que produzca las condiciones más desfavorables.

Tabla 5.2.2.3.4 - Coeficiente de presión neta en techos aislados invertidos para $0.25 \leq \bar{h}/d \leq 1$

Dirección del viento (θ)	Pendiente del techo (γ)	Caso	C_{pn}			
			Libre debajo		Obstruido debajo	
			Barlovento	Sotavento	Barlovento	Sotavento
0° y 180°	7.5°	1	-0.60	0.30	-0.70	-0.30
		2	0.40			
	15°	1	-0.60	0.50	-0.80	-0.20
		2	0.40			
	22.5°	1	-0.70	0.70	-1.00	-0.20
		2	0.30			
	30°	1	-0.70	0.90	-1.20	-0.20
		2	0.30			

Cuando se proporcionen dos casos, deberá seleccionarse el que produzca las condiciones más desfavorables.

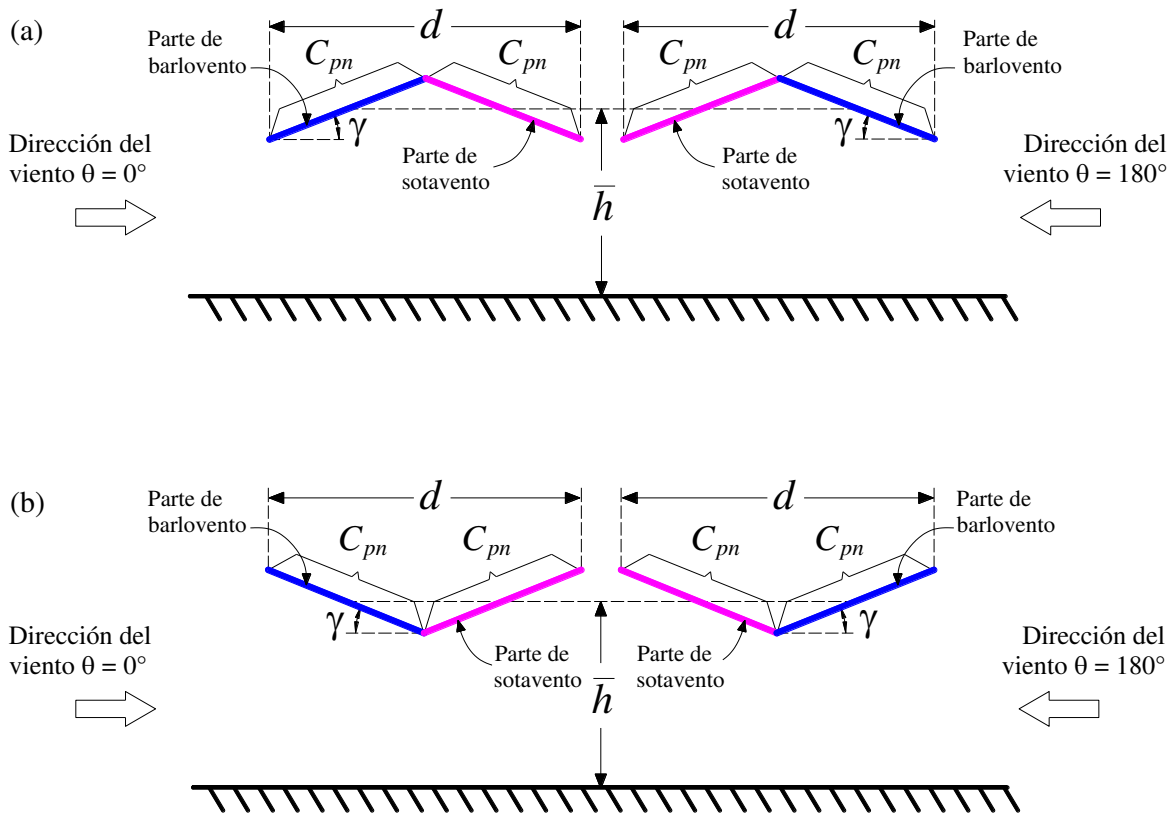


Figura 5.2.2.3.2 - Techos aislados: (a) techo a dos aguas; (b) techo invertido

Comentario:

Generalmente los techos aislados pueden estar apoyados en una o más columnas, éstas no se muestran en las figuras 5.2.2.3.1 y 5.2.2.3.2. Cuando existan muros que obstruyan el flujo del viento por debajo de los techos, se debe considerar el caso de "obstruido debajo". Cuando un techo aislado esté soportado por un solo apoyo (columna o muro) de tal manera que tenga un comportamiento de techo en voladizo, podrán aplicarse los coeficientes que aquí se señalan; el voladizo puede ser todo el techo o solamente una parte de él, dependiendo de la localización del apoyo; sin embargo, cuando el claro del voladizo exceda los 5 metros también se calcularán las presiones perpendiculares a la acción del viento, como se señala en 5.2.2.1, y se revisará su comportamiento ante esta condición adicional.

5.2.2.4 Para paneles solares apoyados sobre techos inclinados de edificios, ubicados paralelamente al plano del techo y sin obstrucciones debajo, los coeficientes de presión neta se obtendrán de las tablas 5.2.2.4.1 y 5.2.2.4.2. Las presiones resultantes actuarán, en todos los casos, perpendicularmente a la superficie de los paneles y se calcularán a la altura \bar{h} .

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 5.2.2.4.1 - Coeficientes de presión neta, C_{pn} , para el sistema de paneles solares.
 $\bar{h}/d \leq 0.50$ y $\bar{h}/b \leq 0.50$. $5 \leq S_f \leq 30$ cm. Dirección del viento $\theta = 0^\circ$

Zona del techo	Caso	C_{pn}			
		$\gamma < 5^\circ$	$5^\circ \leq \gamma < 10^\circ$	$10^\circ \leq \gamma < 20^\circ$	$20^\circ \leq \gamma \leq 30^\circ$
Barlovento extrema	1	-1.70	-1.10	-1.10	-1.00
	2	0.40	0.80	0.60	0.60
Barlovento central	1	-1.40	-0.80	-0.70	-0.80
	2	0.50	0.50	0.30	0.30
Sotavento extrema	1	-1.30	-1.10	-1.40	-1.30
	2	0.50	0.50	0.40	0.50
Sotavento central	1	-1.40	-0.80	-1.00	-1.10
	2	0.50	0.40	0.40	0.40

Los casos de presiones negativas (succiones) son alternativos y no se aplican simultáneamente. La instalación del sistema de paneles puede provocar cambios en la presión externa del techo donde se instala el sistema debido a las reacciones que puede transmitir. Los valores del coeficiente de presión neta deberán emplearse de acuerdo con las zonas definidas en las figs. 5.2.2.4.1 y 5.2.2.4.2.

Tabla 5.2.2.4.2 - Coeficientes de presión neta, C_{pn} , para el sistema de paneles solares.
 $\bar{h}/d \leq 0.50$ y $\bar{h}/b \leq 0.50$. $5 \leq S_f \leq 30$ cm. Dirección del viento $\theta = 90^\circ$

Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista superior del muro de barlovento	Caso	C_{pn}	
		$\gamma < 5^\circ$	$5^\circ \leq \gamma \leq 30^\circ$
0 a $b/3$	1	-1.70	-1.70
	2	0.40	0.40
$b/3$ a $2b/3$	1	-1.40	-1.20
	2	0.50	0.50
$2b/3$ a b	1	-1.30	-1.10
	2	0.50	0.50

Aplican las notas de la tabla 5.2.2.4.1.

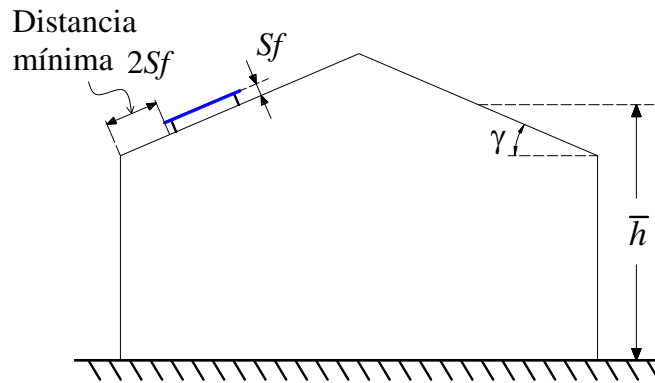


Figura 5.2.2.4.1 - Distancia mínima al borde del sistema de paneles solares sobre un edificio

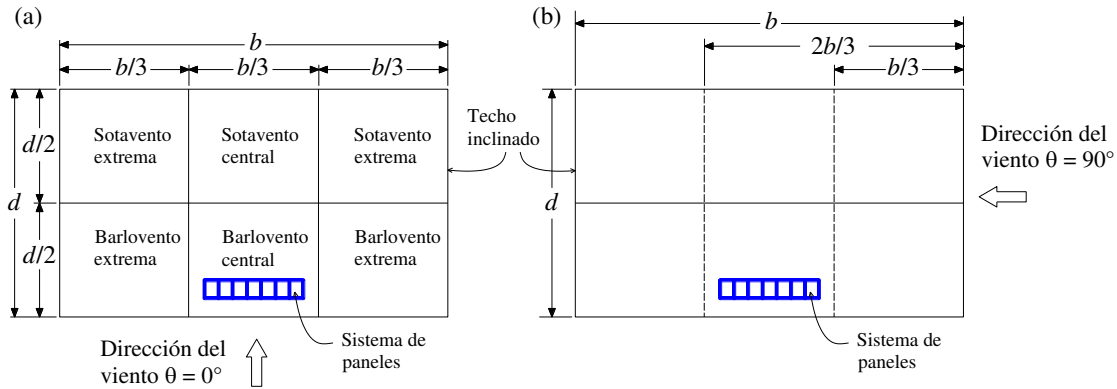


Figura 5.2.2.4.2 - Ubicación del sistema de paneles solares: (a) identificación de zonas para la dirección del viento $\theta = 0^\circ$; (b) distancia a partir del borde donde se ubica el sistema de paneles solares para la dirección del viento $\theta = 90^\circ$

Comentario:

Las presiones resultantes podrán distribuirse conforme a las áreas tributarias formadas por la estructura de soporte y las reacciones sobre los apoyos de dicha estructura, tanto de empuje como de levantamiento, deben considerarse con el fin de evitar que los apoyos sufran daño. En los casos que se presente un sistema de paneles con una inclinación diferente a la pendiente del techo donde será ubicado, deberán realizarse pruebas experimentales de túnel de viento para determinar los coeficientes de presión netos.

5.2.3 Paredes aisladas, anuncios aislados, banderas y parapetos

5.2.3.1 La presión neta sobre la pared y anuncio, calculada a la altura total H , considera la suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se calculará con la ecuación 5.2.3.1.1; se utilizará un coeficiente de presión neta obtenido de las tablas 5.2.3.1.1, 5.2.3.1.2, 5.2.3.1.3 y 5.2.3.1.4, según el caso.

$$p_n = C_{pn}[1 - (1 - \phi)^2]q_z \tag{5.2.3.1.1}$$

Tabla 5.2.3.1.1 - Coeficiente de presión neta, C_{pn} , para letreros y muros aislados. Dirección del viento $\theta = 0^\circ$

b/H	h/H	C_{pn}	e
0.5 a 5.0	0.2 a 1.0	$1.30 + 0.50 [0.30 + \log_{10}(b/h)](0.80 - h/H)$	0.0
> 5.0		$1.70 - 0.50 h/H$	0.0
Cualquiera	< 0.2	$1.40 + 0.30\log_{10}(b/H)$	0.0

Al aplicar el C_{pn} , la fuerza resultante siempre actuará normal a la superficie del letrero o muro, sin importar la dirección del viento. Debe considerarse que el punto de aplicación de dicha fuerza resultante se ubica a la mitad de la altura del letrero ($H - h/2$), o del muro ($H/2$), y a la excentricidad horizontal “e”. Asimismo, se considerará que el espesor del letrero o muro es muy pequeño comparado con sus otras dos dimensiones. Si la relación $h/H > 0.70$, el letrero deberá tratarse como muro aislado. La aplicación de la carga se hará de acuerdo con lo mostrado en las figuras 5.2.3.1.1 y 5.2.3.1.2.

Tabla 5.2.3.1.2 - Coeficiente de presión neta, C_{pn} , para letreros y muros aislados para b/H entre 0.5 a 5.0. Dirección del viento $\theta = 45^\circ$

b/H	h/H	C_{pn}	e
0.5 a 5.0	0.2 a 1.0	$1.30 + 0.50 [0.30 + \log_{10}(b/h)](0.80 - h/H)$	$0.2b$
	< 0.2	$1.40 + 0.30\log_{10}(b/H)$	$0.2b$

Aplican las notas de la tabla 5.2.3.1.1.

Tabla 5.2.3.1.3 - Coeficiente de presión neta, C_{pn} , para letreros y muros aislados para b/H mayor que 5.0. Dirección del viento $\theta = 45^\circ$

b/H	h/H	Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento	C_{pn}
> 5.0	≤ 0.7	0 a $2h$	3.00
		$2h$ a $4h$	1.50
		> $4h$	0.75
	> 0.7	0 a $2H$	2.40
		$2H$ a $4H$	1.20
		> $4H$	0.60

Cuando un letrero o muro forme una esquina que se extienda más allá de $1h$, el C_{pn} para una distancia 0 a $2h$ será igual a 2.2 para un letrero y, para una distancia de 0 a $2H$, será igual a 1.8 para un muro.

Tabla 5.2.3.1.4 - Coeficiente de presión neta, C_{pn} , para letreros y muros aislados. Dirección del viento $\theta = 90^\circ$

b/H	h/H	Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento	C_{pn}	
			Caso 1	Caso 2
Cualquiera	≤ 0.7	0 a $2h$	-1.20	1.20
		$2h$ a $4h$	-0.60	0.60
		> $4h$	-0.30	0.30
	> 0.7	0 a $2H$	-1.00	1.00
		$2H$ a $4H$	-0.25	0.25
		> $4H$	-0.25	0.25

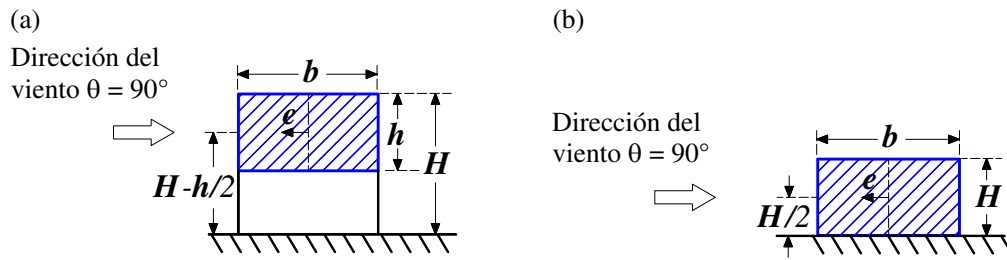


Figura 5.2.3.1.1 - Dimensiones de paredes y anuncios en dirección del viento

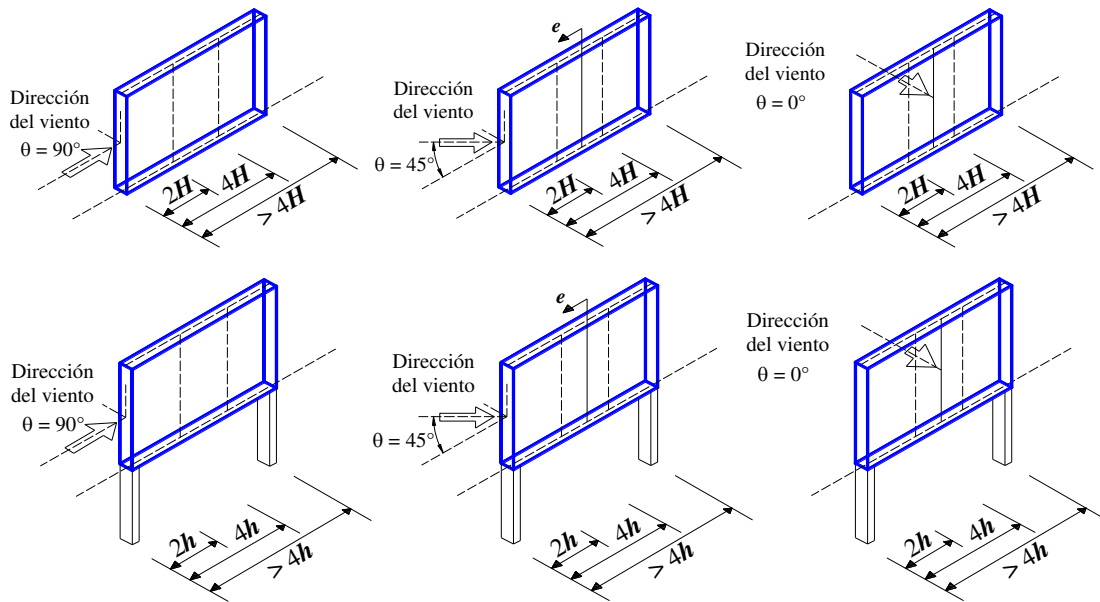


Figura 5.2.3.1.2 - Acción sobre paredes aisladas o anuncios

5.2.3.2 La fuerza que induce el viento sobre una bandera se determinará con:

$$F_b = C_{pn} A_{ref} q_z \tag{5.2.3.2.1}$$

5.2.3.3 El coeficiente de presión neta para el cálculo de la fuerza sobre la bandera se obtendrá de la tabla 5.2.3.3.1.

Tabla 5.2.3.3.1 - Coeficientes de presión neta para el cálculo de la fuerza sobre la bandera al plano del anuncio o muro

Coeficiente de presión neta	
Bandera fija	Bandera libre
El coeficiente de presión neta deberá obtenerse de acuerdo con las recomendaciones dadas para anuncios (inciso 5.2.3)	El coeficiente de presión neta se obtendrá con la ecuación: $C_{pn} = 0.05 + 0.7 \frac{m_f}{\rho \cdot h_b} \left(\frac{A_{ref}}{h_b^2} \right)^{-1.25} < 0.76$

La fuerza resultante se deberá aplicar a la altura $H - (h_b/2)$, de acuerdo con los parámetros mostrados en la fig. 5.2.3.3.1. La presión dinámica de base ($q_z = 0.52V_D^2$) se calculará a la altura H . Cuando no se cumpla la condición de la ecuación para la bandera libre, deberán realizarse pruebas en túnel de viento.

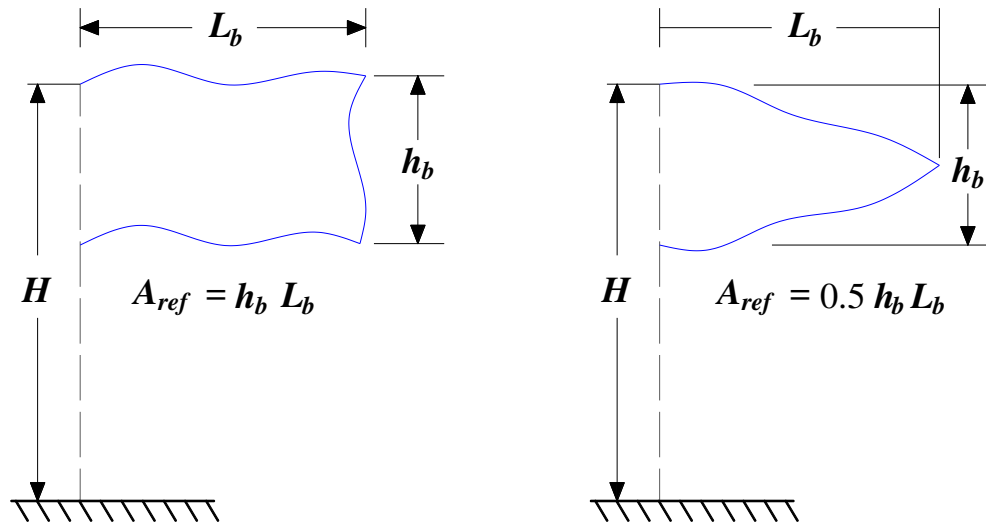


Figura 5.2.3.3.1 – Parámetros empleados en el cálculo de la fuerza sobre la bandera

5.2.3.4 Para el diseño de parapetos, se empleará un coeficiente de presión exterior calculado con

$$C_p = \begin{cases} -3 & \text{para } A < 10 \text{ m}^2 \\ 1.26 \log_{10}(A) - 4.26 < -1.8 & \text{para } A \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases} \quad (5.2.3.4.1)$$

Comentario:

Los parapetos, por lo general, no se consideran como parte de la estructura principal; sin embargo, deben considerarse las presiones que se generen sobre éstos y resistir las fuerzas resultantes.

5.2.4 Chimeneas y elementos de soporte, silos y tanques cilíndricos

5.2.4.1 La presión neta estática que induce el viento sobre una chimenea o elemento de soporte se determinará con:

$$p_n = K_{re} C_a q_z \quad (5.2.4.1.1)$$

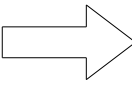
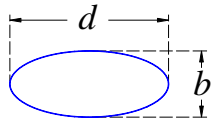
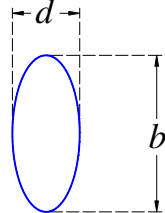
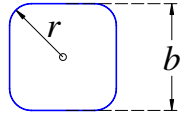
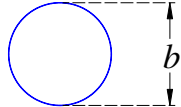
5.2.4.2 El factor de corrección por relación de esbeltez y los coeficientes de arrastre para chimeneas se obtendrá de la tabla 5.2.4.2.1, 5.2.4.2.2 y 5.2.4.2.3, respectivamente.

Tabla 5.2.4.2.1 - Factor de corrección por relación de esbeltez

L_e/b	K_{re}
≤ 8	0.7
14	0.8
30	0.9
40 o mayor	1.0

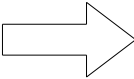
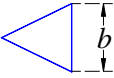
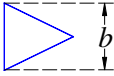
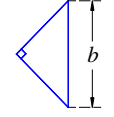
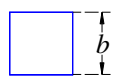
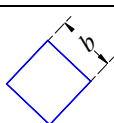
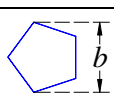
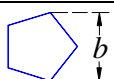
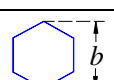
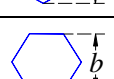
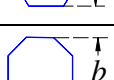
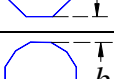

Para valores intermedios de L_e/b , puede interpolarse linealmente.

Tabla 5.2.4.2.2 - Coeficiente de arrastre para formas redondas y prismáticas con esquinas redondeadas, de longitud infinita

Dirección del viento	Forma de la sección	C_a		
		$b \cdot V_D < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	$b \cdot V_D > 10 \text{ m}^2/\text{s}$	
	 <p>Elipse horizontal $b/d = 1/2$</p>	0.70	0.30	
	 <p>Elipse vertical $b/d = 2$</p>	1.70	1.50	
	 <p>Cuadrado con esquinas redondeadas $b/d = 1$ $r/b = 1/3$</p>	1.20	0.60	
	 <p>Cilíndrica</p>	$b \cdot V_D < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	1.20	
		$b \cdot V_D > 10 \text{ m}^2/\text{s}$	$1.0 + 0.033[\log(V_D \cdot h_r)] - 0.025[\log(V_D \cdot h_r)]^2$ ó 0.6, lo que resulte mayor.	

b es el diámetro o ancho promedio de la estructura, en m. Para la evaluación de $b \cdot V_D$; V_D es la velocidad del viento de diseño para empujes estáticos evaluada a la altura total en m/s. Para valores intermedios de $b \cdot V_D$ es posible emplear interpolación lineal. Para las formas cilíndricas circulares, se supondrá un valor igual a 0.6 para $b \cdot V_D$ igual a $10 \text{ m}^2/\text{s}$, sólo para los propósitos de esta interpolación. En el caso de que los accesorios conectados a secciones transversales circulares (por ejemplo, escaleras y tuberías, entre otros) abarquen más del 1% del diámetro del cilindro, se inducirá la separación del flujo, por lo que en estos casos C_a será igual a 1.20. Debe tomarse en cuenta el área proyectada para determinar el arrastre generado por los propios accesorios. Algunos valores característicos de h_r , en m, se presentan a continuación: Vidrio o plástico: 1.5×10^{-6} ; Acero galvanizado: 150×10^{-6} ; Acero con poca corrosión: 2.5×10^{-3} ; Acero con mucha corrosión: 15×10^{-3} ; Concreto liso: 60×10^{-6} ; Concreto rugoso: 1×10^{-3} ; Metal pintado: 30×10^{-6} ; Madera: 2×10^{-3} .

Tabla 5.2.4.2.3 - Coeficiente de arrastre para formas prismáticas con aristas agudas, de longitud infinita

<i>Dirección del viento</i>	<i>Forma de la sección</i>		C_a
		Triángulo equilátero (con un vértice hacia el viento)	1.2
		Triángulo equilátero (con un lado hacia el viento)	2.00
		Triángulo rectángulo	1.55
		Cuadrada (con un lado hacia el viento)	2.20
		Cuadrada (con un vértice hacia el viento)	1.50
		Pentágono (con un vértice hacia el viento)	1.70
		Pentágono (con un lado hacia el viento)	1.10
		Hexágono (con un lado hacia el viento)	1.20
		Hexágono (con un vértice hacia el viento)	1.50
		Octágono	1.40
		Polígono de doce lados	1.30
		Polígono de dieciséis lados	1.00

La fuerza de arrastre se determinará multiplicando la presión neta por el área de la chimenea o estructura de soporte proyectada sobre un plano vertical. Con el fin de diseñar las paredes de una chimenea o soporte de sección transversal circular, deberá revisarse la respuesta local de una sección de altura unitaria de la chimenea o torre, ante la distribución radial de presiones. La presión radial da origen a la aparición de esfuerzos de flexión en el plano de la sección transversal de la chimenea o soporte circular; esta presión puede determinarse siguiendo las recomendaciones para las paredes de silos y tanques cilíndricos. Las estructuras de soporte referidas en este inciso son aquellas cuya función es soportar otros elementos y transmitir las cargas a la cimentación. Tal es el caso de las estructuras que sostienen a los letreros espectaculares (monopolos). Las fuerzas de viento sobre los elementos soportados deben determinarse de acuerdo con el tipo de elemento en cuestión. Por ejemplo, las fuerzas del viento que actúan en un letrero espectacular deben obtenerse de acuerdo con 5.2.3.

5.2.4.3 La presión exterior para el diseño de las paredes o muros laterales, y de los techos de silos y tanques cilíndricos, cuyos parámetros empleados en el cálculo de coeficientes de presión se definen en la fig. 5.2.4.3.1, debe calcularse con la ecuación 5.2.4.3.1. Para el cálculo de la presión en el techo se considerará la altura \bar{h} y para las paredes o muros, las presiones se calcularán para una velocidad correspondiente a la altura z .

$$p_e = C_{pe} q_z \tag{5.2.4.3.1}$$

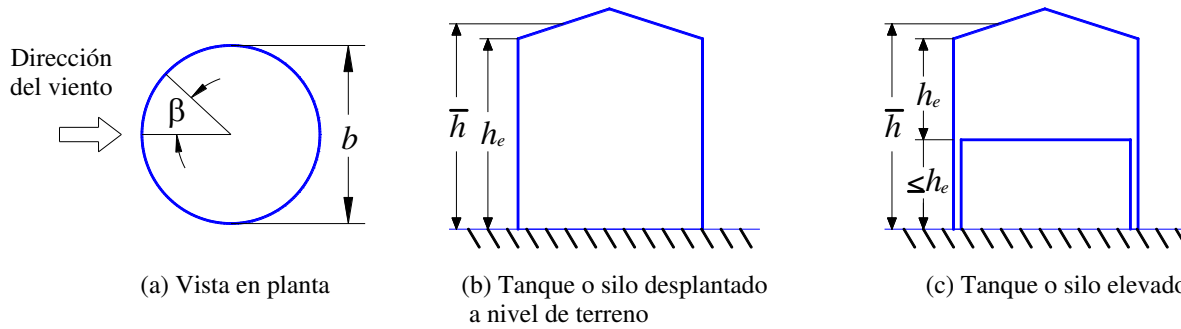


Figura 5.2.4.3.1 - Definición de parámetros empleados en el cálculo de coeficientes de presión para diseño de muros laterales, y de techos de silos y tanques cilíndricos ($0.25 \leq h_e/b \leq 4.0$)

5.2.4.4 El coeficiente de presión exterior para techos o tapas de silos y tanques cilíndricos, se obtendrá de la tabla 5.2.4.4.1, para las zonas indicadas en la fig. 5.2.4.4.1.

Tabla 5.2.4.4.1 - Coeficiente de presión exterior para techos o tapas de silos y tanques cilíndricos para valores de $0^\circ \leq \gamma \leq 30^\circ$

Área tributaria (m ²)	Zona A	Zona B	Condición
≤ 10	-2.4	-0.50	$\gamma < 10^\circ$
25	-2.16	-0.45	
≥ 100	-1.92	-0.40	
≤ 10	-2.4	-1.00	$10^\circ \leq \gamma \leq 30^\circ$
25	-2.16	-0.90	
≥ 100	-1.92	-0.80	

Para valores intermedios del área tributaria, los valores del coeficiente de presión exterior pueden interpolarse linealmente.

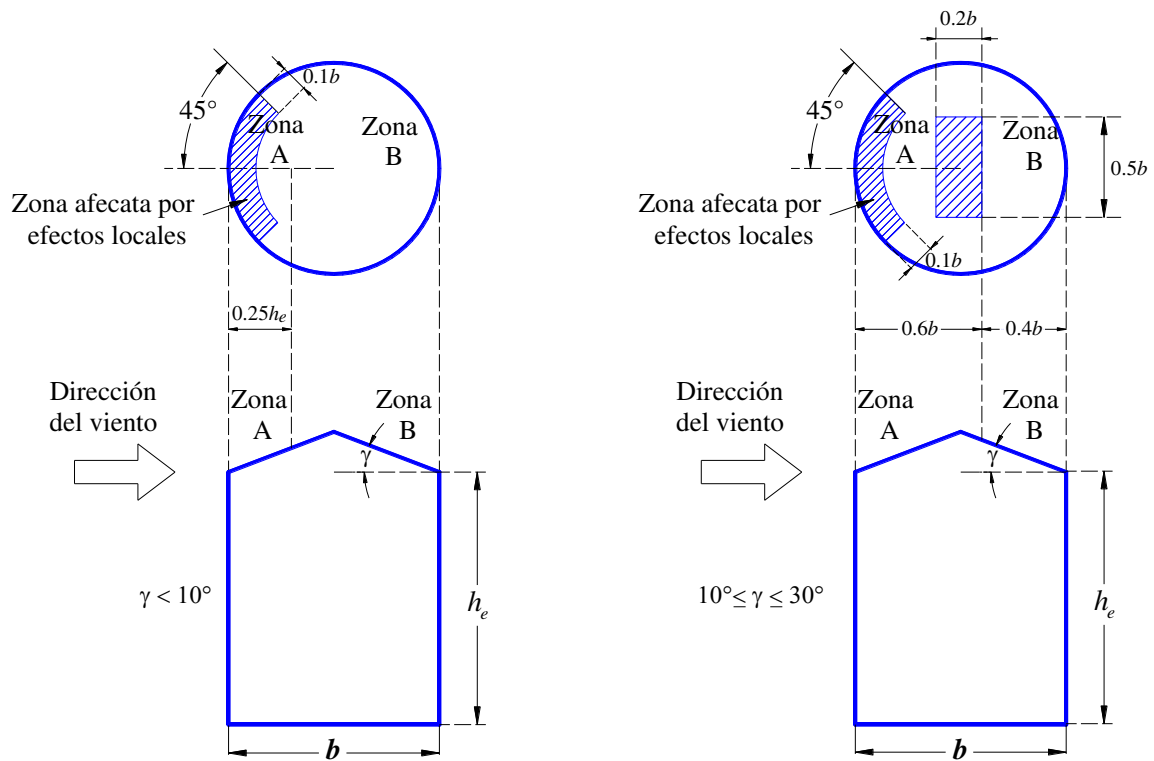


Figura 5.2.4.4.1 - Zonas de aplicación de los coeficientes de presión exterior para techos de silos y tanques cilíndricos ($0.25 \leq h_e/b \leq 4.0$)

Comentario:

Los coeficientes de presión exterior para techos o tapas de silos y tanques cilíndricos para valores de $\gamma > 30^\circ$ deberán obtenerse de pruebas experimentales en túnel de viento.

5.2.4.5 El coeficiente de presión exterior para las paredes o muros laterales varía con el ángulo β y se calcula con el procedimiento de la tabla 5.2.4.5.1.

Tabla 5.2.4.5.1 - Cálculo del coeficiente de presión exterior para las paredes o muros laterales

Ecuación	Condición
$C_{pe} = K_s C_{pc}$	
$C_{pc} = -0.5 + 0.4\cos(\beta) + 0.8\cos(2\beta) + 0.3\cos(3\beta) - 0.1\cos(4\beta) - 0.05\cos(5\beta)$	
$K_s = 1.0 - 0.55(C_{pc} + 0.15)\log_{10}\left(\frac{h_e}{b}\right)$	Para $C_{pc} < -0.15$
$K_s = 1.0$	Para $C_{pc} \geq -0.15$

Comentario:

El coeficiente C_{pe} es válido para silos y tanques cilíndricos desplantados al nivel del terreno o soportados por columnas cuya altura no sea mayor que la de ellos mismos, h_e ; sin embargo, la relación h_e/b deberá estar en el intervalo de 0.25 a 4.0.

5.2.4.6 El coeficiente de presión exterior para la superficie inferior de los silos o tanques elevados se tomará igual a 0.8 ó -0.6, el que produzca las condiciones más desfavorables. Para silos o tanques que estén elevados a menos de un tercio de su altura (h_e), se emplearán los valores anteriores de C_{pe} interpolados linealmente con un valor de 0.00, de acuerdo con la relación entre la altura sobre el terreno natural y la altura de la construcción. Para el cálculo de la presión en la superficie inferior, se tomará la altura \bar{h} .

5.2.4.7 La fuerza de arrastre para el diseño global de silos y tanques, tanto los desplantados al nivel del terreno como los elevados, se calculará con la ecuación 5.2.4.7.1. La presión dinámica de base se calculará a la altura de referencia \bar{h} .

$$F_a = 0.63bh_e \left(0.52V_D^2(\bar{h}) \right) \tag{5.2.4.7.1}$$

5.2.4.8 Para silos o tanques sin techo, la presión interior, que se evaluará a la altura de referencia \bar{h} , se determinará con base en el coeficiente de presión dado por:

$$C_{pi} = -0.9 - 0.35 \log_{10} \left(\frac{h_e}{b} \right) \tag{5.2.4.8.1}$$

Comentario:

No se considera que los silos o tanques puedan tener aberturas en las paredes o muros; cuando éste sea el caso, deberán realizarse pruebas en túnel de viento para evaluar las presiones.

5.2.5 Torres de celosía aisladas y torres de telecomunicaciones y accesorios

5.2.5.1 La fuerza de arrastre para el diseño de las torres de celosía aisladas se calcula con la ecuación 5.2.5.1.1. Esta fuerza actúa en la dirección del flujo del viento y se obtiene para cada tramo en que se dividan verticalmente las mismas; la torre aislada debe dividirse en un mínimo de diez tramos. La presión dinámica de base ($0.52V_D^2(z_{ta})$) se calculará a la altura z_{ta} que se encuentra en el punto medio de la longitud vertical de cada tramo.

$$F_{at} = C_{at}A_{At} \left(0.52V_D^2(z_{ta}) \right) \tag{5.2.5.1.1}$$

5.2.5.2 El coeficiente de arrastre para estructuras y torres de celosía, se obtendrá de las tablas 5.2.5.2.1, 5.2.5.2.2 y 5.2.5.2.3.

Tabla 5.2.5.2.1 - Coeficiente de arrastre para estructuras y torres de celosía. Sección transversal cuadrada y triangular equilátera con miembros de lados planos

Relación de solidez de la cara frontal (ϕ)	C_{at}		
	Sección transversal cuadrada		Sección transversal triangular equilátera
	Sobre una cara	Sobre una esquina	
≤ 0.10	3.50	3.90	3.10
0.20	2.80	3.20	2.70
0.30	2.50	2.90	2.30
0.40	2.10	2.60	2.10
≥ 0.50	1.80	2.30	1.90

ϕ es la relación de solidez de la cara frontal definida como el cociente del área sólida de los miembros de esta cara entre el área total que los delimita. Para valores intermedios de ϕ , se permite la interpolación lineal para obtener C_{at} .

Tabla 5.2.5.2.2 - Coeficiente de arrastre para estructuras y torres de celosía. Sección transversal cuadrada con miembros de sección transversal circular

Relación de solidez de la cara frontal (ϕ)	C_{at}			
	Partes de la torre dentro del flujo subcrítico: $b \cdot V_D < 3 \text{ m}^2/\text{s}$		Partes de la torre dentro del flujo supercrítico: $b \cdot V_D \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$	
	Sobre una cara	Sobre una esquina	Sobre una cara	Sobre una esquina
≤ 0.05	2.20	2.50	1.40	1.60
0.10	2.00	2.30	1.40	1.60
0.20	1.90	2.30	1.50	1.70
≥ 0.30	1.90	2.30	1.70	1.90

ϕ es la relación de solidez de la cara frontal definida como el cociente del área sólida de los miembros de esta cara entre el área total que los delimita. b es el diámetro promedio de los elementos de sección circular, en m. V_D es la velocidad de diseño del viento para empujes estáticos, convertida a m/s. Para valores intermedios de $b \cdot V_D$ entre 3 y 6 m²/s se permite la interpolación lineal. El diámetro promedio y la velocidad de diseño son los correspondientes a la altura media del tramo considerado. Los datos para torres con miembros circulares pueden remplazarse por otros valores obtenidos a partir de pruebas en túnel de viento.

Tabla 5.2.5.2.3 - Coeficiente de arrastre para estructuras y torres de celosía. Sección transversal triangular equilátera con miembros de sección transversal circular

Relación de solidez de la cara frontal (ϕ)	C_{at}	
	Partes de la torre dentro del flujo subcrítico: $b \cdot V_D < 3 \text{ m}^2/\text{s}$ (cualquier dirección del viento)	Partes de la torre dentro del flujo supercrítico: $b \cdot V_D \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$ (cualquier dirección del viento)
≤ 0.05	1.80	1.20
0.10	1.70	1.20
0.20	1.70	1.30
≥ 0.30	1.70	1.40

Las notas de la tabla 5.2.5.2.2 son aplicables a esta tabla.

5.2.5.3 La fuerza de arrastre para el diseño de torres de telecomunicaciones se calcula con la ecuación 5.2.5.3.1. Esta fuerza actúa en la dirección del flujo del viento y se obtiene para cada tramo en que se dividan verticalmente las torres; deberán emplearse un mínimo de diez tramos. La presión dinámica de base ($0.52V_D^2(z_{ta})$) se calculará a la altura z_{ta} que se encuentra en el punto medio de la longitud vertical de cada tramo.

$$F_{at} = C_{at} A_{At} (0.52V_D^2(z_{ta})) \tag{5.2.5.3.1}$$

5.2.5.4 Los coeficientes de arrastre deberán obtenerse según el tipo de estructura de soporte. Los coeficientes de arrastre recomendados para torres de celosía se obtendrán de las tablas presentadas en 5.2.5.2, para otro tipo de estructura de soporte, los coeficientes de arrastre deberán obtenerse según lo indicado en 5.2.4.2.

5.2.5.5 El coeficiente de arrastre para los tramos de la torre sin accesorios, se obtendrán de las tablas 5.2.5.2.1, 5.2.5.2.2 y 5.2.5.2.3, según sea el caso. La relación de solidez se tomará para cada tramo en cuestión y con el ancho promedio correspondiente.

Comentario:

Cuando las estructuras de celosía o reticulares se compongan de elementos con secciones transversales diferentes, las fuerzas sobre éstos se calcularán en función de la forma de su sección transversal de manera individual, haciendo las sumas respectivas para los tramos que se consideren.

5.2.5.6 El coeficiente de arrastre para los tramos de la torre con accesorios, se calculará de acuerdo con:

- a) Cuando los accesorios se encuentren instalados simétricamente con respecto a todas las caras de la torre del tramo considerado, podrá agregarse su área proyectada a la de los miembros de la torre, del tramo en cuestión. Para este caso $C_{ate} = C_{at}$, el cual se obtendrá de las tablas 5.2.5.2.1, 5.2.5.2.2 y 5.2.5.2.3
- b) Cuando las condiciones del inciso a) no sean aplicables, el coeficiente de arrastre, se determina con:

$$C_{ate} = C_{at} + \sum \Delta C_{at} \tag{5.2.5.6.1}$$

5.2.5.7 El coeficiente de arrastre adicional se determinará con:

$$\Delta C_{at} = C_{au} K_{re} K_{in} (A_a / A_{At}) \tag{5.2.5.7.1}$$

5.2.5.7.1 El factor de corrección por relación de esbeltez para accesorios lineales con relaciones de esbeltez menores que 40 se obtendrá de la tabla 5.2.4.2.1.

5.2.5.7.2 El factor de corrección por interferencia se calculará de acuerdo con las ecuaciones de la tabla 5.2.5.7.2.1.

Tabla 5.2.5.7.2.1 - Ecuaciones para el cálculo del factor de corrección por interferencia

Caso	Ubicación	Ecuación
Para accesorios localizados en la cara de la torre	En la cara de una torre cuadrada	$K_{in} = [1.5 + 0.5 \cos(2(\theta_a - 90^\circ)) \exp(-1.2(C_{at}\phi)^2)]$
	En la cara de una torre triangular	$K_{in} = [1.5 + 0.5 \cos(2(\theta_a - 90^\circ)) \exp(-1.8(C_{at}\phi)^2)]$
Para accesorios de enrejado dentro de la celosía de la torre o para accesorios cilíndricos dentro de la torre	Dentro de una torre cuadrada	1.0
	Dentro de una torre triangular	

Esta tabla se complementa con la fig. 5.2.5.7.2.1.

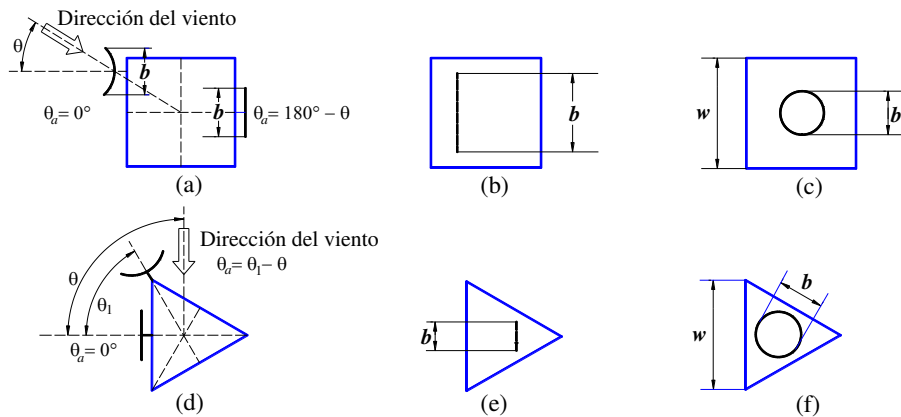


Figura 5.2.5.7.2.1 - Torres de secciones cuadrada y triangular con accesorios: (a) accesorio sujetado a la cara de una torre cuadrada; (b) accesorio sujetado dentro de una torre cuadrada; (c) accesorio cilíndrico sujetado dentro de una torre cuadrada; (d) accesorio sujetado a la cara de una torre triangular; (e) accesorio sujetado dentro de una torre triangular; (f) accesorio cilíndrico sujetado dentro de una torre triangular

5.2.5.7.3 El coeficiente de arrastre para el accesorio aislado que, en la ausencia de datos del túnel de viento, puede obtenerse de la tabla 5.2.5.7.3.1 o de las tablas 5.2.4.2.2 y 5.2.4.2.3 que se presentan en 5.2.4.2. Para los valores de las tablas 5.2.4.2.2 y 5.2.4.2.3 se considerará $C_{au} = C_a$.

Tabla 5.2.5.7.3.1 - Coeficiente de arrastre para elementos estructurales cilíndricos y prismáticos con esquinas redondeadas, de longitud infinita

Dirección del viento	Forma de la sección	C_{au}	
		$b \cdot V_D < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	$b \cdot V_D > 10 \text{ m}^2/\text{s}$
	 $b/d = 1$ $r/b = 1/16$	1.30	0.70
	 $b/d = 1/2$ $r/b = 1/2$	0.40	0.30
	 $b/d = 1/2$ $r/b = 1/6$	0.70	0.70
	 $b/d = 2$ $r/b = 1/12$	1.90	1.90
	 $b/d = 2$ $r/b = 1/4$	1.60	0.60
	 $r/a = 1/3$	1.20	0.50
	 $r/a = 1/12$	1.60	1.60
	 $r/a = 1/48$	1.60	1.60
	 $r/b = 1/4$	1.20	0.50
	 $r/b = 1/12$	1.40	1.40
	 $r/b = 1/48$	1.30	1.30
	 $r/b = 1/4$	1.30	0.50
	 $1/12 > r/b > 1/48$	2.10	2.10

b es el diámetro o ancho promedio de la estructura, en m. Para la evaluación de $b \cdot V_D$; V_D es la velocidad del viento de diseño para empujes estáticos evaluada a la altura total y en m/s. Para valores intermedios de $b \cdot V_D$ es posible emplear interpolación lineal. Para las formas cilíndricas circulares, se supondrá un valor igual a 0.6 para $b \cdot V_D$ igual a $10 \text{ m}^2/\text{s}$, sólo para los propósitos de esta interpolación. Para secciones transversales circulares suaves, en donde $b \cdot V_D > 10 \text{ m}^2/\text{s}$, el coeficiente de arrastre se seleccionará de la siguiente manera:

$C_{au} = 1.0 + 0.033[\log_{10}(V_D \cdot h_r)] - 0.025[\log_{10}(V_D \cdot h_r)]^2$ ó 0.6, lo que sea mayor. Algunos valores característicos de h_r , en m, se presentan a continuación: Vidrio o plástico: 1.5×10^{-6} ; Acero galvanizado: 150×10^{-6} ; Acero con poca corrosión: 2.5×10^{-3} ; Acero con mucha corrosión: 15×10^{-3} ; Concreto liso: 60×10^{-6} ; Concreto rugoso: 1×10^{-3} ; Metal pintado: 30×10^{-6} ; Madera: 2×10^{-3} .

5.2.5.8 Para antenas UHF, la fuerza de arrastre actuante sobre ésta, en la dirección del flujo del viento, se obtiene con la ecuación 5.2.5.8.1. La presión dinámica de base se calculará a la altura z en la que se encuentra el centroide de la antenna. Para el cálculo del área expuesta de la antenna UHF, se tomará b_D o b_N como el ancho correspondiente a la dirección del viento, como se muestra en la fig. 5.2.5.8.1.1.

$$F_a = C_a K_{re} A_A (0.52 V_D^2(z)) \tag{5.2.5.8.1}$$

5.2.5.8.1 El coeficiente de arrastre para la antenna UHF se obtendrá de la tabla 5.2.5.8.1.1, la cual se complementa con la fig. 5.2.5.8.1.1. Para el cálculo del factor de corrección por relación de esbeltez se empleará la tabla 5.2.5.7.1.1, considerando la longitud del elemento como el doble de la altura de la antenna.

Tabla 5.2.5.8.1.1 - Coeficiente de arrastre para antenas UHF

Sección de la antenna	C_a
Cuadrada	1.40
Pentagonal	1.50
Hexagonal	1.90

Para otros tipos de secciones, se deben realizar pruebas en túnel de viento.

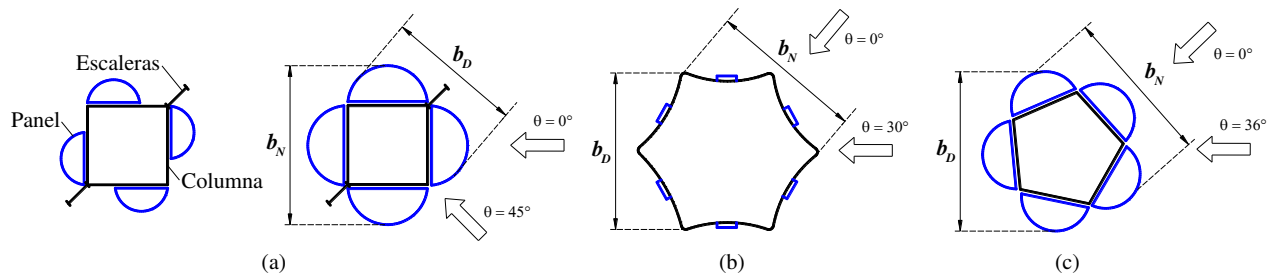


Figura 5.2.5.8.1.1 - Secciones de antenas UHF: (a) tipo 1; (b) tipo 2; (c) tipo 3

5.2.5.9 Las fuerzas de viento en las antenas de microondas se describen con respecto al eje de la antenna, teniendo como su origen el vértice de la misma. La fuerza axial, que actúa a lo largo del eje de la antenna, la fuerza lateral que actúa perpendicularmente al eje de la antenna, y el momento que actúa en el plano que contiene las fuerzas anteriores se obtienen con las ecuaciones de la tabla 5.2.5.9.1. La presión dinámica de base se calculará a la altura z en que se encuentra el centroide de la antenna. Las cargas obtenidas se aplicarán de acuerdo con lo indicado en la fig.5.2.5.9.1.

Tabla 5.2.5.9.1 - Ecuaciones para el cálculo de fuerzas y momento sobre una antenna de microondas

Ecuación	Condición
$F_{am} = G_h C_a A_a Q_z$	G_h será igual a 1.0 cuando se diseñe la antenna o sus conexiones, pero será igual al producto del factor de respuesta de ráfaga, F_{RR} , y el factor $1/(1 + 7I_v(z_s))$ cuando se diseñe la torre de soporte. Los factores F_{RR} y $1/(1 + 7I_v(z_s))$ se definen en 6.2.
$F_{sm} = G_h C_s A_a Q_z$	
$M_m = G_h C_m A_a D_1 Q_z$	

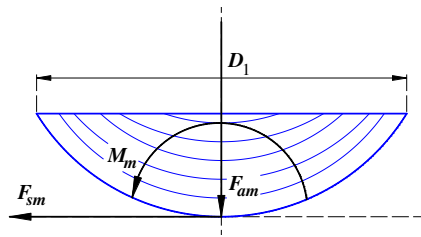


Figura 5.2.5.9.1 - Fuerzas actuantes sobre una antena de microondas

5.2.5.9.1 Los coeficientes aerodinámicos para antenas de microondas sin reflector, con reflector, tipo tambor y con rejilla se obtendrán de la tabla 5.2.9.1.1.

Tabla 5.2.5.9.1.1 - Coeficientes aerodinámicos para antenas de microondas de diversos tipos

θ (grados)	C_a				C_s				C_m			
	SR	CR	TT	TR	SR	CR	TT	TR	SR	CR	TT	TR
0	1.5508	0.8633	1.2617	0.5352	0	0	0	0	0	0	0	0
10	1.5391	0.8594	1.2617	0.5234	-0.0469	0.1484	0.0977	0.1016	-0.0254	-0.0797	-0.0281	0.0168
20	1.5469	0.8203	1.25	0.5078	-0.0508	0.2969	0.1758	0.1797	-0.0379	-1.113	-0.0453	0.0289
30	1.5547	0.7617	1.2109	0.4609	-0.0313	0.4102	0.2344	0.2305	-0.0422	-0.1082	-0.052	0.0383
40	1.5938	0.6641	1.1563	0.4063	0.0078	0.4883	0.2813	0.2617	-0.0535	-0.0801	-0.0488	0.0449
50	1.6641	0.5469	1.0859	0.3438	0.0898	0.5313	0.3047	0.2734	-0.0691	-0.0445	-0.0324	0.0496
60	1.6484	0.418	0.9453	0.2344	0.2422	0.5	0.3672	0.2813	-0.0871	-0.0008	-0.0086	0.0527
70	1.3672	0.3125	0.6719	0.1289	0.457	0.4609	0.4766	0.2734	-0.0078	0.0508	0.0227	0.0555
80	0.7617	0.2266	0.2734	0.0391	0.3789	0.4375	0.582	0.25	0.1	0.1047	0.0695	0.0492
90	-0.0117	0.1328	-0.1094	-0.0508	0.3438	0.4063	0.625	0.2422	0.1313	0.1523	0.098	0.0434
100	-0.4023	0.0313	-0.3438	-0.1172	0.3828	0.3906	0.6016	0.2734	0.132	0.1695	0.1125	0.0469
110	-0.4609	-0.0664	-0.5391	-0.1875	0.4141	0.3711	0.5313	0.2852	0.134	0.1648	0.1141	0.0504
120	-0.457	-0.1641	-0.7109	-0.2656	0.457	0.3477	0.4375	0.2773	0.143	0.1578	0.1039	0.0512
130	-0.4688	-0.293	-0.8594	-0.3359	0.4688	0.3203	0.3125	0.2617	0.1461	0.1395	0.0926	0.0496
140	-0.5742	-0.4102	-0.9336	-0.4063	0.4453	0.3047	0.2305	0.2344	0.132	0.0906	0.0777	0.0445
150	-0.7734	-0.5195	-0.957	-0.4766	0.3906	0.2734	0.1758	0.2031	0.1086	0.0516	0.0617	0.0371
160	-0.8672	-0.6016	-0.9727	-0.5469	0.293	0.2266	0.1484	0.1563	0.0836	0.0246	0.0438	0.0273
170	-0.9453	-0.6563	-0.9961	-0.5859	0.1445	0.1484	0.0977	0.0859	0.0508	0.0086	0.023	0.0148
180	-1.0547	-0.6914	-1.0156	-0.5938	0	0	0	0	0	0	0	0
190	-0.9453	-0.6563	-0.9961	-0.5859	-0.1445	-0.1484	-0.0977	-0.0859	-0.0508	-0.0086	-0.023	-0.0148
200	-0.8672	-0.6016	-0.9727	-0.5469	-0.293	-0.2266	-0.1484	-0.1563	-0.0836	-0.0246	-0.0438	-0.0273
210	-0.7734	-0.5195	-0.957	-0.4766	-0.3906	-0.2734	-0.1758	-0.2031	0.1086	-0.0516	-0.0617	-0.0371
220	-0.5742	-0.4102	-0.9336	-0.4063	-0.4453	-0.3047	-0.2305	-0.2344	-0.132	-0.0906	-0.0777	-0.0445
230	-0.4688	-0.293	-0.8594	-0.3359	-0.4688	-0.3203	-0.3125	-0.2617	-0.1461	-0.1395	-0.0926	-0.0496
240	-0.457	-0.1641	-0.7109	-0.2656	-0.457	-0.3477	-0.4375	-0.2773	-0.143	-0.1578	-0.1039	-0.0512
250	-0.4609	-0.0664	-0.5391	-0.1875	-0.4141	-0.3711	-0.5313	-0.2852	-0.134	-0.1648	-0.1137	-0.0504
260	-0.4023	0.0313	-0.3438	-0.1172	-0.3828	-0.3906	-0.6016	-0.2734	-0.132	-0.1695	-0.1125	-0.0469
270	-0.0117	0.1328	-0.1094	-0.0508	-0.3438	-0.4063	-0.625	-0.2422	-0.1313	-0.1523	-0.098	-0.0434
280	0.7617	0.2266	0.2734	0.0391	-0.3789	-0.4375	-0.582	-0.25	-0.1	-0.1047	-0.0695	-0.0492
290	1.3672	0.3125	0.6719	0.1289	-0.457	-0.4609	-0.4766	-0.2734	0.0078	-0.0508	-0.0227	-0.0555
300	1.6484	0.418	0.9453	0.2344	-0.2422	-0.5	-0.3672	-0.2813	0.0871	0.0008	0.0086	-0.0527
310	1.6641	0.5469	1.0859	0.3438	-0.0898	-0.5313	-0.3047	-0.2734	0.0691	0.0445	0.0324	-0.0496
320	1.5938	0.6641	1.1563	0.4063	-0.0078	-0.4883	-0.2813	-0.2617	0.0535	0.0801	0.0488	-0.0449
330	1.5547	0.7617	1.2109	0.4609	0.0313	-0.4102	-0.2344	-0.2305	0.0422	0.1082	0.052	-0.0383
340	1.5469	0.8203	1.25	0.5078	0.0508	-0.2969	-0.1758	-0.1797	0.0379	0.1113	0.0453	-0.0289
350	1.5391	0.8594	1.2617	0.5234	0.0469	-0.1484	-0.0977	-0.1016	0.0254	0.0797	0.0281	-0.0168

Esta tabla se complementa con la fig. 5.2.5.9.1.1. SR = sin reflector; CR = con reflector; TT = tipo tambor; TR = tipo rejilla.

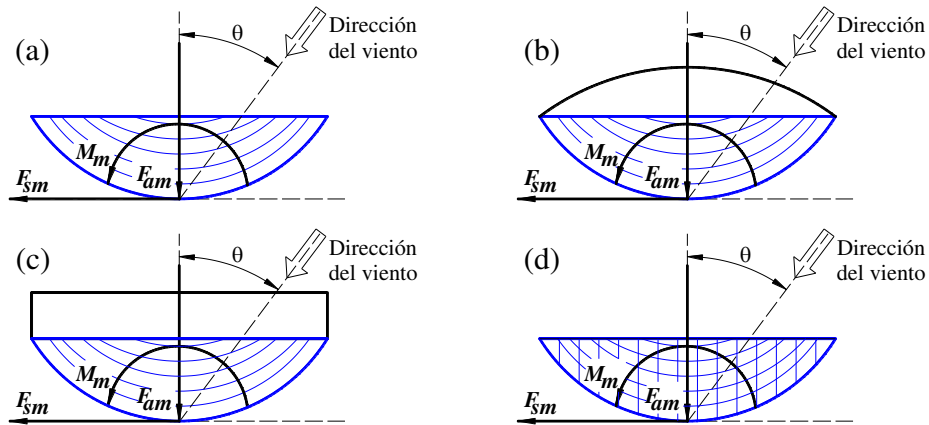


Figura 5.2.5.9.1.1 - Tipos de antenas de microondas: (a) sin reflector; (b) con reflector; (c) tipo tambor; (d) tipo rejilla

5.2.6 Perfiles estructurales

5.2.6.1 Las fuerzas F_x y F_y que actúan sobre perfiles estructurales se determinan respectivamente con:

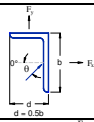

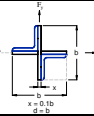
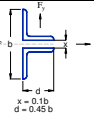
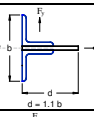
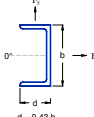
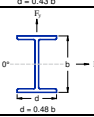
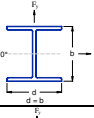
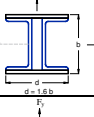

$$F_x = 0.52 C_{Fx} V_D^2 A \quad (5.2.6.1.1)$$

$$F_y = 0.52 C_{Fy} V_D^2 A \quad (5.2.6.1.2)$$

5.2.6.2 Los coeficientes de fuerza C_{Fx} y C_{Fy} para el cálculo de las fuerzas sobre perfiles estructurales y formas prismáticas con esquinas rectas y redondeadas se tomarán de las tablas 5.2.6.2.1, 5.2.6.2.2, 5.2.6.2.3 y 5.2.6.2.4. En caso de que el perfil estructural o forma prismática de interés no se encuentre en las tablas indicadas, se deberán realizar pruebas experimentales en túnel de viento para calcular los coeficientes de fuerza.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

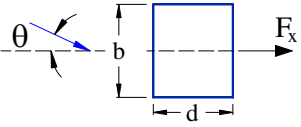
Tabla 5.2.6.2.1 - Coeficiente de fuerza C_{Fx} y C_{Fy} para algunos perfiles estructurales de longitud infinita

Sección	Coeficientes	Dirección del Viento (θ)				
		0°	45°	90°	135°	180°
	$C_{F,x}$	1.90	1.80	2	-1.8	-2
	$C_{F,y}$	0.95	0.80	1.7	-0.1	0.10
	$C_{F,x}$	1.80	2.10	-1.9	-2	-1.4
	$C_{F,y}$	1.80	1.80	-1	0.3	-1.4
	$C_{F,x}$	1.75	0.85	0.10	-0.75	-1.75
	$C_{F,y}$	0.1	0.85	1.75	0.75	-0.1
	$C_{F,x}$	1.60	1.5	-0.95	-0.5	-1.5
	$C_{F,y}$	0.00	-0.1	0.7	1.05	0
	$C_{F,x}$	2.00	1.2	-1.6	-1.1	-1.7
	$C_{F,y}$	0.00	0.9	2.15	2.4	±2.1
	$C_{F,x}$	2.05	1.85	0	-1.6	-1.8
	$C_{F,y}$	0.00	0.60	0.6	0.4	0
	$C_{F,x}$	2.05	1.95	±0.5	-	-
	$C_{F,y}$	0	0.6	0.9	-	-
	$C_{F,x}$	1.60	1.50	0.00	-	-
	$C_{F,y}$	0.00	1.50	1.90	-	-
	$C_{F,x}$	1.40	1.20	0.00	-	-
	$C_{F,y}$	0.00	1.60	2.20	-	-
	$C_{F,x}$	2.00	1.80	0.00	-	-
	$C_{F,y}$	0.00	0.10	0.10	-	-

El signo negativo en los coeficientes indica que la fuerza tiene sentido contrario al mostrado en las figuras. El sentido positivo del ángulo es antihorario. La dimensión b no siempre es perpendicular al viento. Los coeficientes aerodinámicos para los perfiles estructurales de la tabla deberán ser multiplicados por el factor de corrección por relación de esbeltez de la tabla 5.2.4.2.1.

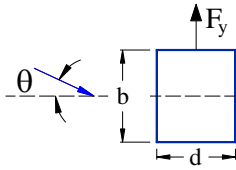
Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 5.2.6.2.2 - Coeficiente de fuerza C_{Fx} para algunos elementos con formas prismáticas de longitud infinita

Dirección del viento θ	Sección	d/b	C_{Fx}	Factor correctivo	
$0^\circ \leq \theta \leq 15^\circ$	 <p>Sección prismática rectangular esquinas rectas</p>	0.1	2.2	1	
		0.65	3		
		1	2.2		
			2	1.6	$1 + (d/b) \tan(\theta)$
			4	1.3	
			≥ 10	1.1	

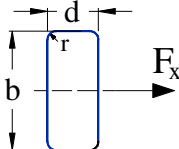
El signo negativo en los coeficientes indica que la fuerza tiene sentido contrario al mostrado en la figura.
El sentido positivo del ángulo es horario.

Tabla 5.2.6.2.3 - Coeficiente de fuerza C_{Fy} para algunos elementos con formas prismáticas de longitud infinita

Dirección del viento θ	Sección	d/b	C_{Fy}
$0^\circ \leq \theta \leq 20^\circ$	 <p>Sección prismática rectangular esquinas rectas</p>	0.5	± 1.2
		1.5	± 0.8
		2.5	± 0.6
		4	± 0.8
		≥ 20	± 1

El signo negativo en los coeficientes indica que la fuerza tiene sentido contrario al mostrado en la figura.
El sentido positivo del ángulo es horario.

Tabla 5.2.6.2.4 - Coeficiente de fuerza C_{Fx} para algunos elementos con formas prismáticas de longitud infinita

Dirección del viento θ	d/b	Descripción de la sección	C_{Fx}
0°	0.5	 <p>Sección con esquinas redondeadas ($r/b = 1/12$)</p>	1.9

Comentario:

Esta sección es nueva y provee información de coeficientes de fuerzas aerodinámicas para secciones estructurales frecuentemente empleadas en la práctica. El área de referencia, A , empleada en las ecuaciones (5.2.6.1.1) y (5.2.6.1.2) es independiente de la inclinación del flujo con respecto al elemento estructural y se define como el área expuesta al viento para una incidencia de 0° . Más detalles para la definición y el tratamiento de los coeficientes aerodinámicos de otras secciones estructurales se pueden consultar en "STRUCTURAL MEMBERS: Mean Fluid Forces on Members of Various Cross Sections" (ESDU 82007, 2012). Para el cálculo de las presiones en estos

elementos estructurales de forma individual, también se aplicará el factor de corrección por relación de esbeltez indicado en 5.4.4.2

5.2.7 Puentes peatonales

5.2.7.1 La fuerza que actúan sobre la superestructura de un puente peatonal, F_{pp} , sin cables que lo soporten, con altura de la rasante no mayor que 10 m sobre el nivel más bajo del terreno y con longitud entre apoyos no mayor que 30 m, se determinará de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_{pp} = C_{pp} A_{pp} (0.52 V_D^2(z)) \tag{5.2.7.1.1}$$

Comentario:

Para puentes con características diferentes a las consideradas en esta sección, se deberá emplear la normatividad de puentes indicada por el Instituto.

5.2.7.2 Los coeficientes de fuerza C_{pp} para puentes peatonales con diferentes estructuraciones se presentan en la tabla 5.2.7.2.1.

Tabla 5.2.7.2.1 - Coeficientes de fuerza C_{pp} para puentes peatonales con diferentes estructuraciones

Estructuración		C_{pp}
Armaduras y arcos	Elementos con aristas agudas	3
	Elementos redondos	1.5
Trabes y vigas		2

Para estructuraciones de puentes peatonales no incluidas en la tabla, se deberán realizar estudios experimentales en túnel de viento para determinar el coeficiente de fuerza. La aplicación de la carga F_{pp} sobre el puente se ilustra en la fig. 5.2.7.3.1.

5.2.7.3 Se aplicará una fuerza vertical de volcamiento a un cuarto del ancho de la superestructura, del lado de barlovento. La fuerza vertical de volcamiento, F_{ppv} , se determinará de acuerdo con

$$F_{ppv} = 0.8 q_z A_{ppv} \tag{5.2.7.3.1}$$

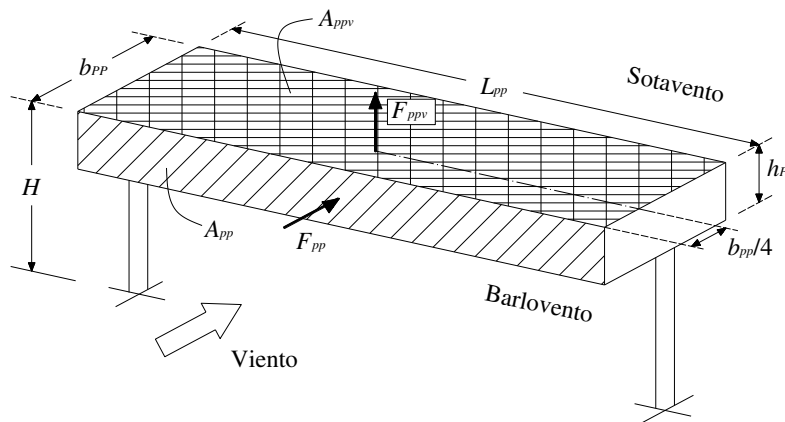


Figura 5.2.7.3.1 - Aplicación de las fuerzas sobre la superestructura

Comentario:

Para puentes peatonales con periodos de vibrar mayores que 1 s, con altura superior a 10 m o con longitud del claro superior a la indicada, que los haga susceptibles a efectos aerodinámicos especiales, se deberán realizar

pruebas experimentales en túnel de viento para calcular las fuerzas sobre el puente. Quedan excluidos los puentes peatonales, cuyas características geométricas e importancia requieran estudios especiales.

5.3 Coeficientes de presión interna

5.3.1 Cuando las paredes de una construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30 por ciento de su superficie, deberá considerarse en el diseño de los elementos estructurales el efecto de las presiones que se generan por la penetración del viento en el interior de la construcción. Estas presiones se considerarán actuando uniformemente en las partes interiores de las paredes y techo y se determinarán con la ecuación 5.1.2.2, empleando los coeficientes de presión interior que se indican en la tabla 5.3.1.1, en función de la posición de las aberturas que puedan existir en las paredes de la construcción.

Tabla 5.3.1.1 - Coeficientes de presión interior, C_{pi}

Caso	C_{pi}
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	-0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	-0.5
Aberturas uniformes distribuidas en las cuatro caras	-0.3

La presión interna se considerará constante en toda la altura de la pared de barlovento, sotavento, muros laterales y cubierta, y se calculará para un nivel z igual a la altura del edificio.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

6. EMPUJES DINÁMICOS INDUCIDOS POR EL VIENTO

6.1 Fuerza estática equivalente en la dirección del viento para estructuras

6.1.1 En estructuras pertenecientes al Tipo 2, la fuerza estática equivalente, F_{eq} , se obtiene para una altura sobre el nivel del terreno, z , con:

a) Construcciones o estructuras prismáticas y cilíndricas cerradas

$$F_{eq}(z) = \left[\frac{p_e}{(1+7I_v(z_s))} F_{RR} - p_i \right] A_{exp} \quad (6.1.1.1)$$

b) Construcciones o estructuras prismáticas y cilíndricas abiertas en las que no existe presión interna

$$F_{eq}(z) = \left[\frac{p_n}{(1+7I_v(z_s))} F_{RR} \right] A_{exp} \quad (6.1.1.2)$$

c) Torres de celosía

$$F_{eq}(z) = \left[\frac{0.52V_D^2(z_{ta})C_{at}}{(1+7I_v(z_s))} F_{RR} \right] A_{at} \quad (6.1.1.3)$$

6.2 Factor de respuesta de ráfaga

6.2.1 El factor de respuesta de ráfaga, F_{RR} , se obtiene con:

a) Construcciones o estructuras prismáticas abiertas o cerradas

En la fig. 6.2.1.1 se presentan los diferentes tipos de estructuras prismáticas y sus alturas de referencia correspondientes para las cuales se calcula el factor de respuesta de ráfaga.

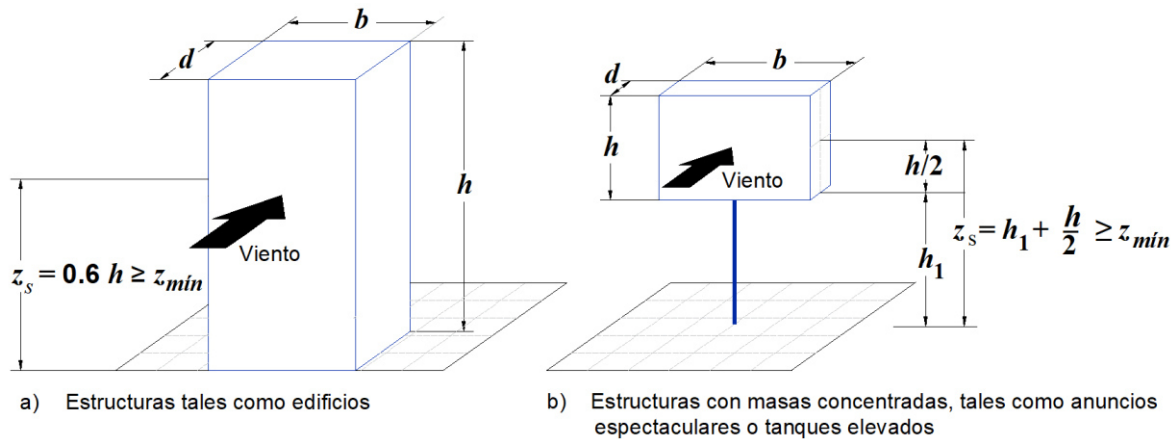


Figura 6.2.1.1 - Estructuras prismáticas y sus alturas de referencia correspondientes para calcular el factor de respuesta de ráfaga

Para este tipo de estructuras, F_{RR} , se define de acuerdo con las ecuaciones de la tabla 6.2.1.1.

Tabla 6.2.1.1 - Ecuaciones empleadas para el cálculo de F_{RR} para construcciones o estructuras prismáticas abiertas o cerradas

Ecuación	Condición
$F_{RR} = 1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}$	$F_{RR} > 1$
$I_v(z_s) = \bar{d} \left(\frac{z_s}{10}\right)^{-\alpha}$	$z_{min} < z_s \leq 200 \text{ m}$
$I_v(z_s) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)}$	$z_s \leq z_{min}$
$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0.63}}$	
$L(z_s) = 300 \left(\frac{z_s}{200}\right)^{\bar{\alpha}}$	$z_s \geq z_{min}$
$L(z_s) = 300 \left(\frac{z_{min}}{200}\right)^{\bar{\alpha}}$	$z_s < z_{min}$
$R^2 = \frac{\pi}{4\zeta_t} S_L R_h R_b$	
$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6.8 \left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V'_D(z_s)}\right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V'_D(z_s)}\right)\right]^{5/3}}$	
$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h})$	$R_h = 1.0$ cuando $\eta_h = 0$
$\eta_h = \frac{4.6hn_{1,x}}{V'_D(z_s)}$	
$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b})$	$R_b = 1.0$ cuando $\eta_b = 0$
$\eta_b = \frac{4.6bn_{1,x}}{V'_D(z_s)}$	
$k_p = \sqrt{2\ln(600v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2\ln(600v)}}$	$k_p \geq 3.0$
$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}$	$v \geq 0.08 \text{ Hz}$

Los parámetros \bar{d} , z_0 , z_{min} , α' y $\bar{\alpha}$ son función de la rugosidad o categoría del terreno y sus valores se presentan en 3.2.2.2 y 6.2.2. Los parámetros que integran la relación de amortiguamiento total, ζ_t , se presentan en el inciso 6.3.

b) Construcciones o estructuras cilíndricas

En la fig. 6.2.1.2 se presenta una estructura vertical con sección transversal circular y su altura de referencia correspondiente para la cual se calcula el factor de respuesta de ráfaga.

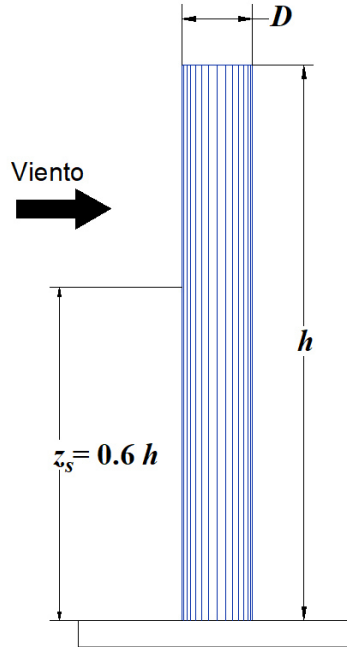


Figura 6.2.1.2 - Estructura vertical con sección transversal cilíndrica y su altura de referencia correspondiente para calcular el factor de respuesta de ráfaga

Para este tipo de estructuras, F_{RR} , se define de acuerdo con las ecuaciones de la tabla 6.2.1.2.

Tabla 6.2.1.2 - Ecuaciones empleadas para el cálculo de F_{RR} para construcciones o estructuras cilíndricas

Ecuación	Condición
$F_{RR} = 1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B_c^2 + R_c^2}$	$F_{RR} > 1$
$B_c^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \sqrt{\left(\frac{b}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{H}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{bH}{L^2(z_s)}\right)^2}}$	
$R_c^2 = \frac{\pi}{4\zeta_t} S_L(z_s, n_{1,x}) K_{sc}(n_{1,x})$	
$K_{sc}(n_{1,x}) = \frac{1}{1 + \sqrt{\left(5.75 \frac{b n_{1,x}}{V_D(z_s)}\right)^2 + \left(3.19 \frac{H n_{1,x}}{V_D(z_s)}\right)^2 + \left(11.69 \frac{n_{1,x}^2 b H}{[V_D(z_s)]^2}\right)^2}}$	

Los parámetros k_p , $I_v(z_s)$ y $L(z_s)$ se calculan con las expresiones mostradas en la tabla 6.2.1.1. Los parámetros que integran la relación de amortiguamiento total, ζ_t , se presentan en 6.3.

c) Torres de celosía

En la fig. 6.2.1.3 se presentan los parámetros geométricos de torres de celosía y su altura de referencia correspondiente para la cual se calcula el factor de respuesta de ráfaga.

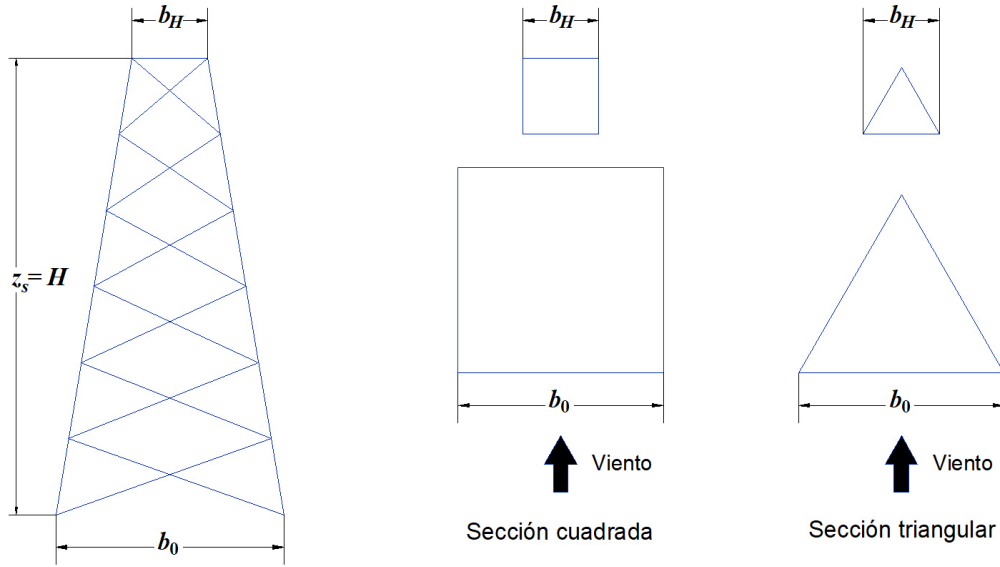


Figura 6.2.1.3 - Parámetros geométricos de torres de celosía y su altura de referencia correspondiente para calcular el factor de respuesta de ráfaga

Para este tipo de estructuras, F_{RR} se define de acuerdo con las ecuaciones que se resumen en la tabla 6.2.1.3.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 6.2.1.3 - Ecuaciones empleadas para el cálculo de F_{RR} para torres de celosía

Ecuación	Condición
$F_{RR} = \left(1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B_{ta}^2 + R_{ta}^2} \right) \left[\frac{C_{RG}}{C_G} \right] F_M$	
$B_{ta}^2 = \frac{1}{1 + 2 \frac{\sqrt{H} b}{L(z_s)}}$	
$R_{ta}^2 = \frac{\pi}{4 \zeta_t} S_L(z_s, n_{1,x}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b)$	
$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4 \left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V'_D(z_s)} \right)}{\left[1 + 71 \left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V'_D(z_s)} \right)^2 \right]^{5/6}}$	
$R_h(\eta_h) = \frac{1}{1 + \eta_h}$	
$\eta_h = \frac{2n_{1,x} H}{V'_D(z_s)}$	
$R_b(\eta_b) = \frac{1}{1 + \eta_b}$	
$\eta_b = \frac{3.5n_{1,x} b}{V'_D(z_s)}$	
$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R_{ta}^2}{B_{ta}^2 + R_{ta}^2}}$	$v \geq 0.08 \text{ Hz}$
$C_{RG} = \frac{\left(1 - \frac{3}{4} \lambda_B \right)}{\alpha' + 3}$	
$C_G = \frac{1}{2\alpha' + 3} - \frac{\lambda_B}{2\alpha' + 4}$	
$\lambda_B = 1 - \frac{b_H}{b_0}$	
$F_M = \frac{m_{total}}{5m_r} \left[\left(0.5 \frac{b_H}{b_0} - 0.3 \right) (\lambda_m - 2) + 1.4 \right] (1 - 0.4 \ln(\lambda_m))$	
$m_r = \int_0^H m(z) [\Phi_{1,x}(z)]^2 dz$	

Valores estimados del coeficiente λ_m son: 2 para torres rectangulares o cuadradas y 1.75 para torres triangulares. El parámetro α' es función de la rugosidad o categoría del terreno y su valor se presenta en 3.2.2.2. Los parámetros k_p , $I_v(z_s)$ y $L(z_s)$ se calculan con las expresiones mostradas en la tabla 6.2.1.1. Los parámetros que integran la relación de amortiguamiento total, ζ_r , se presentan en 6.3.

Comentario:

Los parámetros B^2 y R^2 representan la contribución de la respuesta dinámica ocasionada por el viento turbulento que actúa sobre la estructura. B^2 es definida como la respuesta de fondo, que depende de la geometría y parámetros

que caracterizan la turbulencia, y se asocia con frecuencias por debajo de la frecuencia resonante (n_0). R^2 es definida como la respuesta resonante, que depende de las propiedades dinámicas de la estructura y parámetros que caracterizan la turbulencia, y se asocia con n_0 (Davenport, 1967; Solari, 1983).

Al emplear las ecuaciones de 6.1.1 se asume que la respuesta de la estructura es dominada por el modo fundamental de vibrar en flexión, con coordenadas modales del mismo signo. Es importante mencionar que el factor de respuesta de ráfaga sólo afecta a presiones exteriores.

El factor $1/(1 + 7I(z_s))$ es empleado para transformar la presión máxima de diseño calculada con las ecuaciones de 6.1.1 en una presión promedio; esta presión promedio es posteriormente amplificada por el factor de respuesta de ráfaga, el cual siempre es mayor que la unidad.

La ecuación 6.1.1.3 ha sido adaptada del código japonés (AIJ, 2004). Para su cálculo es indispensable emplear parámetros de corrección de forma y masa modal. A diferencia de otras metodologías para el cálculo del factor de respuesta de ráfaga para torres de celosía auto-soportadas (p.e., ANSI/TIA-222-H, 2017), en donde sólo se contempla la contribución de la respuesta de fondo (B^2), el código AIJ (2004) reconoce la contribución de B^2 y R^2 .

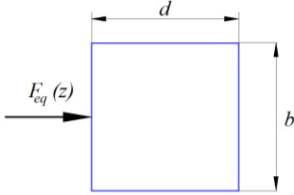
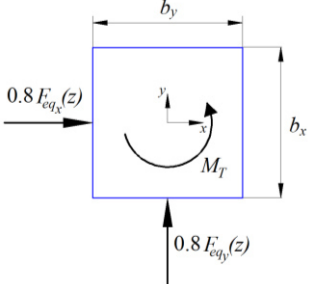
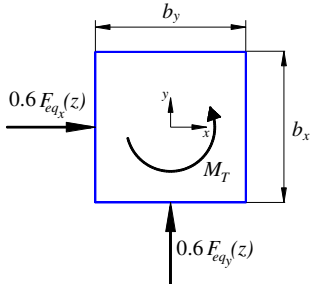
6.2.2 Los valores de los parámetros \bar{d} , $\bar{\alpha}$, z_0 , y z_{\min} , dependen de las condiciones de rugosidad o categoría del terreno y sus valores se presentan en la tabla 6.2.2.1.

Tabla 6.2.2.1 - Parámetros \bar{d} , $\bar{\alpha}$, z_0 y z_{\min} , según la categoría del terreno

Categoría del terreno	\bar{d}	$\bar{\alpha}$	z_0 (m)	z_{\min} (m)
R1	0.12	0.44	0.001	1
R2	0.17	0.52	0.020	2
R3	0.25	0.61	0.200	5
R4	0.39	0.67	1.000	10

6.2.3 Para edificios prismáticos de geometría regular con relación $h/\sqrt{bd} \geq 3$, se deberán evaluar las combinaciones de fuerzas indicadas en la tabla 6.2.3.1. Se empleará la combinación que produzca los efectos más desfavorables.

Tabla 6.2.3.1 - Combinaciones de fuerzas para edificios prismáticos de geometría regular con relación $h/\sqrt{bd} \geq 3$

Combinación	Aplicación de las fuerzas	
Combinación 1: Fuerza longitudinal aplicada al 100%.		
Combinación 2: Aplicar el 80% de la carga longitudinal calculada en ambos ejes principales, de forma simultánea, ambas con una excentricidad de $\pm 4\%$.		$M_T = (0.8F_{eqx}(z)) e_x + (0.8F_{eqy}(z)) e_y$ $e_x = \pm 0.04b_x$ $e_y = \pm 0.04b_y$
Combinación 3: Aplicar el 60% de la carga longitudinal calculada en ambos ejes principales, de forma simultánea, ambas con una excentricidad de $\pm 15\%$ con respecto al centro geométrico del edificio si el edificio tiene una frecuencia natural mayor que 1 Hz, y de $\pm 18\%$ si el edificio tiene una frecuencia natural menor que 1 Hz.		$M_T = (0.6F_{eqx}(z)) e_x + (0.6F_{eqy}(z)) e_y$
		Edificios con frecuencia mayor que 1 Hz $e_x = \pm 0.15b_x$ $e_y = \pm 0.15b_y$
Edificios con frecuencia menor que 1 Hz $e_x = \pm 0.18b_x$ $e_y = \pm 0.18b_y$		

Las fuerzas estáticas equivalentes $F_{eq}(z)$, $F_{eqx}(z)$ y $F_{eqy}(z)$ se calculan con la ec. 6.1.1.1. El momento de torsión M_T es función de las fuerzas estáticas equivalentes y las excentricidades en x y y.

Comentario:

En versiones anteriores de las NTC-Viento no se incluía un procedimiento para la combinación de fuerzas inducidas por el viento. La combinación de fuerzas horizontales y momento de torsión ha sido incluida en diferentes códigos internacionales (e.g., AIJ (2004), NBCC (2015), ASCE 7 (2022)). Para esta versión se consideró adecuado incluir un procedimiento que permitiera realizar las combinaciones de fuerzas para edificios sensibles a los efectos dinámicos que cumplan con la condición indicada en 6.2.3. La filosofía adoptada para la combinación de fuerzas inducidas por el viento contempla que es posible emplear la fuerza estática equivalente calculada con el procedimiento descrito en 6.1.1.1 y combinarla de acuerdo con lo indicado en la tabla 6.2.3.1. Esta filosofía de combinación, en que se emplean fuerzas estáticas equivalentes, fue desarrollada por Tamura et al (2014) y se basa en diversos estudios experimentales en túnel de viento (Tamura et al., 2003; Tamura et al., 2008).

La Combinación 1 considera aplicar el 100% de la fuerza estática equivalente para edificios, calculada de acuerdo con lo indicado en 6.1.1. Esta es la fuerza estática equivalente cuyo procedimiento de cálculo ha sido incluido desde la versión 2017 de las NTC-Viento. La Combinación 2 se desarrolló para tomar en cuenta el caso de cortante simultáneo máximo según los resultados experimentales reportados por Guzmán-Solis et al., (2020) y considera aplicar un porcentaje de fuerzas estáticas y un momento de torsión. Finalmente, la Combinación 3 se trata de una adaptación de Caso 4) de la norma ASCE 7 (2022), que está pensada para evaluar el caso en que la torsión es máxima.

Aunado a las combinaciones de la tabla 6.2.3.1, las combinaciones de fuerzas inducidas por el viento también pueden ser evaluadas mediante pruebas experimentales en túnel de viento.

6.3 Relación de amortiguamiento total

6.3.1 La relación de amortiguamiento total, ζ_T , se compone de tres elementos:

- a) amortiguamiento estructural, ζ_{est} . En la tabla 6.3.1.1 se presentan algunos valores representativos de la relación de amortiguamiento estructural en función del tipo de estructura y material.

Tabla 6.3.1.1 - Valores representativos de ζ_{est}

Tipo de estructura	ζ_{est}
Edificios de concreto reforzado y presforzado	0.016
Edificios de acero	0.008
Estructuras mixtas de concreto y acero	0.013
Chimeneas y torres de concreto reforzado	0.010
Chimeneas de acero soldadas y sin recubrimientos:	
sin aislamiento térmico exterior	0.002
con aislamiento térmico exterior	0.003
Chimeneas de acero soldadas con recubrimiento:	
con una capa de recubrimiento y aislamiento térmico exterior	0.002-0.006
con dos o más capas de recubrimiento y aislamiento térmico exterior	0.003-0.006
Chimeneas de acero con recubrimiento interior de tabiques	0.011
Chimeneas de acero con recubrimiento interior de concreto lanzado	0.005
Torres de celosía soldadas	0.003
Torres de celosía atornilladas:	
tornillos de alta resistencia	0.005
tornillos de baja resistencia	0.008

Comentario:

Los valores presentados en la tabla 6.3.1.1 son informativos. Los usuarios de las normas deberán buscar en otras fuentes que complementen la información, con particular interés en amortiguamiento estructural como función del tipo de construcción, dimensiones del edificio y amplitud de la vibración. Para el caso de torres en que se combinen las conexiones soldadas y atornilladas, un criterio práctico es realizar una interpolación del amortiguamiento entre ambos casos.

- b) amortiguamiento aerodinámico, ζ_a . Su valor se determinará con pruebas experimentales en túnel de viento o con procedimientos establecidos en la literatura de la especialidad.
- c) amortiguamiento asociado con dispositivos de amortiguamiento auxiliar, ζ_d . Cuando se provea a la estructura de algún mecanismo de amortiguamiento auxiliar, el valor del amortiguamiento deberá ser considerado y estar justificado por estudios particulares. El Apéndice B incluye lineamientos generales de dispositivos de amortiguamiento auxiliar para mitigar las acciones del viento.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

7. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS SOBRE ESTRUCTURAS CILÍNDRICAS

7.1 Vibraciones generadas en estructuras cilíndricas

7.1.1 En estructuras pertenecientes al Tipo 3 deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos generales y locales de las fuerzas perpendiculares a la dirección del viento causadas por vórtices alternantes. Para estructuras cilíndricas, esta acción se representará mediante una fuerza de inercia por unidad de longitud, actuando perpendicularmente a la dirección del viento, a una altura z ; esta fuerza se calcula de acuerdo con las ecuaciones de la tabla 7.1.1.1.

Tabla 7.1.1.1 - Ecuaciones empleadas para el cálculo de la fuerza de inercia por unidad de longitud para estructuras cilíndricas

Ecuación	Condición
$F_w = (2\pi n_{1,y})^2 m(z) \Phi_{1,y}(z) Y_{F,máx}$	
$Y_{F,máx} = \sigma_y k_p$	
$\sigma_y = b \left(c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2} \right)^{\frac{1}{2}}$	
$c_1 = \frac{a_L^2}{2} \left(1 - \frac{\xi_{t,y} m_e}{K_a \rho b^2} \right)$	
$c_2 = \frac{a_L^2 \rho b^2 C_{ar} b}{K_a m_e S_t^4 H}$	
$k_p = \sqrt{2} \left[1 + 1.2 \arctan \left(0.75 \left(\frac{\xi_{t,y} m_e}{K_a \rho b^2} \right)^4 \right) \right]$	El valor del arco tangente resulta en radianes
$m_e = \frac{\int_0^H m(z) \Phi_{1,y}^2(z) dz}{\int_0^H \Phi_{1,y}^2(z) dz}$	
$K_a = K_{a,máx} \cdot (1 - 3I_v)$	para $0 \leq I_v \leq 0.25$
$K_a = 0.25 \cdot K_{a,máx}$	para $I_v > 0.25$
$V_{cr} = 5n_0 D$	
$R_e = \frac{b V_{cr}}{15 \times 10^{-6}}$	

7.1.1.1 Las constantes C_{ar} , $K_{a,máx}$ y a_L se tomarán de la tabla 7.1.1.1.1.

Tabla 7.1.1.1.1 - Constantes para la determinación de los efectos del desprendimiento de vórtices

Parámetro	Estructuras cilíndricas			Prismas cuadrados
	$Re \leq 10^5$	$Re = 5 \times 10^5$	$Re \geq 10^6$	
C_{ar}	0.02	0.005	0.01	0.04
$K_{a,máx}$	2.0	0.5	1.0	6.0
a_L	0.4	0.4	0.4	0.4

Para estructuras cilíndricas, las constantes C_{ar} y $K_{a,máx}$ varían linealmente con el logaritmo del número de Reynolds, para valores entre $10^5 < Re < 5 \times 10^5$ y $5 \times 10^5 < Re < 10^6$, por lo que pueden interpolarse para valores intermedios.

Comentario:

El procedimiento de la tabla 7.1.1.1.1 proviene del "Model code for Steel chimneys with commentaries" (CICIND, 2002) y sustituye al procedimiento anterior para el cálculo de las fuerzas debidas al desprendimiento de vórtices periódicos.

7.2 Vibraciones locales

7.2.1 Para el diseño local en flexión perpendicular a la dirección del viento por efecto de vorticidad, de estructuras de pared delgada, tales como chimeneas, deberá considerarse la respuesta de cada anillo de ancho unitario, tomando cualquier altura de la estructura, a una fuerza alternante normal al flujo, con magnitud calculada con el procedimiento de la tabla 7.1.1.1.1.

7.3 Omisión de efectos dinámicos de vorticidad

7.3.1 Los requisitos de las secciones 7.1 y 7.2 pueden omitirse en los siguientes casos:

a) Cuando por medio de observaciones en prototipos o en modelos representativos se demuestre que la forma, dimensiones o acabado exterior de la estructura son tales que no pueden formarse vórtices importantes cuando actúan sobre ella vientos con velocidad menor o igual que la de diseño.

b) Cuando se cumpla la condición siguiente:

$$V'_D(h) < 0.8 V_{cr} \quad (7.3.1.1)$$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

8. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO POR EFECTOS DEL VIENTO

8.1 Distorsiones permisibles

8.1.1 Se revisará que los desplazamientos relativos entre niveles consecutivos de edificios o entre secciones transversales de torres, causados por las fuerzas de diseño por viento, no excedan de los valores siguientes, expresados como fracción de la diferencia entre los niveles de piso o de las secciones transversales mencionadas:

- a) Cuando no existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: 0.005
- b) Cuando existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: 0.002.

8.1.2 En todos los casos, en el cálculo de los desplazamientos relativos se podrá deducir la componente debida a la flexión general del edificio o la torre que se diseñen. Los efectos de segundo orden podrán despreciarse cuando en todos los entrepisos o segmentos verticales de la estructura se cumpla la condición

$$\psi < 0.08 \frac{V}{W} \tag{8.1.2.1}$$

8.2 Desplazamientos permisibles en edificios altos

8.2.1 En edificios altos, se verificará que el desplazamiento lateral, calculado a la altura máxima del edificio, **H**, sea menor que **H/500**. El desplazamiento máximo podrá obtenerse de un análisis estructural considerando las fuerzas estáticas equivalentes, descritas en el capítulo 6.

Comentario: La altura del edificio, H, se considera a nivel de banqueta.

8.3 Aceleraciones permisibles en edificios altos

8.3.1 En edificios altos, se verificarán los niveles de aceleración debida a empujes dinámicos. Los procedimientos para la determinación de la aceleración inducida por el viento en edificios altos y los límites permisibles se establecen de acuerdo con el procedimiento adoptado. La aceleración inducida por el viento en edificios altos se calculará con uno de los siguientes procedimientos:

- a) Procedimiento simplificado

La aceleración máxima en la dirección del viento en el extremo superior del edificio se determina de acuerdo con las ecuaciones de la tabla 8.3.1.1. Para la determinación de la aceleración se empleará la velocidad media de diseño del viento para análisis dinámicos asociada con un periodo de retorno de 10 años. La aceleración calculada con este procedimiento deberá ser menor que el límite de aceleración establecido en la tabla 8.3.1.2.

Tabla 8.3.1.1 - Ecuaciones empleadas para el cálculo de la aceleración máxima en la dirección del viento en el extremo superior del edificio

Ecuación	Condición
$\hat{a} = g \frac{1}{m_0} \rho b h C_a [V_D(z_s)]^2 I_v(z_s) R K$	
$g = \sqrt{2 \ln(600v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(600v)}}$	
$m_0 = \int_0^h \mu(z) \phi^2(z) dz$	

$\phi(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\beta$	
$I_v(z_s) = \bar{d} \left(\frac{z_s}{10}\right)^{-\alpha'}$	$z_{min} < z_s \leq 200 \text{ m}$
$I_v(z_s) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)}$	$z_s \leq z_{min}$
$L(z_s) = 300 \left(\frac{z_s}{200}\right)^{\bar{\alpha}}$	$z_s \geq z_{min}$
$L(z_s) = 300 \left(\frac{z_{min}}{200}\right)^{\bar{\alpha}}$	$z_s < z_{min}$
$R^2 = \frac{\pi}{4\zeta_t} S_L R_h R_b$	
$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6.8 \left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V_D'(z_s)}\right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V_D'(z_s)}\right)\right]^{5/3}}$	
$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h})$	$R_h = 1.0$ cuando $\eta_h = 0$
$\eta_h = \frac{4.6 h n_{1,x}}{V_D'(z_s)}$	
$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b})$	$R_b = 1.0$ cuando $\eta_b = 0$
$\eta_b = \frac{4.6 b n_{1,x}}{V_D'(z_s)}$	
$K = \frac{(1.67)^{2\alpha'}}{1 + \left(\frac{2\alpha' - \beta}{1 + 2\beta}\right)}$	

Los parámetros \bar{d} , z_0 , z_{min} , α' y $\bar{\alpha}$ son función de la rugosidad o categoría del terreno y sus valores se presentan en 3.2.2.2 y 6.2.2. C_a es el coeficiente de arrastre igual a 1.2. β es el exponente de la forma modal considerada, con valor de 1.0 para edificios estructurados en forma de tubo, con muros centrales y columnas periféricas o columnas esbeltas y contravientos, e igual a 1.5 para edificios esbultos empotrados en la base, estructurados por medio de muros de cortante centrales. β también podrá estimarse a partir de la forma modal del edificio analizado.

Comentario:

La aceleración inducida por el viento, \hat{a} , tiene unidades de m/s^2 ; sin embargo, para su comparación con los límites de aceleración, la unidades deben ser transformadas a mili-g, que son las unidades internacionalmente empleadas para evaluar esta respuesta. Para transformar a mili-g, la aceleración en m/s^2 se multiplicará por 1000 y se dividirá por la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

Tabla 8.3.1.2 - Ecuaciones de valores límites recomendados para las aceleraciones de edificios altos

Uso del edificio	Límite de aceleración (mili-g)
Oficinas	$-4.35\ln(n_{1,x}) + 5.5$ para $0.2 \leq n_{1,x} \leq 1$
Residencial	$-2.36\ln(n_{1,x}) + 3.0$ para $0.2 \leq n_{1,x} \leq 1$

$n_{1,x}$ es la frecuencia fundamental del modo de vibrar en flexión de la estructura, en la dirección longitudinal al flujo del viento, en Hz.

b) Procedimiento detallado

Se considerará que la aceleración máxima inducida por el viento en un edificio es aceptable si:

$$(\hat{a} \times F_{AI}) \leq a_c \tag{8.3.1.1}$$

Los valores de F_{AI} se seleccionarán de la tabla 8.3.1.3, en función del porcentaje de personas que perciben la aceleración y a_c se obtendrá de la figura 8.3.1.1.

Tabla 8.3.1.3 - Valores de F_{AI} y el porcentaje de personas que perciben la aceleración

Porcentaje de personas que perciben la aceleración	F_{AI}
10	1.95
20	1.50
30	1.20
40	1.00

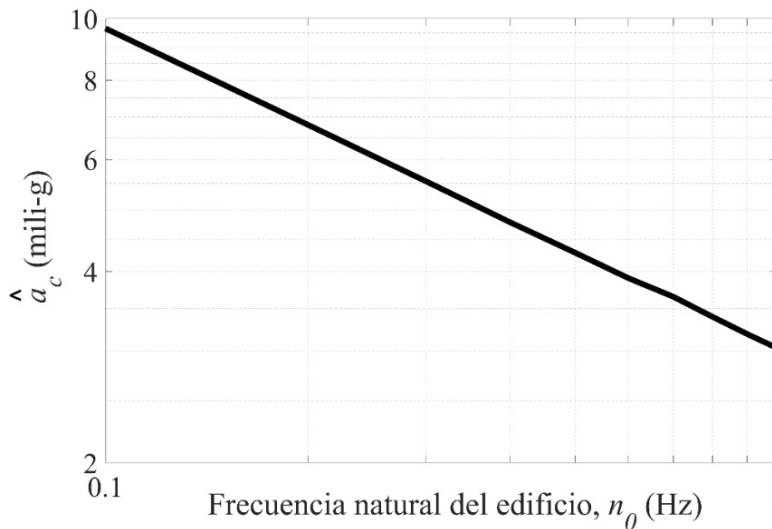


Figura 8.3.1.1 - Aceleración crítica, \hat{a}_c , en función de la frecuencia natural del edificio (n_0)

Comentario:

Anteriormente se proponía un valor de aceleración permisible único e independiente de la frecuencia de vibrar del edificio. Se ha reconocido internacionalmente que la percepción de la aceleración inducida por el viento depende de la frecuencia de vibrar (Burton, 2006; Burton et al., 2006, Kwok et al., 2015; Pozos-Estrada, 2018). Adicionalmente, también se reconoce que diferentes niveles de aceleración pueden ser percibidos por un porcentaje predefinido de los habitantes o usuarios del edificio (Pozos-Estrada, 2018). Por lo anterior se han incluido dos

procedimientos para la evaluación de la aceleración inducida por el viento en edificios altos, regulares de sección prismática. El primero, denominado procedimiento simplificado, permite calcular la aceleración máxima en función de las propiedades dinámicas del edificio y de las condiciones del viento del sitio considerado, y el segundo, denominado procedimiento detallado, además de considerar las propiedades dinámicas del edificio y las condiciones del viento del sitio en estudio, también incluye el porcentaje de personas que percibiría la aceleración máxima inducida por el viento.

Para el procedimiento detallado, la aceleración máxima en la dirección del viento, \hat{a} , determinada en 8.3.1, inciso b) con unidades de m/s^2 transformadas a mili-g, es multiplicada por el factor de aceleración, F_{AI} , que depende del porcentaje de personas que percibirá la aceleración. La aceleración factorizada ($\hat{a} \times F_{AI}$) debe ser menor o igual que la aceleración crítica, a_c . Más detalles del desarrollo y aplicación del procedimiento detallado se presentan en Pozos-Estrada et al., (2010) y Pozos-Estrada (2018).

La aceleración inducida por el viento en edificios altos también puede obtenerse de pruebas experimentales en túnel de viento.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE A. VELOCIDADES REGIONALES PARA PERIODOS DE RETORNO FIJO DE ALGUNAS COLONIAS PERTENECIENTES A LAS 16 DEMARCACIONES TERRITORIALES DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Tabla A.1 - Velocidad regional, V_R , para periodos de retorno fijo de algunas colonias pertenecientes a las 16 demarcaciones territoriales de la Ciudad de México

Álvaro Obregón			
Colonia	V_R (m/s)		
	Periodo de retorno		
	10 años	50 años	200 años
2da Ampliación La Mexicana	28.93	33.83	38.06
2da Ampliación Jalalpa Tepito	29.2	34.2	38.51
2da Ampliación Presidentes	29	33.92	38.17
2da del Moral del Pueblo Tetelpan	30.09	35.38	39.94
2do Reacomodo Tlacuitlapa	29.77	34.94	39.41
8 de Agosto	25.37	29.14	32.39
Abraham M. González	27.7	32.17	36.03
Acueducto	28.57	33.3	37.37
Acuilotla	29.75	34.94	39.4
Alcantarilla	30.7	36.19	40.93
Alfonso XIII	26.73	30.92	34.55
Altavista	27.36	31.89	35.79
Ampliación Acueducto	28.49	33.19	37.24
Ampliación Alpes	28.41	33.17	37.28
Ampliación Dos Ríos	29.84	35.05	39.55
Ampliación El Capulín	28.61	33.36	37.45
Ampliación Estado De Hidalgo	29.55	34.66	39.07
Ampliación Jalalpa	29.04	33.99	38.25
Ampliación La Cebada	28.94	33.85	38.09
Ampliación La Mexicana	28.84	33.72	37.92
Ampliación Las Águilas	29.64	34.79	39.23
Ampliación Los Pirules	29.61	34.74	39.17
Ampliación Piloto Adolfo López Mateos	29.19	34.17	38.48
Ampliación Tepeaca	29.52	34.62	39.02
Ampliación Tlacuitlapa	29.97	35.21	39.74
Arcos del Centenario	29.22	34.22	38.53
Arturo Martínez	28.61	33.39	37.51
Árvide	27.75	32.24	36.11
Atlamaya	27.71	32.32	36.3
Ave Real	29.55	34.66	39.06
Balcones de Ceguayo	29.77	34.95	39.42
Bejero del Pueblo Santa Fe	29.03	33.99	38.27
Belem de Las Flores	28.78	33.57	37.7
Bellavista	26.44	30.51	34.03
Barrio Alfalfar	27.08	31.39	35.1
Barrio La Otra Banda	29.18	34.26	38.64
Barrio Loreto	26.59	30.98	34.77
Barrio Norte	27.98	32.55	36.5
Barrio Santa Maria Nonoalco	26.33	30.4	33.92
Bonanza	28.41	33.12	37.17
Bosque	26.79	30.98	34.59
Calzada Jalapa	28.77	33.61	37.78
Campestre	26.39	30.59	34.21
Campo De Tiro	28.98	33.91	38.17
Canutillo	29.32	34.36	38.7
Canutillo II Sección	29.26	34.28	38.6
Canutillo III Sección	29.13	34.1	38.38
Cañada I Sección	28.79	33.64	37.83
Cañada II sección	28.73	33.56	37.73
Carlos A. Madrazo	29.1	34.09	38.4
Carola	26.77	30.96	34.58
Ceguaya	29.73	34.9	39.36
Chimalistac	25.45	29.54	33.07
Colina del Sur	29.28	34.3	38.63
Colinas de Tarango	29.02	33.96	38.22
Cooperativa Unión Olivos	29.59	34.72	39.16

Corpus Christy	29.83	35.03	39.53
Cove	28.94	33.73	37.86
Cristo Rey	28.15	32.76	36.74
Cuevitas	28.74	33.57	37.73
Desarrollo Urbano	28.66	33.46	37.6
Ejido San Mateo	30.38	35.79	40.45
El Árbol	28.96	33.88	38.12
El Bosque II Sección	27.32	31.67	35.42
El Capulín	28.66	33.42	37.53
El Cuernito	28.64	33.43	37.56
El Mirador Del Pueblo Tetelpan	29.91	35.14	39.65
El Pirul	28.43	33.14	37.21
El Pirul II Secc.	29.05	34.01	38.29
El Pirul Santa Fe	29.05	34.01	38.28
El Pocito	28.09	32.7	36.67
El Politoco	29.61	34.75	39.18
El Rincón	29.95	35.2	39.72
El Rodeo	27.79	32.3	36.2
El Ruedo	29.96	35.2	39.72
El Tejocote	28.45	33.18	37.25
Encino del Pueblo Tetelpan	30.14	35.43	40
Ermita Tizapán	28.96	33.97	38.28
Estado de Hidalgo	29.57	34.7	39.13
Ex Hacienda de Tarango	29.05	34	38.27
Ex Hacienda de Guadalupe Chimalistac	24.77	28.59	31.9
Flor de María	29.12	34.11	38.41
Florida	24.71	28.51	31.78
Francisco Villa	27.55	31.98	35.79
Galeana	28.81	33.66	37.85
Garcimarrero	29.47	34.56	38.95
Golondrinas	28.15	32.79	36.79
Golondrinas I Sección	28.11	32.72	36.7
Golondrinas II Sección	28.44	33.17	37.25
Guadalupe Inn	25.42	29.38	32.81
Herón Proal	29.45	34.52	38.9
Hidalgo	28.8	33.59	37.72
Hogar y Redención	28.46	33.2	37.3
Hueytla	29.09	34.05	38.33
Isidro Fabela	28.11	32.71	36.68
Jalapa El Grande	29.54	34.67	39.09
Jalapa Tepito	28.92	33.82	38.05
Jardines del Pedregal	32.34	38.3	43.44
José María Pino Suarez	27.64	32.06	35.88
La Angostura	30.93	36.47	41.25
La Araña	29.51	34.61	39.01
La Cascada	27.29	31.67	35.45
La Conchita	28.26	32.9	36.9
La Estrella	28.79	33.64	37.83
La Herradura del Pueblo Tetelpan	28.96	33.93	38.21
La Huerta	29.04	33.99	38.27
La Joya	28.22	32.86	36.87
La Joyita del Pueblo Tetelpan	30.42	35.8	40.44
La Martinica	29.27	34.28	38.61
La Mexicana	28.91	33.81	38.03
La Milagrosa	29.94	35.17	39.69
La Palmita	28.74	33.56	37.73
La Peñita del Pueblo Tetelpan	30.23	35.56	40.15
La Presa	28.2	32.84	36.84
Ladera Grande	28.98	33.91	38.16
Las Águilas	28.66	33.51	37.69
Las Águilas I Sección	28.82	33.72	37.94
Las Águilas II Parque	29.99	35.24	39.76
Las Águilas II Parque	29.37	34.43	38.79
Las Américas	28.81	33.6	37.73
Liberación Proletaria	28.86	33.74	37.95
Liberales de 1857	28.54	33.27	37.35
Llano Redondo	29.91	35.14	39.65
Lomas Axomiattla	30.54	35.97	40.66
Lomas de Becerra	28.71	33.52	37.68
Lomas de Cápula	28.47	33.2	37.28

Lomas de Chamontoya	30.93	36.51	41.33
Lomas de Guadalupe	30.49	35.9	40.57
Lomas de La Era	31	36.59	41.42
Lomas de Las Águilas	30.37	35.74	40.37
Lomas de Los Ángeles del Pueblo Tetelpan	29.6	34.75	39.19
Lomas de Los Cedros	30.97	36.55	41.36
Lomas de Nuevo México	28.95	33.86	38.1
Lomas de Plateros	28.12	32.77	36.77
Lomas de Puerta Grande	29.57	34.69	39.1
Lomas de San Ángel Inn	28.81	33.75	38.01
Lomas de Santa Fe	28.87	33.78	38.02
Lomas de Tarango	29.03	33.98	38.25
Los Alpes	26.72	31.01	34.71
Los Cedros	29.46	34.54	38.93
Los Gamitos	29.03	33.97	38.24
Los Juristas	29.69	34.84	39.28
Margarita Masa de Juárez	28.94	33.85	38.09
Maria G. de García Ruiz	28.3	32.96	36.99
Mártires de Tacubaya	28.36	33.04	37.08
Merced Gómez	28.35	33.07	37.14
Miguel Gaona Armenta	29.93	35.18	39.71
Miguel Hidalgo	30.11	35.42	39.99
Minas Cristo Rey	27.22	31.56	35.31
Molino de Rosas	27.24	31.61	35.37
Molino de Santo Domingo	28.45	33.14	37.19
Ocotillos del Pueblo De Tetelpan	30.45	35.85	40.5
Olivar de Los Padres	30.82	36.32	41.07
Olivar del Conde I Sección	27.95	32.52	36.47
Olivar del Conde II Sección	28.73	33.56	37.73
Palmas	28.21	32.87	36.88
Palmas Axotitla	29.85	35.05	39.54
Paraíso	28.49	33.21	37.29
Paseo de Las Lomas	29.45	34.58	39.01
Pueblo Axotla	23.9	27.4	30.42
Pueblo Nuevo	28.99	33.93	38.19
Pueblo San Bartolo Ameyalco	30.83	36.37	41.15
Pueblo Santa Fe	29.02	33.98	38.26
Pueblo Santa Lucía	30.14	35.46	40.05
Pueblo Santa Lucía Chantepec	29.69	34.85	39.3
Pueblo Santa Rosa Xochiac	30.47	35.95	40.68
Pueblo Tetelpan	30.54	35.96	40.64
Pueblo Tizapan	29.91	35.19	39.74
Pueblo Tlacopac	27.03	31.43	35.23
Piloto Adolfo López Mateos	29.24	34.25	38.57
Pirul Santa Lucia	29.57	34.69	39.1
Pólvora	28.03	32.59	36.53
Ponciano Arriaga	29.31	34.34	38.68
Preconcreto	28.05	32.66	36.64
Presidentes	28.68	33.49	37.63
Presidentes I Secc.	28.78	33.63	37.81
Primera Victoria	27.48	31.88	35.67
Profesor J. Arturo López Martínez	28.9	33.8	38.03
Progreso Tizapán	29.62	34.8	39.26
Puente Colorado	30.11	35.4	39.96
Puerta Grande	29.67	34.81	39.25
Punta de Ceguayo	29.68	34.83	39.27
Rancho del Carmen del Pueblo San Bartolo Ameyalco	30.82	36.34	41.11
Rancho San Francisco del Pueblo San Bartolo Ameyalco	30.78	36.29	41.05
Reacomodo El Cuernito	27.98	32.55	36.49
Reacomodo Pino Suárez	28.24	32.85	36.84
Reacomodo Valentín Gómez Farías	29.63	34.77	39.2
Real del Monte	28.44	33.12	37.16
Rincón de La Bolsa	30.81	36.32	41.08
Rinconada de Tarango	28.85	33.73	37.94
Rinconada La Cuevita	29.72	34.88	39.34
Sacramento	26.81	31.02	34.65
San Agustín Del Pueblo Tetelpan	29.85	35.06	39.55
San Ángel	27.51	32.09	36.04
San Ángel Inn	27.19	31.66	35.52
San Clemente Norte	29.73	34.9	39.36

San Clemente Sur	29.82	35.02	39.5
San Gabriel	29.17	34.2	38.54
San Jerónimo Aculco	31.82	37.62	42.62
San José del Olivar	30.4	35.78	40.42
San Pedro de Los Pinos	26.14	30.14	33.58
Santa Fe	29.63	34.8	39.27
Santa Fe Centro Ciudad	29.56	34.72	39.17
Santa Fe La Loma	29.7	34.9	39.38
Santa Fe Peña Blanca	29.45	34.57	39
Santa Fe Tlayapaca	29.81	35.03	39.54
Santa Lucia Chantepec	29.8	34.99	39.46
Tarango	30.47	35.87	40.54
Tecalcapa del Pueblo Tetelpan	29.82	35.02	39.51
Tecolalco	29.03	33.97	38.23
Tepeaca	29.61	34.74	39.17
Tepopotla	29.71	34.89	39.36
Tizampampano del Pueblo Tetelpan	29.89	35.12	39.64
Tlacoyaque	30.86	36.41	41.21
Tlacuitlapa	30.02	35.28	39.82
Tlapechico	29.12	34.11	38.41
Tolteca	27.15	31.45	35.15
Torres de Potrero	30.99	36.55	41.35
Villa Progresista	29.86	35.08	39.57
Villa Solidaridad	28.57	33.33	37.44
Villa Verdún	30.64	36.11	40.83
Zenón Delgado	28.51	33.25	37.33
Azcapotzalco			
Aguilera	22.51	26	28.41
Aldana	22.62	26	28.45
Ampliación Cosmopolita	22.9	26.17	28.99
Ampliación del Gas	23.19	26.49	29.34
Ampliación Petrolera	25.39	29.51	33.06
Ampliación San Pedro Xalpa	25.45	29.6	33.19
Ángel Zimbron	24.86	28.73	32.06
Arenal	23.22	26.49	29.3
Barrio Coltongo	22.01	26	28
Barrio Huautla De Las Salinas	22.54	26	28.56
Barrio Los Reyes	24.71	28.61	31.98
Barrio Nextengo	24.82	28.74	32.12
Barrio Nuevo Barrio San Rafael	25.09	29.13	32.61
Barrio San Andrés	24.57	28.44	31.78
Barrio San Bernabé	23.95	27.54	30.64
Barrio San Marcos	24.85	28.8	32.22
Barrio San Mateo	25.39	29.51	33.06
Barrio Santa Apolonia	24.98	28.92	32.32
Barrio Santa Lucia	25.26	29.31	32.81
Centro De Azcapotzalco	24.92	28.89	32.32
Claveria	24.75	28.58	31.87
Coltongo	22	26	28
Cosmopolita	22.85	26.11	28.94
Del Gas	23.01	26.29	29.12
Del Maestro	24.41	28.2	31.47
Del Recreo	24.64	28.47	31.79
El Jaguey	23.71	27.31	30.42
El Rosario	26.47	30.96	34.84
Estación Pantaco	24.53	28.39	31.72
Euzkadi	22.83	26.12	28.96
Ex-Hacienda El Rosario	26.55	31.06	34.96
Ferrería	24.48	28.33	31.65
Ignacio Allende	23.24	26.57	29.44
Industrial San Antonio	25.33	29.42	32.95
Industrial Vallejo	24.4	28.22	31.51
Jardín Azpeitia	23.95	27.54	30.64
La Preciosa	25.47	29.63	33.21
La Raza	23.33	26.6	29.42
Las Salinas	23.31	26.78	29.78
Liberación	22.63	26	28.5
Libertad	24.08	27.76	30.93
Monte Alto	22.04	26	28
Nueva El Rosario	25.51	29.69	33.3

Nueva España	25.37	29.5	33.07
Nueva Santa María	24.03	27.56	30.61
Obrero Popular	24.25	27.9	31.04
Pasteros	26.08	30.44	34.21
Patrimonio Familiar	22.82	26.01	28.72
Pueblo San Andrés	24.92	28.9	32.34
Pueblo San Andres de Las Salinas	22.17	26	28.01
Pueblo San Bartolo Cahualtongo	25.57	29.74	33.35
Pueblo San Francisco Tetecala	25.1	29.12	32.59
Pueblo San Francisco Xocotitla	22.99	26.19	28.94
Pueblo San Juan Tlihuaca	26.39	30.85	34.7
Pueblo San Miguel Amantla	25.4	29.51	33.06
Pueblo San Pedro Xalpa	25.64	29.86	33.49
Pueblo Santa Barbara	24.92	28.91	32.36
Pueblo Santa Catarina	24.3	28.08	31.35
Pueblo Santa Cruz Acayucan	25.14	29.15	32.6
Pueblo Santa María Malinalco	24.45	28.24	31.52
Pueblo Santiago Ahuizotla	25.5	29.66	33.25
Pueblo Santo Domingo	25.5	29.67	33.26
Pueblo San Martin Xochinahuc	26.08	30.45	34.22
Petrolera	25.78	30.03	33.7
Plenitud	25.21	29.24	32.71
Porvenir	22.65	26	28.47
Potrero del Llano	22.66	26	28.64
Prados El Rosario	26.55	31.06	34.96
Pro Hogar	22.44	26	28.3
Providencia	26.26	30.68	34.5
Reynosa Tamaulipas	25.32	29.44	33
San Álvaro	24.85	28.69	32
San Antonio	25.52	29.69	33.29
San Rafael	25.04	29.05	32.51
San Salvador Xochimanco	24.43	28.12	31.3
San Sebastián	24.28	28.03	31.26
Santa Cruz de Las Salinas	22.4	26	28.34
Santa Inés	25.5	29.68	33.28
Santo Tomás	24.25	28	31.23
Sector Naval	24.06	27.7	30.84
Sindicato Mexicano de Electricistas	24.2	27.9	31.08
Tezozómoc	25.99	30.32	34.05
Tierra Nueva	26.48	30.98	34.86
Tlatilco	23.95	27.45	30.46
Trabajadores del Hierro	22	26	28
Un Hogar Para Cada Trabajador	23.95	27.55	30.66
Unidad Cuitláhuac	23.7	27.23	30.27
Victoria de Las Democracias	23.33	26.68	29.58
Benito Juárez			
8 de Agosto	25.19	28.91	32.11
Acacias	24.13	27.64	30.67
Actipán	24.53	28.14	31.26
Álamos	25.54	29.27	32.49
Albert	23.3	26.56	29.36
Américas Unidas	24.06	27.47	30.41
Ampliación Nápoles	24.88	28.52	31.66
Atenor Salas	25.25	28.92	32.08
Ciudad de Los Deportes	25.06	28.76	31.95
Crédito Constructor	24.57	28.23	31.39
Del Carmen	23.63	26.95	29.82
Del Lago	23.71	27.04	29.92
Del Valle Centro	24.42	27.92	30.95
Del Valle Norte	24.75	28.3	31.37
Del Valle Sur	24.5	28.08	31.18
Ermita	22.68	26	28.53
Extremadura Insurgentes	24.86	28.52	31.69
General Pedro María Anaya	23.02	26.24	29.01
Independencia	23.83	27.18	30.07
Insurgentes Mixcoac	25.4	29.23	32.53
Insurgentes San Borja	24.43	27.96	31
Iztaccíhuatl	24.63	28.17	31.23
Josefa Ortiz de Domínguez	24.32	27.79	30.78
Letrán Valle	23.74	27.07	29.95

Merced Gómez	25.78	29.72	33.13
Miguel alemán	24.41	27.89	30.89
Miravalle	22.82	26	28.71
Mixcoac	25.88	29.84	33.25
Moderna	25.3	28.99	32.17
Nápoles	24.75	28.34	31.45
Narvarte Oriente	25.15	28.79	31.93
Narvarte Poniente	24.89	28.47	31.56
Nativitas	24.21	27.65	30.63
Niños Héroe	24.3	27.76	30.74
Noche Buena	24.81	28.45	31.59
Periodista	23.94	27.31	30.22
Piedad Narvarte	25.1	28.73	31.86
Portales Norte	23.4	26.66	29.48
Portales Oriente	23.13	26.35	29.13
Portales Sur	22.92	26.09	28.83
Postal	24.59	28.11	31.15
Residencial Emperadores	23.23	26.47	29.27
San José Insurgentes	25.43	29.31	32.66
San Juan	25.35	29.15	32.43
San Pedro de Los Pinos	25.64	29.49	32.82
San Simón Ticumac	23.63	26.95	29.8
Santa Cruz Atoyac	23.54	26.85	29.71
Santa María Nonoalco	25.8	29.72	33.1
Tlacoquemécatl	24.48	28.05	31.13
Vértiz Narvarte	23.96	27.34	30.25
Villa De Cortés	24.41	27.9	30.91
Xoco	23.36	26.67	29.54
Zacahuiztco	23.42	26.7	29.53
Coyoacán			
Adolfo Ruiz Cortines	22.99	26.4	29.38
Ajusco	23.93	27.66	30.87
Alianza Popular Revolucionaria	23.81	27.32	30.35
Atlántida	22.18	26	28
Avante	23.29	26.7	29.64
Barrio del Niño Jesús	22	26	28
Barrio La concepción	22.01	26	28
Barrio Oxtopolco Universidad	24.67	28.55	31.9
Barrio San Lucas	22.08	26	28
Barrio Santa Catarina	23.69	27.23	30.29
Bosques de Tetlameya	24.73	28.59	31.91
Cafetales	24	27.52	30.56
Campestre Churubusco	22.82	26.03	28.81
Campestre Coyoacán	23.9	27.42	30.45
Cantil del Pedregal	24.63	28.5	31.84
Cantil del Pedregal	24.66	28.51	31.84
Carmen Serdán	23.85	27.36	30.39
Churubusco Country Club	22.71	26	28.6
Ciudad Jardín	22.48	26	28.46
Ciudad Universitaria	32.34	38.3	43.44
Copilco El Alto	22.18	26	28.34
Copilco El Bajo	25.47	29.6	33.16
Copilco Universidad	24.32	28.14	31.44
Cuadrante de San Francisco	22.11	26	28
Culhuacán CTM Sección X	23.95	27.46	30.49
Culhuacán CTM Canal Nacional	23.92	27.46	30.52
Culhuacán CTM CROC	23.49	26.93	29.9
Culhuacán CTM Sección I	23.29	26.66	29.58
Culhuacán CTM Sección II	23.35	26.75	29.68
Culhuacán CTM Sección III	23.44	26.86	29.81
Culhuacán CTM Sección IX-A	23.96	27.48	30.52
Culhuacán CTM Sección IX-B	24.06	27.6	30.65
Culhuacán CTM Sección Piloto	23.73	27.21	30.22
Culhuacán CTM Sección V	23.68	27.16	30.16
Culhuacán CTM Sección VI	23.64	27.11	30.1
Culhuacán CTM Sección VII	23.73	27.21	30.22
Culhuacán CTM Sección VIII	24.03	27.58	30.64
Culhuacán CTM Sección X-A	23.61	27.08	30.06
Del Carmen	23.48	26.93	29.91
Educación	22.88	26.17	29.01

El Caracol	24.78	28.7	32.08
El Centinela	22.56	26	28.56
El Mirador	24.01	27.51	30.53
El Parque de Coyoacán	24.02	27.64	30.77
El Reloj	23.41	26.89	29.9
El Rosario	22.61	26	28.7
El Rosedal	22.04	26	28
Emiliano Zapata	23.07	26.44	29.34
Emiliano Zapata Fraccionamiento Popular	23.86	27.37	30.4
Espartaco	23.88	27.47	30.56
Ex Ejido de Santa Úrsula Coapa	24.05	27.67	30.8
Ex Ejido San Pablo Tepetlapa	23.73	27.22	30.22
Ex Hacienda Coapa	24.02	27.64	30.77
Ex Ejido de San Francisco Culhuacán	23.27	26.65	29.57
Fraccionamiento Los Robles	23.71	27.25	30.3
Haciendas de Coyoacán	23.99	27.48	30.5
Hermosillo	22.83	26.06	28.86
Huayamilpas	22.3	26	28.29
Insurgentes Cuicuilco	30.21	35.63	40.3
Jardines de Coyoacán	23.82	27.35	30.4
Jardines del Pedregal de San Ángel	32.25	38.19	43.31
Joyas del Pedregal	24.24	28.01	31.26
La Otra Banda	28.1	32.91	37.06
Las Campanas	23.91	27.44	30.48
Los Cedros	23.84	27.35	30.37
Los Cipreses	23.65	27.13	30.14
Los Girasoles	24.02	27.59	30.68
Los Olivos	23.88	27.47	30.56
Los Sauces	23.99	27.52	30.57
Nueva Diaz Ordaz	22.65	26	28.77
Olímpica	25.46	29.59	33.16
Parque San Andrés	22.18	26	28
Paseos de Taxqueña	23.1	26.4	29.25
Pueblo de Los Reyes	22	26	28
Pueblo de San Pablo Tepetlapa	23.23	26.66	29.62
Pueblo de Santa Úrsula Coapa	24.33	28.11	31.36
Pueblo La Candelaria	22.57	26	28.65
Pedregal de Carrasco	26.92	31.46	35.38
Pedregal de San Francisco	22.04	26	28.01
Pedregal de Santa Úrsula	24.23	27.99	31.24
Pedregal de Santo Domingo	23.24	26.84	29.95
Petrolera Taxqueña	22.73	26	28.77
Prado Churubusco	23.11	26.38	29.21
Prados de Coyoacán	23.2	26.6	29.54
Prados de Coyoacán	23.66	27.17	30.19
Presidentes Ejidales I Sección	23.38	26.8	29.75
Presidentes Ejidales II Sección	23.44	26.88	29.84
Romero de Terreros	23.87	27.57	30.76
San Diego Churubusco	22.49	26	28.26
San Francisco Culhuacán Barrio de La Magdalena	23.33	26.72	29.63
San Francisco Culhuacán Barrio de San Francisco	23.43	26.85	29.79
San Francisco Culhuacán Barrio de San Juan	23.26	26.62	29.52
San Francisco Culhuacán Barrio de Santa Ana	23.21	26.57	29.47
San Mateo	22.21	26	28
Santa Cecilia	23.97	27.48	30.5
Viejo Ejido de Santa Úrsula Coapa	24.23	27.9	31.07
Villa Coyoacán	22.23	26	28
Villa Quietud	24.08	27.6	30.65
Xotepingo	22.92	26.26	29.14
Cuajimalpa de Morelos			
1° de Mayo	29.32	34.51	38.99
Abdias García Soto	29.62	34.85	39.36
Adolfo López Mateos	29.22	34.33	38.74
Agua Bendita	29.11	34.21	38.61
Ahuatenco	29	34.07	38.45
Amado Nervo	29.03	34.1	38.46
Ampliación El Yaqui	29.43	34.58	39.03
Ampliación Memetla	29.57	34.76	39.25
Bosques de Las Lomas	29	33.99	38.29
Campestre Palo Alto	29.12	34.15	38.48

Contadero	29.84	35.11	39.68
Cooperativa Palo Alto	28.91	33.86	38.12
Cruz Blanca	29.65	34.94	39.5
Cuajimalpa	29.5	34.69	39.17
Ébano	28.92	33.93	38.26
El Molinito	29.37	34.51	38.94
El Molino	29.35	34.48	38.9
El Yaqui	29.49	34.66	39.12
Granjas Navidad	29.15	34.22	38.6
Granjas Palo Alto	28.97	33.94	38.23
Jesús Del Monte	29.31	34.45	38.89
La Manzanita	29.38	34.54	38.99
La Pila	29.54	34.83	39.39
La Venta	29.67	34.94	39.49
Las Lajas	29.51	34.78	39.33
Las Maromas	29.54	34.81	39.36
Las Tinajas	29.72	34.96	39.48
Locaxco	29.57	34.77	39.27
Loma del Padre	29.51	34.74	39.25
Lomas de Chamizal	28.83	33.79	38.06
Lomas de Memetla	29.54	34.73	39.21
Lomas de San Pedro	29.62	34.83	39.32
Lomas de Vista Hermosa	29.39	34.52	38.94
Manzanastitla	29.05	34.12	38.49
Memetla	29.45	34.61	39.07
Pueblo San Lorenzo Acopilco	29.56	34.82	39.36
Pueblo San Mateo Tlaltenango	30.3	35.7	40.37
Pueblo San Pablo Chimalpa	29.23	34.38	38.83
San Jacinto	28.97	34.04	38.42
San José de Los Cedros	29.29	34.41	38.83
San Pedro	29.26	34.4	38.82
Santa Fe Cuajimalpa	30.21	35.56	40.18
Tepetongo	28.92	33.94	38.27
Tianguillo	29.65	34.93	39.5
Xalpa	29.63	34.94	39.52
Zacamulpa	28.88	33.95	38.32
Zentlapatl	29.43	34.61	39.09
Cauhtémoc			
Algarín	25.94	29.77	33.06
Ampliación Asturias	26.36	30.29	33.68
Asturias	26.16	30.04	33.39
Atlampa	24.07	27.53	30.52
Buenavista	25.29	29	32.2
Buenos Aires	25.46	29.17	32.37
Centro	27.28	31.41	34.98
Condesa	25.49	29.3	32.58
Cauhtémoc	25.53	29.37	32.67
Doctores	26.08	29.94	33.27
Esperanza	27.36	31.51	35.09
Ex Hipódromo de Peralvillo	25.66	29.44	32.7
Felipe Pescador	26.17	30.06	33.42
Guerrero	25.83	29.65	32.94
Hipódromo	25.19	28.89	32.08
Hipódromo Condesa	25.41	29.19	32.45
Juárez	25.48	29.26	32.54
Maza	25.96	29.8	33.12
Morelos	26.66	30.66	34.11
Nonoalco Tlatelolco	25.56	29.32	32.56
Obrera	26.78	30.79	34.25
Paulino Navarro	26.78	30.8	34.27
Peralvillo	25.71	29.51	32.78
Roma Norte	25.49	29.26	32.53
Roma Sur	25.26	28.94	32.11
San Rafael	25.22	28.92	32.12
San Simón Tolnahuac	24.56	28.1	31.15
Santa María Insurgentes	23.78	27.17	30.08
Santa María La Ribera	24.99	28.65	31.8
Tabacalera	25.43	29.17	32.39
Transito	27.19	31.31	34.85
Valle Gómez	26.22	30.13	33.5

Vista Alegre	26.41	30.34	33.73
Gustavo A. Madero			
15 de Agosto	28.05	32.36	36.07
25 de Julio	28.24	32.63	36.43
6 de Junio	25.91	29.99	33.52
7 de Noviembre	27.13	31.24	34.79
Acueducto de Guadalupe	24.9	28.77	32.1
Ahuehuetes	25.83	29.88	33.37
Ampliación C T M Aragón	28.16	32.71	36.63
Ampliación Casas alemán	28.44	32.82	36.63
Ampliación Castillo Grande	25.51	29.49	32.92
Ampliación Chalma de Guadalupe	25.52	29.57	33.07
Ampliación Emiliano Zapata	27.72	31.96	35.61
Ampliación Gabriel Hernández	27.83	32.14	35.86
Ampliación Mártires de Río Blanco	27.62	31.85	35.49
Ampliación Panamericana	22.29	26	28.01
Ampliación Progreso Nacional	24.51	28.32	31.61
Ampliación Providencia	28.34	32.79	36.64
Ampliación San Juan de Aragón	28.14	32.45	36.17
Ampliación Arboledas	25.91	30.03	33.58
Ampliación Benito Juárez	25.51	29.48	32.91
Ampliación Cocoyotes	25.86	29.93	33.45
Ampliación Guadalupe Proletaria	24.63	28.43	31.71
Ampliación Malacates	25.85	29.98	33.54
Aragón Inguaran	27.85	32.12	35.8
Aragón La Villa	27.78	32.04	35.71
Arboledas	25.98	30.1	33.66
Barrio Candelaria Ticomán	25.43	29.33	32.7
Belisario Domínguez	27.39	31.55	35.15
Benito Juárez	25.44	29.39	32.8
Barrio Guadalupe Ticomán	25.78	29.74	33.15
Barrio La Laguna Ticomán	25.89	29.85	33.27
Barrio La Purísima Ticomán	25.16	28.99	32.3
Barrio San Juan Y Guadalupe Ticomán	25.74	29.7	33.12
Barrio San Rafael Ticomán	26.05	30.05	33.51
Bondojoito	27.69	31.92	35.57
C T M Aragón	28.17	32.71	36.63
C T M Atzacoyalco	27.75	32.07	35.79
C T M El Risco	27.73	32.04	35.77
Campestre Aragón	28.42	32.81	36.63
Calputitlán	25.21	28.94	32.16
Castillo Chico	25.6	29.6	33.05
Castillo Grande	25.47	29.45	32.88
Cerro del Guerrero	27.87	32.17	35.87
Cerro Los Gachupines	27.52	31.76	35.42
Chalma de Guadalupe	25.49	29.53	33.02
Churubusco Tepeyac	23.49	26.84	29.73
Cocoyotes	25.82	29.89	33.39
Compositores Mexicanos	25.73	29.82	33.35
Constitución de La Republica	28.38	32.73	36.49
Cuautepec Barrio Alto	25.83	29.92	33.45
Cuautepec de Madero	25.66	29.69	33.17
Cuchilla del Tesoro	28.14	32.7	36.63
Cuchilla La Joya	27.36	31.52	35.11
DM Nacional	28.45	32.82	36.59
Defensores de la Republica	22.93	26.13	28.85
Del Bosque	25.48	29.49	32.94
Del Carmen	25.74	29.78	33.25
Del Obrero	28.05	32.4	36.16
Dinamita	27.94	32.24	35.95
El Arbolillo	25.35	29.3	32.71
El Coyol	28.45	32.82	36.59
El Olivo	28.38	32.79	36.59
El Tepetatal	25.71	29.8	33.32
Emiliano Zapata	26.88	30.93	34.43
Estanzuela	27.65	31.91	35.58
Estrella	27.58	31.8	35.44
Ex Escuela de Tiro	27.8	32.08	35.77
Ex Ejido San Juan de Aragón Sector 33	28.3	32.69	36.47
Faja de Oro	27.8	32.06	35.73

Fernando Casas alemán	27.86	32.17	35.89
Ferrocarrilera	28.45	32.81	36.59
Forestal	25.86	29.97	33.51
Forestal I	25.88	30	33.56
Forestal II	25.89	30.01	33.57
Gabriel Hernández	27.95	32.26	35.98
General Felipe Berriozábal	25.89	29.98	33.51
Gertrudis Sánchez I Secc.	27.96	32.24	35.94
Gertrudis Sánchez II Secc.	28.11	32.44	36.17
Gertrudis Sánchez III Secc.	27.93	32.22	35.93
Granjas Modernas	28.28	32.61	36.35
Guadalupe Insurgentes	25.68	29.52	32.84
Guadalupe Proletaria	24.7	28.54	31.84
Guadalupe Tepeyac	27.14	31.26	34.81
Guadalupe Victoria	25.46	29.44	32.87
Guadalupe Victoria	23.44	26.73	29.56
Héroes de Nacozaari	22.86	26.05	28.75
Héroes de Cerro Prieto	27.84	32.13	35.84
Héroes de Chapultepec	28.38	32.76	36.54
Indeco	28.38	32.76	36.54
Industrial	27.08	31.22	34.8
Jorge Negrete	25.11	29	32.38
Juan González Romero	27.94	32.29	36.05
Juventino Rosas	25.75	29.83	33.36
La Casilda	25.95	30.05	33.59
La Cruz	28.04	32.36	36.08
La Esmeralda	28.44	32.82	36.6
La Joya	27.54	31.74	35.36
La Joyita	27.01	31.1	34.62
La Lengüeta	25.87	30	33.56
La Malinche	27.61	31.85	35.5
La Pastora	25.41	29.34	32.74
La Pradera	28.32	32.78	36.64
LI Legislatura	28.44	32.81	36.58
Lindavista Norte	26.95	31.1	34.67
Lindavista Sur	26.93	31.08	34.66
Lindavista Vallejo I Sección	23.32	26.76	29.73
Lindavista Vallejo II Sección	23	26.32	29.19
Lindavista Vallejo III Sección	22.3	26	28.12
Loma La Palma	25.68	29.75	33.26
Lomas de Cuauhtepic	25.79	29.9	33.45
Luis Donald Colosio	25.61	29.68	33.19
Magdalena de Las Salinas	26.73	30.84	34.39
Malacates	25.87	30	33.56
Martín Carrera	28.06	32.38	36.11
Mártires de Río Blanco	27.34	31.49	35.08
Maximino Ávila Camacho	23.2	26.46	29.27
Montevideo	23.83	27.27	30.23
Narciso Bassols	28.19	32.72	36.63
Nueva Atzacoyalco	28.3	32.68	36.47
Nueva Industrial Vallejo	25.11	28.88	32.13
Nueva Tenochtitlan	27.79	32.07	35.76
Nueva Vallejo	23.13	26.52	29.44
Palmatitla	25.85	29.93	33.45
Panamericana	22	26	28
Parque Metropolitano	25.78	29.89	33.43
Pueblo de Santiago Atzacoyalco	28.06	32.38	36.11
Pueblo San Juan de Aragón	28.38	32.79	36.62
Planetario Lindavista	23.47	26.85	29.76
Pradera II Sección	28.29	32.77	36.64
Prados de Cuauhtepic	25.61	29.68	33.19
Progreso Nacional	24.65	28.5	31.82
Providencia	28.36	32.79	36.63
Residencial Acueducto de Guadalupe	24.85	28.66	31.97
Residencial La Escalera	25.11	28.89	32.15
Residencial Zacatenco	26.92	31.06	34.63
Rosas del Tepeyac	27.51	31.75	35.41
Salvador Díaz Mirón	28.38	32.73	36.49
San Antonio	25.69	29.77	33.28
San Bartolo Atepehuacan	23.83	27.27	30.23

San Felipe de Jesús	28.29	32.68	36.5
San José de La Escalera	24.94	28.89	32.3
San José Ticomán	25.34	29.17	32.47
San Juan de Aragón	28.3	32.76	36.64
San Juan de Aragón I Secc.	28.24	32.62	36.41
San Juan de Aragón VII-A Secc.	28.37	32.81	36.64
San Juan de Aragón II Secc.	28.17	32.59	36.41
San Juan de Aragón III Secc.	28.22	32.71	36.58
San Juan de Aragón IV Secc.	28.23	32.73	36.61
San Juan de Aragón V Secc.	28.23	32.74	36.63
San Juan de Aragón VI Secc.	28.31	32.78	36.64
San Miguel	25.72	29.79	33.31
San Pedro El Chico	28.38	32.74	36.51
San Pedro Zacatenco	26.74	30.84	34.39
Santa Isabel Tola	27.48	31.72	35.37
Santa Rosa	25.04	29.04	32.49
Santiago Atepetlac	24.74	28.6	31.92
Siete Maravillas	24.68	28.43	31.67
Solidaridad Nacional	25.02	28.95	32.33
Santa María Ticomán	25.65	29.58	32.97
Tablas de San Agustín	27.47	31.65	35.26
Tepetates	27.45	31.68	35.33
Tepeyac Insurgentes	27.31	31.5	35.13
Tlacaclael	25.58	29.65	33.15
Tlacamaca	24.06	27.5	30.47
Tlalpexco	25.94	30.04	33.57
Torres Lindavista	24.45	28.12	31.29
Tres Estrellas	27.69	31.92	35.57
Triunfo de La Republica	27.85	32.14	35.84
Unidad Habitacional Cuchilla Del Tesoro	28.12	32.69	36.63
Unidad Habitacional Ejido San Juan De Aragón	28.31	32.76	36.61
Valle de Madero	25.63	29.68	33.17
Valle del Tepeyac	22.48	26	28.3
Vallejo	26.02	29.9	33.24
Vallejo Poniente	23.4	26.68	29.51
Vasco de Quiroga	28.28	32.64	36.4
Villa de Aragón	28.26	32.75	36.64
Villa Gustavo A. Madero	27.92	32.2	35.9
Villa Hermosa	27.92	32.26	36
Vista Hermosa	25.98	30.08	33.61
Zona Escolar	25.37	29.35	32.78
Zona Escolar Oriente	25.43	29.4	32.84
Iztacalco			
Agrícola Oriental	27.95	32.72	36.83
Agrícola Pantitlán	27.95	32.55	36.6
Ampliación Gabriel Ramos Millán	24.81	28.54	31.76
Barrio La Asunción	24.81	28.42	31.52
Barrio Los Reyes	25.35	29.08	32.3
Barrio San Francisco Xicaltongo	25.32	29.03	32.23
Barrio San Miguel	24.98	28.63	31.78
Barrio San Pedro	25.29	28.98	32.16
Barrio Santa Cruz	24.56	28.11	31.17
Barrio Santiago Norte	24.96	28.59	31.72
Barrio Santiago Sur	24.65	28.2	31.27
Barrio Zapotla	25.34	29.06	32.28
Campamento Dos de Octubre	24.46	28.01	31.06
Carlos Zapata Vela	24.53	28.2	31.37
Cuchilla Agrícola Oriental	27.07	31.4	35.14
El Rodeo	26.42	30.6	34.2
Ex Ejido La Magdalena Mixhuca	25.8	29.8	33.26
Fraccionamiento Coyuya	25.71	29.51	32.8
Gabriel Ramos Millán	25.3	29.11	32.39
Gabriel Ramos Millán Sección Bramadero	25.51	29.43	32.81
Gabriel Ramos Millán Sección Cuchilla	25.41	29.32	32.69
Gabriel Ramos Millán Sección Tlacotal	25.29	29.03	32.26
Granjas México	26.88	31.14	34.82
Infonavit Iztacalco	24.41	27.95	31.01
Inpi Picos	24.43	28.01	31.09
Jardines Tecma	24.51	28.05	31.11
Juventino Rosas	24.98	28.64	31.8

La Cruz	26.07	29.96	33.33
Los Picos De Iztacalco Sección I-A	24.63	28.2	31.29
Los Picos De Iztacalco Sección I-B	24.56	28.13	31.22
Los Picos De Iztacalco Sección II-A	24.48	28.05	31.13
Militar Marte Iztacalco	24.12	27.54	30.5
Nueva Santa Anita	25.64	29.41	32.66
Reforma Iztaccíhuatl Norte	24.65	28.19	31.25
Reforma Iztaccíhuatl Sur	23.77	27.15	30.06
Santa Anita	26.02	29.89	33.22
Tlazintla	25.34	29.08	32.31
Viaducto Piedad	25.92	29.75	33.06
Iztapalapa			
12 de Diciembre	24.01	27.58	30.66
Albarrada	26.15	30.4	34.06
Allepetalli	24.75	28.51	31.77
Álvaro Obregón	27.57	32.27	36.32
Ampliación Bellavista	25.18	29.13	32.54
Ampliación El Santuario	24.41	28.11	31.3
Ampliación El Triunfo	23.83	27.24	30.19
Ampliación Emiliano Zapata	26.28	30.73	34.58
Ampliación Los Reyes	23.96	27.52	30.59
Ampliación Paraje San Juan	25.31	29.3	32.74
Ampliación San Miguel	25.82	29.97	33.55
Ampliación Santa María Aztahuacan	26.62	31.07	34.91
Ampliación Sinatel	23.31	26.59	29.42
Ampliación Veracruzana	24.47	28.19	31.4
Ampliación Ricardo Flores Magón	24	27.57	30.65
Año de Juárez	24.88	28.72	32.04
Apatlaco	24.05	27.49	30.45
Banjidal	23.07	26.28	29.05
Barranca de Guadalupe	26.05	30.34	34.04
Bellavista	25.06	28.97	32.34
Benito Juárez	24.71	28.5	31.77
Barrio de Guadalupe	24.81	28.63	31.92
Barrio La Asunción	24.56	28.29	31.51
Barrio San Antonio	24.8	28.6	31.88
Barrio San Antonio Culhuacán	23.54	26.98	29.94
Barrio San Ignacio	24.42	28.11	31.28
Barrio San José	24.8	28.61	31.89
Barrio San Lorenzo	24.82	28.62	31.91
Barrio San Lucas	24.42	28.11	31.3
Barrio San Miguel	25.7	29.81	33.36
Barrio San Pablo	24.86	28.7	32.01
Barrio San Pedro	25.49	29.51	32.97
Barrio San Simón Culhuacán	23.88	27.42	30.47
Barrio Santa Barbara	23.97	27.51	30.57
Barrio Tula	23.48	26.9	29.86
Buenavista	26.15	30.45	34.16
Cacama	23.15	26.43	29.26
Campestre Potrero	26.13	30.54	34.34
Cananea	24.67	28.4	31.63
Carlos Hank González	25.89	30.08	33.7
Carlos Jonguitud Barrios	24.27	27.9	31.04
Casa Blanca	25.36	29.36	32.82
Celoalliotli	24.84	28.64	31.93
Central de Abasto	26.32	30.56	34.22
Cerro de la Estrella	25.03	28.92	32.28
Chinampac de Juárez	28.01	32.81	36.96
Citlalli	26.5	30.93	34.75
Colonial Iztapalapa	26.23	30.52	34.23
Consejo Agrarista Mexicano	25.61	29.71	33.25
Constitución de 1917	26.31	30.63	34.36
Cuchilla del Moral	27.34	31.92	35.87
Degollado	25.64	29.75	33.31
Desarrollo Urbano Quetzalcóatl	26.08	30.35	34.04
Dr. Alfonso Ortiz Tirado	26.62	30.93	34.66
Ejército de Agua Prieta	27.45	32.12	36.14
Ejército de Oriente	27.8	32.55	36.65
Ejército de Oriente Zona Peñón	27.38	32.04	36.05
El Edén	27.05	31.64	35.6

El Manto	25.07	28.97	32.35
El Mirador	24.07	27.67	30.77
El Molino	24.73	28.53	31.81
El Molino Tezonco	24.79	28.58	31.85
El Paraíso	27.61	32.33	36.4
El Prado	22.86	26.06	28.82
El Retoño	23.67	27.02	29.92
El Rodeo	25.33	29.33	32.78
El Rosario	24.9	28.74	32.05
El Santuario	24.48	28.2	31.41
El Sifón	23.71	27.13	30.08
El Triangulo	25.51	29.58	33.09
El Triunfo	23.9	27.32	30.26
El Vergel	24.7	28.48	31.74
Ermita Zaragoza	26.96	31.56	35.53
Escuadrón 201	23.65	27.07	30.01
Estado de Veracruz	24.54	28.28	31.51
Estrella Culhuacán	23.72	27.21	30.22
Estrella del Sur	24.05	27.64	30.74
Eva Sámano De López Mateos	26.19	30.45	34.12
Francisco Villa	25.76	29.9	33.47
Fuego Nuevo	24.17	27.8	30.92
Granjas de San Antonio	23.81	27.29	30.3
Granjas Esmeralda	23.36	26.72	29.62
Granjas Estrella	24.51	28.24	31.45
Guadalupe del Moral	26.74	31.15	34.95
Héroes de Churubusco	23.4	26.76	29.65
Insurgentes	25.71	29.84	33.4
Ixtlahuacán	26.56	31.04	34.9
Jacarandas	26.37	30.71	34.45
Jardines de Churubusco	23.79	27.23	30.21
Jardines de San Lorenzo Tezonco	24.69	28.44	31.68
José López Portillo	24.6	28.33	31.54
José María Morelos y Pavón	27.38	32.04	36.07
Juan Escutia	28.02	32.79	36.91
Justo Sierra	23.1	26.33	29.11
La Era	25.98	30.2	33.84
La Esperanza	24.79	28.6	31.88
La Planta	24.85	28.66	31.95
La Polvorilla	25.54	29.63	33.16
La Regadera	26.03	30.24	33.88
Las Peñas	26.04	30.28	33.94
Leyes de Reforma I Secc.	26.28	30.56	34.26
Leyes de Reforma II Secc.	26.92	31.39	35.25
Leyes de Reforma III Secc.	27.86	32.61	36.71
Lomas de La Estancia	26.4	30.82	34.64
Lomas de San Lorenzo	25.24	29.21	32.64
Lomas de Santa Cruz	26.12	30.4	34.1
Lomas de Zaragoza	26.72	31.24	35.15
Lomas El Manto	24.74	28.54	31.82
Lomas Estrella	24.34	28.01	31.17
Los Ángeles	25.76	29.89	33.46
Los Ángeles Apanoaya	25.77	29.91	33.49
Los Cipreses	23.59	27.02	29.98
Miguel de La Madrid Hurtado	26.57	31.06	34.92
Minerva	23.51	26.92	29.86
Miravalles	26.36	30.79	34.62
Mixcóatl	25.68	29.8	33.37
Monte Alban	26.83	31.35	35.25
Nueva Rosita	23.84	27.28	30.26
Palmitas	26.39	30.77	34.56
Paraje San Juan	25.43	29.45	32.93
Paraje San Juan Cerro	25.06	28.97	32.34
Paraje Zacatepec	26.9	31.44	35.36
Parque Nacional Cerro de La Estrella	24.69	28.48	31.75
Paseos de Churubusco	25.8	29.84	33.33
Pueblo Aculco	23.85	27.32	30.32
Pueblo Culhuacán	23.71	27.2	30.21
Pueblo Los Reyes Culhuacán	23.59	27.03	30
Pueblo Magdalena Atlazolpa	23.85	27.28	30.24

Pueblo Mexicaltzingo	23.32	26.66	29.54
Pueblo San Andrés Tomatlán	23.84	27.36	30.4
Pueblo San Juanico Nextipac	23.66	27.03	29.95
Pueblo San Lorenzo Tezonco	25.49	29.54	33.05
Pueblo San Lorenzo Xicoténcatl	27.66	32.39	36.46
Pueblo San Sebastián Tecoloxtitla	27.07	31.67	35.64
Pueblo Santa María Aztahuacan	26.87	31.4	35.3
Pueblo Santa Martha Acatitla	27.04	31.65	35.62
Pueblo Santiago Acahualtepec	26.72	31.24	35.15
Pueblo Santa Cruz Meyehualco	26.38	30.74	34.51
Pueblo Santa María Tomatlán	24.14	27.75	30.86
Plan de Iguala	24.89	28.74	32.06
Presidentes de México	25.68	29.8	33.36
Progresista	26.42	30.76	34.5
Progreso del Sur	23.43	26.82	29.74
Puente Blanco	25.28	29.26	32.69
Purísima Atlazolpa	23.94	27.39	30.36
Real del Moral	26.21	30.38	33.98
Reforma Política	26.47	30.88	34.68
Renovación	27.46	32.12	36.14
Ricardo Flores Magón	24.07	27.66	30.75
San Andrés Tetepilco	23.67	27.02	29.91
San Antonio Culhuacán	23.62	27.08	30.07
San José Aculco	24.15	27.72	30.8
San José Buenavista	25.89	30.1	33.74
San Juan Estrella	25.1	29.02	32.4
San Juan Joya	25.46	29.5	32.98
San Juan Xalpa	25.03	28.92	32.29
San Miguel VIII ampliación	25.29	29.27	32.71
San Miguel Teotongo (Secc. Acorralado)	26.47	30.94	34.8
San Miguel Teotongo (Secc. Avisadero)	26.28	30.71	34.53
San Miguel Teotongo (Secc. Corrales)	26.34	30.77	34.6
San Miguel Teotongo (Secc. Guadalupe)	26.37	30.83	34.69
San Miguel Teotongo (Secc. Jardines)	26.44	30.91	34.77
San Miguel Teotongo (Secc. La Cruz)	26.35	30.8	34.64
San Miguel Teotongo (Secc. Las Torres)	26.48	30.96	34.83
San Miguel Teotongo (Secc. Loma Alta)	26.31	30.75	34.59
San Miguel Teotongo (Secc. Mercedes)	26.52	31.01	34.88
San Miguel Teotongo (Secc. Palmitas)	26.4	30.86	34.71
San Miguel Teotongo (Secc. Ranchito)	26.46	30.95	34.82
San Miguel Teotongo (Secc. Rancho Bajo)	26.26	30.68	34.5
San Miguel Teotongo (Secc. Iztlahuaca)	26.43	30.88	34.73
San Miguel Teotongo Secc. Capilla	26.4	30.87	34.73
San Miguel Teotongo Secc. Puente	26.62	31.14	35.04
San Nicolas Tolentino	25.05	28.95	32.32
San Pablo	26.28	30.68	34.48
Santa Cruz Meyehualco	27.31	31.92	35.91
Santa Isabel Industrial	23.88	27.41	30.45
Santa María Aztahuacan	27.19	31.78	35.75
Santa María del Monte	24.61	28.37	31.62
Santa Martha Acatitla Norte	27.54	32.24	36.3
Santa Martha Acatitla Sur	27.51	32.21	36.26
Santiago Acahualtepec I Ampliación	26.71	31.22	35.12
Santiago Acahualtepec II Ampliación	26.68	31.18	35.05
Sector Popular	23.56	26.94	29.85
Sideral	27.17	31.72	35.65
Sinatel	23.01	26.24	29.02
Tenorios	26.22	30.56	34.31
Tepalcates	28.04	32.83	36.97
Unidad Habitacional 28 de Junio	25.61	29.72	33.28
Unidad Habitacional Los Picos VI-B	23.88	27.33	30.32
Unidad Ejército Constitucionalista	28.04	32.83	36.97
Unidad Modelo	23.39	26.71	29.56
Unidad Vicente Guerrero	26.91	31.4	35.28
USCOVI	24.76	28.54	31.8
Valle de Luces	24.11	27.72	30.83
Valle de San Lorenzo	24.64	28.37	31.6
Valle del Sur	23.42	26.81	29.74
Xalpa	26.63	31.1	34.96
Zacahuiztco	23.66	27	29.88

La Magdalena Contreras			
Ampliación Lomas de San Bernabé	31.06	36.69	41.54
Ampliación Potrerillo	31.31	36.99	41.89
Atacaxco	31.4	37.09	42.01
Barranca Seca	31.72	37.51	42.5
Barrio Las Calles	31.78	37.58	42.59
Barrio San Francisco	31.73	37.5	42.49
Barros Sierra	31.4	37.09	42
Cerro Del Judío	31.26	36.91	41.78
Crescencio Juárez Chavira	31.21	36.88	41.77
Cuauhtémoc	31.42	37.12	42.03
El Ermitaño	31.2	36.87	41.76
El Maestro	29.84	35.08	39.6
El Ocotel	31.3	36.99	41.89
El Rosal	31.47	37.19	42.12
El Tanque	31.14	36.75	41.59
El Toro	31.52	37.25	42.19
Héroes de Padierna	31.96	37.81	42.85
Huayatlá	31.18	36.83	41.71
La Carbonera	31.45	37.17	42.11
La Concepción	31.8	37.61	42.62
La Cruz	31.79	37.58	42.58
La Guadalupe	31.84	37.65	42.67
La Malinche	31.37	37.05	41.94
Las Cruces	31.22	36.87	41.74
Las Huertas	31.68	37.47	42.45
Lomas de San Bernabé	31.13	36.76	41.62
Lomas Quebradas	31.55	37.29	42.24
Los Padres	31.29	36.94	41.83
Palmas	31.35	37.04	41.94
Plazuela Del Pedregal	31.8	37.61	42.62
Potrerillo	31.46	37.18	42.11
Pueblo La Magdalena	31.64	37.41	42.39
Pueblo Nuevo Alto	31.47	37.19	42.12
Pueblo Nuevo Bajo	31.57	37.32	42.28
Pueblo San Bernabé Ocotepc	31.33	37.01	41.92
Pueblo San Nicolás Totolapan	31.77	37.57	42.57
San Bartolo Ameyalco	31.15	36.76	41.59
San Francisco	31.79	37.58	42.58
San Jerónimo Aculco	31.77	37.56	42.55
San Jerónimo Lídice	31.63	37.37	42.33
Santa Teresa	31.92	37.75	42.78
Tierra Unida	31.08	36.71	41.57
Vista Hermosa	31.29	36.97	41.86
Miguel Hidalgo			
10 de Abril	25.88	29.99	33.53
16 de Septiembre	29.04	33.89	38.08
5 de Mayo	25.77	29.83	33.33
Agricultura	24.75	28.4	31.55
Ahuehuetes Anáhuac	25.4	29.33	32.73
América	29.23	34.12	38.34
Ampliación Daniel Garza	29.04	33.87	38.04
Ampliación Granada	26.39	30.6	34.24
Ampliación Popo	25.85	29.91	33.42
Ampliación Torre Blanca	25.52	29.54	33.01
Anáhuac I Secc.	25.54	29.44	32.8
Anáhuac II Secc.	25.12	28.9	32.15
Anzures	25.61	29.5	32.86
Argentina Antigua	25.54	29.58	33.07
Argentina Poniente	25.51	29.56	33.05
Bosque de Chapultepec I Secc.	27.23	31.6	35.37
Bosque de Chapultepec II Secc.	29.15	34.03	38.23
Bosque de Chapultepec III Secc.	28.84	33.66	37.82
Bosque de Las Lomas	28.58	33.42	37.6
Cuauhtémoc Pensil	25.83	29.88	33.37
Daniel Garza	29.23	34.12	38.34
Deportivo Pensil	25.77	29.84	33.35
Dos Lagos	25.61	29.57	32.99
Escandón I Secc.	25.26	28.99	32.2
Escandón II Secc.	24.92	28.54	31.66

Francisco I. Madero	25.88	29.98	33.51
Granada	26.39	30.6	34.24
Huichapán	25.27	29.24	32.67
Ignacio Manuel Altamirano	25.17	29.13	32.55
Irrigación	26.47	30.72	34.39
Lago Norte	25.37	29.28	32.66
Lago Sur	25.46	29.39	32.78
Legaria	25.35	29.32	32.74
Lomas Altas	28.74	33.6	37.79
Lomas de Bezares	28.83	33.75	37.98
Lomas de Chapultepec I Secc.	28.52	33.29	37.41
Lomas de Chapultepec II Secc.	28.21	32.91	36.96
Lomas de Chapultepec III Secc.	27.42	31.9	35.77
Lomas de Chapultepec IV Secc.	28.64	33.42	37.54
Lomas de Chapultepec V Secc.	27.97	32.59	36.58
Lomas de Chapultepec VI Secc.	28.42	33.16	37.25
Lomas de Chapultepec VII Secc.	28.61	33.4	37.53
Lomas de Chapultepec VIII Secc.	28.1	32.79	36.84
Lomas de Reforma	28.54	33.34	37.48
Lomas de Sotelo	25.99	30.15	33.74
Lomas Hermosa	26.08	30.25	33.85
Los Manzanos	25.44	29.35	32.72
Manuel Ávila Camacho	26.78	31.13	34.89
Mariano Escobedo	25.27	29.12	32.45
México Nuevo	25.64	29.7	33.2
Modelo Pensil	25.71	29.71	33.16
Molino del Rey	27.6	32.09	35.96
Nextitla	24.56	28.25	31.43
Observatorio	29.21	34.08	38.28
Panteón Civil de Dolores	29.14	34.02	38.22
Pensil Norte	25.69	29.72	33.2
Pensil Sur	25.77	29.82	33.31
Peralitos	25.28	29.17	32.53
Periodista	26.12	30.31	33.92
Plutarco Elías Calles	24.46	28.1	31.25
Polanco I Secc.	26.98	31.34	35.1
Polanco II Secc.	27.11	31.48	35.24
Polanco III Secc.	26.94	31.26	34.99
Polanco IV Secc.	26.87	31.14	34.83
Polanco V Secc.	26.49	30.64	34.22
Popo	25.88	29.97	33.5
Popotla	24.99	28.82	32.11
Real de Las Lomas	28.62	33.45	37.62
Reforma Pensil	25.61	29.61	33.06
Reforma Social	27.19	31.63	35.47
Residnc. Militar	27.04	31.45	35.25
San Diego Ocoyoacac	25.12	29.05	32.45
San Joaquín	25.83	29.92	33.46
San Juanico	25.35	29.3	32.71
San Lorenzo Tlatenango	25.28	29.28	32.77
San Miguel Chapultepec I Secc.	26.63	30.77	34.34
San Miguel Chapultepec II Secc.	26.36	30.42	33.92
Santo Tomas	24.54	28.21	31.38
Tacuba	25.26	29.19	32.59
Tacubaya	25.26	28.99	32.21
Tlaxpana	25.11	28.86	32.1
Torre Blanca	25.39	29.38	32.82
Un Hogar Para Nosotros	24.72	28.38	31.53
Ventura Pérez de Alva	25.44	29.44	32.88
Verónica Anzures	25.4	29.25	32.57
Milpa Alta			
Barrio Centro	25.62	29.76	33.33
Barrio Chalmita	25.75	29.95	33.57
Barrio Cruztitla	25.38	29.54	33.14
Barrio La Concepción	25.46	29.64	33.25
Barrio La Lupita Tetipac	25.5	29.76	33.43
Barrio La Lupita Xolco	25.5	29.72	33.36
Barrio La Luz	25.48	29.65	33.25
Barrio Los Ángeles	25.47	29.65	33.26
Barrio Nochtla	25.38	29.46	32.98

Barrio Ocotitla	25.45	29.55	33.09
Barrio Panchimalco	25.46	29.58	33.13
Barrio San Agustín	25.47	29.67	33.29
Barrio San José	25.5	29.75	33.41
Barrio San Juan del Pueblo San Pablo Oztotepec	25.64	29.81	33.4
Barrio San Marcos	25.54	29.82	33.51
Barrio San Mateo	25.47	29.63	33.22
Barrio San Miguel	25.53	29.79	33.47
Barrio San Miguel	25.76	29.95	33.56
Barrio Santa Cruz	25.43	29.6	33.19
Barrio Santa Martha	25.43	29.59	33.17
Barrio Tecaxtitla	25.36	29.52	33.11
Barrio Tenantitla	25.36	29.53	33.12
Barrio Tula	25.39	29.45	32.96
Barrio Xaltipac	25.38	29.58	33.2
Barrio Xochitepec	25.39	29.6	33.23
La Conchita	25.4	29.64	33.3
Pueblo San Agustín Ohtenco	25.45	29.63	33.25
Pueblo San Bartolomé Xicomulco	25.44	29.48	32.98
Pueblo San Francisco Tecoxpa	25.43	29.62	33.25
Pueblo San Juan Tepenhuac	25.47	29.71	33.36
Pueblo San Lorenzo Tlacoyucan	25.61	29.83	33.47
Pueblo San Jerónimo Miacatlán	25.46	29.67	33.31
Pueblo San Salvador Cuauhtenco	25.8	29.96	33.55
Villa Milpa Alta Centro	25.44	29.6	33.19
Tláhuac			
3 de Mayo	25.68	29.91	33.56
Agrícola Metropolitana	25.07	28.98	32.36
Ampliación José López Portillo	25.65	29.82	33.41
Ampliación Santa Catarina	25.88	30.26	34.03
Ampliación Selene	25.65	29.88	33.53
Ampliación Zapotitla	25.53	29.62	33.15
Ampliación La Conchita	25.34	29.48	33.05
Ampliación Los Olivos	25.33	29.34	32.79
Barrio La Soledad	25.35	29.5	33.08
Barrio Santa Cruz	25.39	29.65	33.33
Barrio Santiago Centro	25.52	29.64	33.19
Barrio Santiago Norte	25.55	29.67	33.22
Barrio Santiago Sur	25.45	29.54	33.06
Barrio Guadalupe Santa Catarina Yec	25.85	30.19	33.94
Barrio La Asunción	25.44	29.58	33.16
Barrio La Concepción	25.83	30.18	33.93
Barrio La Guadalupe	25.93	30.31	34.08
Barrio La Magdalena	25.4	29.53	33.09
Barrio Los Reyes	25.39	29.62	33.28
Barrio San Agustín	25.39	29.62	33.27
Barrio San Andrés	25.4	29.54	33.11
Barrio San Bartolomé	25.39	29.64	33.31
Barrio San Juan	25.4	29.51	33.06
Barrio San Mateo	25.44	29.6	33.18
Barrio San Miguel	25.81	30.14	33.88
Barrio Santa Ana	25.39	29.51	33.06
Barrio Santa Ana Centro	25.34	29.37	32.84
Barrio Santa Ana Norte	25.54	29.64	33.18
Barrio Santa Ana Poniente	25.37	29.4	32.88
Barrio Santiago	25.86	30.23	34
Barrio Santa Ana Sur	25.31	29.33	32.8
Chichilaula	25.87	30.23	33.99
Del Mar	25	28.87	32.22
El Rosario	25.33	29.46	33.01
El Triangulo	25.48	29.62	33.18
Francisco Villa	25.35	29.48	33.04
Granjas Cabrera	24.91	28.76	32.08
Guadalupe Tlaltenco	25.61	29.78	33.39
Jaime Torres Bodet	25.35	29.5	33.09
Jardines del Llano	25.37	29.54	33.15
La Asunción	25.36	29.51	33.09
La Conchita Zapotitlán	25.38	29.44	32.94
La Draga	25.15	29.11	32.52
La Estación	25.54	29.63	33.16

La Habana	25.44	29.61	33.2
La Lupita	25.36	29.51	33.08
La Meza	25.91	30.27	34.03
La Nopalera	25.16	29.1	32.5
La Turba	24.98	28.84	32.18
Las Arboledas	25.41	29.45	32.94
López Portillo	25.59	29.74	33.31
Los Olivos	25.07	28.98	32.35
Miguel Hidalgo	25.22	29.2	32.63
Ojo de Agua	25.54	29.69	33.27
Pueblo San Francisco Tlaltenco	25.66	29.88	33.53
Pueblo San Nicolas Tetelco	25.39	29.63	33.28
Pueblo Santa Catarina Yecahuizotl	25.9	30.26	34.02
Peña Alta	25.32	29.43	32.98
Potrero del Llano	25.35	29.52	33.11
Quiahuatla	25.37	29.5	33.06
San Isidro	25.32	29.41	32.94
San José	25.52	29.71	33.32
San Sebastián	25.35	29.46	33.01
Selene	25.64	29.85	33.49
Santa Cecilia	25.49	29.65	33.23
Teozoma	25.93	30.3	34.07
Tepantitlamilco	25.38	29.61	33.26
Tierra Blanca	25.34	29.47	33.03
Villa Centro Americana	25	28.89	32.24
Zacatenco	25.52	29.63	33.18
Zapotitla	25.54	29.64	33.17
Tlalpan			
Ampliación Fuentes del Pedregal	32.14	38.04	43.13
Ampliación Isidro Fabela	26.51	30.9	34.69
A.M.S.A.	24.67	28.36	31.55
Arboledas del Sur	24.51	28.2	31.41
Arenal de Guadalupe	24.93	28.76	32.08
Arenal Tepepan	25.41	29.4	32.84
Belisario Domínguez	24.15	27.79	30.93
Belisario Domínguez Secc. XVI	25.56	29.63	33.15
Belvedere Ajusco	30.95	36.55	41.38
Barrio de Caramaguey	28.51	33.44	37.69
Barrio del Niño Jesús	26.03	30.22	33.83
Barrio El Capulín	29.38	34.53	38.97
Barrio La Fama	27.74	32.44	36.5
Barrio La Lonja	28	32.79	36.91
Barrio San Fernando	27.52	32.18	36.21
Bosques de Tepeximilpa	29.05	34.1	38.45
Bosques del Pedregal	31.15	36.8	41.68
Cantera Puente de Piedra	25.57	29.7	33.25
Chichicáspatl	31.24	36.92	41.82
Chimalli	24.55	28.28	31.51
Chimilli	30.73	36.26	41.03
Club de Golf México	26.17	30.36	33.98
Colinas del Ajusco	31.53	37.27	42.22
Colinas del Bosque	25.65	29.66	33.11
Comuneros de Santa Úrsula	25.16	29.19	32.66
Cruz del Farol	30.63	36.13	40.88
Cuchilla de Padierna	31.06	36.68	41.53
Cultura Maya	31.17	36.82	41.7
Cumbres de Tepetongo	28.92	33.93	38.24
Diamante	29.3	34.41	38.82
Divisadero	26.71	31.01	34.72
Dolores Tlali	26.15	30.27	33.82
Dos de Octubre	31.11	36.75	41.61
Ejidos de San Pedro Mártir	26.5	30.75	34.42
El Cantil	26.97	31.38	35.19
El Charco	29.52	34.75	39.26
El Fresno	29.08	34.14	38.5
El Mirador I Secc.	28.16	32.94	37.06
El Mirador II Secc.	28.47	33.34	37.55
El Mirador III Secc.	28.66	33.58	37.83
El Truenito	26.92	31.35	35.17
Ex Hacienda Coapa	24.09	27.64	30.69

Ex Hacienda San Juan de Dios	24.46	28.09	31.22
Floresta Coyoacán	24.12	27.74	30.86
Fuentes Brotantes	29.36	34.49	38.93
Fuentes de Tepepan	25.86	29.91	33.4
Fuentes del Pedregal	32.02	37.88	42.94
Granjas Coapa	24.08	27.6	30.63
Guadalupe	24.91	28.71	32
Hacienda San Juan	24.69	28.46	31.71
Héroes de 1910	30.32	35.77	40.48
Héroes de Padierna	31.56	37.31	42.27
Heroico Colegio Militar	26.87	31.24	35
Isidro Fabela	27.2	31.8	35.76
Jardines del Ajusco	31.67	37.44	42.42
Jardines en la Montaña	31.91	37.76	42.8
Juventud Unida	25.88	29.94	33.43
La Joya	26.76	31.15	34.93
La Palma	27.13	31.57	35.4
Las Tórtolas	25.33	29.25	32.62
Loma Bonita	29.09	34.14	38.5
Lomas de Cuilotepec	31.07	36.7	41.56
Lomas de Padierna	31.85	37.67	42.7
Lomas de Padierna Sur	31.1	36.74	41.6
Lomas del Pedregal	30.86	36.42	41.22
Lomas Hidalgo	30.79	36.33	41.11
Los Encinos	31.25	36.93	41.82
Los Framboyanos	32.02	37.89	42.94
Los Volcanes	28.12	32.88	36.99
Magisterial	24.03	27.5	30.51
Magistral Coapa	24.02	27.51	30.52
María Esther Zuno de Echeverría	28.23	33.02	37.15
Mesa de Los Hornos	28.67	33.6	37.86
Miguel Hidalgo	29.41	34.57	39.02
Miguel Hidalgo I Secc.	29.83	35.1	39.65
Miguel Hidalgo II Secc.	30.71	36.22	40.98
Miguel Hidalgo III Secc.	31.02	36.62	41.45
Miguel Hidalgo IV Secc.	30.82	36.37	41.15
Mirador I	30.83	36.39	41.18
Mirador del Valle	28.28	33.09	37.23
Mirador II	30.91	36.49	41.31
Movimiento Organizado de Tlalpan	25.96	30.03	33.54
Narciso Mendoza	24.24	27.8	30.87
Nueva Oriental Coapa	24.2	27.79	30.89
Nuevo Renacimiento de Axalco	26.96	31.35	35.13
Paraje 38	30.64	36.14	40.88
Parque del Pedregal	30.97	36.58	41.41
Parque Nacional del Pedregal (Bosque del Pedregal)	31.77	37.57	42.58
Pueblo Chimalcoyotl	27.3	31.83	35.73
Pueblo La Magdalena Petlascalco	28.28	33.1	37.25
Pueblo Parres El Guarda	27.58	32.45	36.64
Pueblo Quieto	25.19	29.19	32.64
Pueblo San Andrés Totoltepec	28.22	33.01	37.14
Pueblo San Lorenzo Huipulco	24.91	28.75	32.07
Pueblo San Miguel Ajusco	29.46	34.66	39.15
Pueblo San Miguel Topilejo	26.91	31.37	35.22
Pueblo San Miguel Xicalco	27.59	32.19	36.15
Pueblo San Pedro Mártir	28.36	33.19	37.36
Pueblo Santo Tomas Ajusco	29.12	34.23	38.64
Pueblo Santa Úrsula Xitla	28.47	33.35	37.56
Pedregal de Las Águilas	27.86	32.55	36.6
Pedregal de San Nicolas I Secc.	31.79	37.6	42.61
Pedregal de San Nicolas II Secc.	31.63	37.4	42.38
Pedregal de San Nicolas III Secc.	31.51	37.25	42.2
Pedregal de San Nicolas IV Secc.	31.37	37.08	42
Pedregal de San Nicolas V Secc.	31.24	36.92	41.82
Pedregal de Santa Úrsula Xitla	28.15	32.93	37.05
Peña Pobre	28.3	33.18	37.4
Plan de Ayala	26.36	30.55	34.16
Popular Santa Teresa	31.99	37.85	42.9
Prado Coapa I Secc.	24.14	27.76	30.87
Prado Coapa II Secc.	24.25	27.87	31

Prado Coapa III Secc.	24.39	28	31.12
Primavera	30	35.32	39.91
Rancho los Colorines	24.55	28.23	31.4
Residencial Acoxpa	24.14	27.69	30.76
Residencial Miramontes	24.06	27.61	30.67
Residencial Villa Coapa	24.09	27.61	30.66
Rincón del Pedregal	32.03	37.9	42.96
Rinconada Coapa I Secc.	24.05	27.53	30.54
Rinconada Coapa II Secc.	24.01	27.5	30.52
Rinconada El Mirador	26	30.08	33.6
Rinconada Las Hadas	24.06	27.59	30.64
Roca de Cristal	28.8	33.78	38.07
Rómulo Sánchez Mireles	26.64	31.08	34.91
San Bartolo el Chico	24.62	28.28	31.44
San Buenaventura	26.08	30.27	33.88
San Juan Tepeximilpa	29.29	34.4	38.81
San Pedro Apóstol	26.65	31.08	34.9
Santísima Trinidad	28.7	33.64	37.9
Tecorral	27.15	31.6	35.44
Tenorios	24.02	27.53	30.57
Tepeximilpa La Paz	29.15	34.21	38.59
Texcaltenco	28.7	33.64	37.9
Tlalcoligía	27.49	32.07	36.02
Tlalmille	28.65	33.57	37.81
Tlalpan	28.24	33.11	37.31
Tlalpan Centro	27.28	31.84	35.77
Tlalpuente	28.84	33.82	38.12
Tlaxcaltenco La Mesa	28.79	33.76	38.05
Toriello Guerra	26.21	30.5	34.2
Torres de Padierna	31.37	37.08	42
Unidad Habitacional Zapote 1	26.95	31.49	35.4
Valle de Tepepan	25.51	29.44	32.83
Valle Escondido	25.18	29.02	32.32
Valle Verde	25.99	30.05	33.55
Vergel Coapa	24.09	27.67	30.75
Vergel de Coyoacán	24.2	27.84	30.98
Vergel del Sur	24.26	27.92	31.08
Villa Coapa	24.21	27.81	30.9
Villa Lázaro Cárdenas	24.39	28.08	31.27
Villa Olímpica	29.23	34.36	38.8
Villa Tlalpan	26.57	30.87	34.59
Vistas del Pedregal	31.14	36.8	41.67
Viveros Coatectlán	26.57	30.82	34.49
Zacayucan Peña Pobre	29.76	35.03	39.57
Venustiano Carranza			
1° de Mayo	27.64	31.9	35.57
10 de Mayo	27.2	31.33	34.9
20 de Noviembre	27.48	31.69	35.32
24 de Abril	27	31.09	34.62
4 Arboles	27.39	31.75	35.52
5° Tramo 20 de Noviembre	27.59	31.83	35.48
7 de Julio	27.3	31.47	35.07
Aaron Sáenz	26.88	30.92	34.42
Adolfo López Mateos	27.8	32.31	36.2
Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México	28.12	32.69	36.64
Álvaro Obregón	26.87	30.92	34.41
Ampliación Aviación Civil	27.43	31.85	35.65
Ampliación Michoacana	27.2	31.34	34.91
Ampliación Simón Bolívar	27.7	31.97	35.65
Ampliación Venustiano Carranza	27.53	31.75	35.39
Ampliación 20 de Noviembre	27.16	31.28	34.84
Ampliación Caracol	27.91	32.43	36.34
Ampliación Penitenciaria	27.17	31.3	34.87
Aquiles Serdán	27.9	32.26	36.02
Arenal I Secc.	27.92	32.51	36.46
Arenal II Secc.	27.99	32.59	36.57
Arenal III Secc.	28.02	32.62	36.59
Arenal IV Secc.	28.08	32.67	36.64
Arenal Puerto Aéreo	27.97	32.55	36.51
Aeronáutica Militar	27.2	31.34	34.91

Artes Graficas	26.87	30.92	34.41
Aviación Civil	27.48	31.89	35.7
Azteca	27.38	31.57	35.19
Caracol	27.88	32.4	36.31
Cuchilla Pantitlán	27.95	32.55	36.52
Damián Carmona	27.58	31.82	35.49
Del Parque	27.26	31.4	34.97
Emilio Carranza	26.81	30.84	34.33
Escuela de Tiro	27.27	31.44	35.03
Federal	27.38	31.72	35.45
Felipe Ángeles	27.3	31.45	35.04
General Ignacio Zaragoza	27.1	31.28	34.95
Industrial Puerto Aéreo	27.29	31.55	35.23
Jamaica	26.43	30.39	33.8
Janitzio	26.91	30.97	34.47
Jardín Balbuena	27.23	31.38	34.97
Lorenzo Boturini	27.35	31.5	35.07
Magdalena Mixihuca	26.64	30.64	34.09
Merced Balbuena	27.36	31.51	35.09
Michoacana	27.17	31.3	34.86
Miguel Hidalgo	27.4	31.6	35.23
Moctezuma I Secc.	27.32	31.51	35.13
Moctezuma II Secc.	27.76	32.1	35.84
Morelos	27.14	31.27	34.83
Nicolas Bravo	26.38	30.32	33.71
Penitenciaria	27.26	31.42	35
Pensador Mexicano	28.09	32.54	36.37
Peñón de los Baños	27.99	32.43	36.26
Popular Rastro	26.92	30.98	34.49
Progresista	27.34	31.52	35.13
Puebla	27.15	31.5	35.26
Pueblo de la Magdalena Mixihuca	26.67	30.68	34.14
Revolución	27.53	31.77	35.43
Romero Rubio	27.81	32.15	35.88
Santa Cruz Aviación	27.24	31.47	35.12
Sevilla	26.76	30.78	34.26
Simón Bolívar	27.87	32.19	35.91
Tres Mosqueteros	27.39	31.59	35.21
Valentín Gómez Farías	27.05	31.24	34.86
Valle Gómez	26.95	31.02	34.53
Venustiano Carranza	27.37	31.56	35.18
Zona Centro	27.31	31.45	35.02
Xochimilco			
Ampliación Nativitas	25.04	28.83	32.11
Ampliación Nativitas La Joya	25	28.8	32.07
Ampliación San Marcos Norte	24.28	27.75	30.74
Ampliación Tepopan	25.16	28.94	32.2
Año de Juárez	24.77	28.48	31.69
Barrio 18	24.07	27.52	30.51
Barrio 3 de Mayo	24.94	28.78	32.1
Barrio Ahualapa	24.9	28.71	32
Barrio Apatlaco	24.83	28.6	31.85
Barrio Belén	24.46	28.01	31.08
Barrio Calyequita	25.32	29.42	32.96
Barrio Capulco	24.81	28.57	31.82
Barrio Chapultepec	25.44	29.38	32.78
Barrio Concepción Tlacoapa	24.3	27.79	30.8
Barrio del Puente	24.83	28.59	31.84
Barrio El Calvario	25.36	29.27	32.63
Barrio El Rosario	24.43	27.97	31.02
Barrio La Asunción	25.06	28.98	32.36
Barrio La Candelaria	25.09	29.03	32.44
Barrio La Gallera	24.82	28.59	31.85
Barrio La Guadalupe	24.37	27.9	30.95
Barrio La Planta	24.91	28.72	32.01
Barrio La Santísima	24.46	28.04	31.13
Barrio Las Cruces	24.92	28.73	32.02
Barrio Las Flores	24.95	28.77	32.06
Barrio Niños Héroes	25.07	29	32.4
Barrio Pocitos	24.83	28.58	31.81

Barrio San Andrés	25.03	28.94	32.31
Barrio San Antonio	24.91	28.73	32.04
Barrio San Cristóbal	24.61	28.24	31.38
Barrio San Diego	24.41	27.96	31.01
Barrio San Esteban	24.46	28.04	31.13
Barrio San José	25.17	29.16	32.61
Barrio San Juan	25.18	29.18	32.63
Barrio San Juan Minas	24.89	28.71	32.01
Barrio San Juan Moyotepec	24.83	28.61	31.88
Barrio San Lorenzo	24.42	27.98	31.05
Barrio San Marcos	24.53	28.09	31.15
Barrio San Pedro	24.69	28.32	31.45
Barrio Santa Cruzita	24.41	27.95	31
Barrio Tetitla	24.83	28.6	31.86
Barrio Xaltocan	24.76	28.43	31.6
Bosque Residencial del Sur	24.53	28.14	31.26
Cerrillos I	25.25	29.31	32.8
Cerrillos II	25.28	29.35	32.86
Cerrillos III	25.23	29.27	32.75
Cristo Rey	25.28	29.36	32.87
Del Carmen	25.21	29.23	32.7
El Arenal	25.81	29.84	33.33
El Jazmín	24.88	28.64	31.88
El Mirador	25.25	29.29	32.78
El Sacrificio	25.26	29.32	32.83
Guadalupana	25.15	29.13	32.56
Guadalupita	25.29	29.36	32.88
Huichapan	24.6	28.16	31.23
Jardines del Sur	24.66	28.26	31.36
La Cañada	25.19	28.99	32.26
La Concha	24.88	28.56	31.73
La Noria	24.63	28.21	31.29
Las Animas	25.28	29.34	32.84
Las Mesitas	25.27	29.34	32.85
Las Peritas	24.2	27.61	30.56
Lomas de Nativitas	24.91	28.67	31.92
Lomas de Tonalco	24.78	28.48	31.66
Los Reyes	25.02	28.91	32.27
Nativitas	25.3	29.39	32.92
Paseos del Sur	24.27	27.75	30.74
Pueblo San Francisco Tlalnepantla	26.4	30.73	34.46
Pueblo San Gregorio Atlapulco	25.05	28.97	32.35
Pueblo San Lorenzo Atemoaya	25.17	29.02	32.34
Pueblo San Lucas Xochimanca	25.2	29.01	32.3
Pueblo San Luis	25.2	29.2	32.66
Pueblo San Mateo Xalpa	25.65	29.61	33.03
Pueblo San Salvador Cuauhtenco	25.87	30.05	33.66
Pueblo Santa Cruz Xochitepec	25.25	29.05	32.32
Pueblo Santa María Nativitas	24.93	28.7	31.95
Pueblo Santa María Tepepan	25.27	29.08	32.37
Pueblo Santiago Tepalcatlalpan	25.52	29.42	32.78
Pueblo Santa Cecilia Tepetlapa	25.64	29.7	33.2
Potrero San Bernardino	24.36	27.84	30.83
Quirino Mendoza	25.25	29.29	32.77
Rancho Tejomulco	24.84	28.58	31.81
Rinconada Coapa	24.13	27.6	30.61
Rosario Tlali	25.26	29.14	32.48
San Bartolo El Chico	24.34	27.89	30.96
San Felipe	25.27	29.34	32.84
San Isidro	25.3	29.38	32.89
San Jerónimo	24.74	28.44	31.63
San Juan Tepepan	24.46	28	31.06
San Lorenzo La Cebada	24.24	27.7	30.69
San Lucas Oriente	24.97	28.71	31.94
Santa Cruz Chavarrieta	25.63	29.61	33.04
Santa Cruz de Guadalupe	25.75	29.78	33.26
Santa Inés	25.23	29.06	32.36
Santiaguito	25.23	29.26	32.73
Tablas De San Lorenzo	24.83	28.52	31.71
Texmic	24.92	28.65	31.86

Tierra Nueva	24.33	27.79	30.78
Valle Santa María	25.04	28.84	32.11
Xochipilli	24.75	28.46	31.66

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE B. DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO AUXILIAR PARA MITIGAR LAS ACCIONES DEL VIENTO

B.1 Criterios generales de diseño

B.1.1 Se permite el empleo de dispositivos de amortiguamiento auxiliar en estructuras sensibles a la acción del viento para el cumplimiento de los criterios establecidos para los estados límite aplicables a la estructura. Estos criterios de acciones deberán ser concordantes con los establecidos en el cuerpo principal de las presentes normas. Los requisitos establecidos en el presente apéndice sirven como un criterio mínimo que deben cumplir los dispositivos de amortiguamiento auxiliar que fuesen considerados en los análisis de la respuesta estructural.

B.2 Alcance y definiciones básicas

B.2.1 El presente apéndice se refiere como dispositivos de amortiguamiento auxiliar pasivo a aquellos que, colocados en ubicaciones específicas de la estructura, ayudan a ésta a disipar energía sin que requieran de alguna corriente eléctrica para su funcionamiento. Los sistemas de amortiguamiento auxiliar cubiertos en el presente apéndice corresponden únicamente a dispositivos de dicho tipo, específicamente, a los clasificados como masas sólidas y líquidas sintonizadas o resonantes (MSR, MLR) y dispositivos de amortiguamiento del tipo viscoso.

B.2.2 Se denomina sistema estructura-dispositivo de amortiguamiento auxiliar al conjunto de elementos estructurales que resistan las acciones debidas al uso y cargas accidentales de la edificación, o sistema primario, y sistema secundario al compuesto por los sistemas auxiliares de amortiguamiento y sus conexiones al sistema primario.

Comentario:

Se ha demostrado la efectividad de las MSR y MLR (tuned mass damper (TMD) y tuned liquid damper (TLD) en inglés) para reducir la respuesta inducida por el viento (Vickery et al., 1983; Housner et al., 1997; Kareem et al., 1999; Sun et al., 1995; Li et al., 2002; Soong y Spencer, 2022; Tait et al., 2004; Tait, 2008; Love y Tait, 2012; Pozos-Estrada y Gómez, 2019; Love et al., 2021), de manera particular la aceleración (Kwok et al., 2015). Otros sistemas para la reducción de la respuesta dinámica de las estructuras, como lo son sistemas de control activo o híbrido, han demostrado aplicabilidad para la reducción de la respuesta dinámica de las estructuras. Sin embargo, los sistemas cubiertos en este apéndice corresponden a los empleados más comúnmente en las estructuras existentes en México. Se deja abierta la posibilidad a emplear sistemas de amortiguamiento estructural diferentes a los descritos aquí, siempre y cuando la solución que se proponga sea a satisfacción del Instituto, y se demuestre con sustento técnico que su aplicación no se contrapone a los criterios mínimos establecidos en las presentes normas.

B.3 Requisitos generales para el sistema estructura-dispositivo de amortiguamiento auxiliar

B.3.1 El sistema estructura-dispositivo de amortiguamiento auxiliar deberá diseñarse para satisfacer las acciones establecidas en el cuerpo principal de estas normas, de acuerdo con lo que éstas indiquen según su uso, clasificación, configuración y localización.

B.3.2 El diseño del dispositivo de amortiguamiento auxiliar deberá cumplir con las especificaciones referentes a la combinación de los siguientes efectos (cuando sean aplicables): de cargas, de torsión, de segundo orden, bidireccionales, y durante construcción. El último efecto de los mencionados no se considerará cuando el dispositivo de amortiguamiento auxiliar sea contemplado como una medida adicional para reducir la respuesta inducida por el viento en un proyecto existente.

B.3.3 Los sistemas de amortiguamiento auxiliar deberán diseñarse de manera que sean capaces de soportar la respuesta dinámica máxima correspondiente al estado límite más desfavorable para el cual se esté contemplando su uso. Por lo cual, deberá asegurarse que las conexiones del sistema de amortiguamiento auxiliar al sistema primario permanezcan dentro de su intervalo de comportamiento elástico, ante las fuerzas asociadas a dicho estado límite.

B.3.4 Los materiales utilizados para los sistemas de amortiguamiento auxiliar deben tener una durabilidad similar o superior a la de la vida útil del sistema principal.

B.4 Diseño del sistema secundario y del sistema estructura-dispositivo

B.4.1 Para diseñar, construir, e instalar los elementos que integran el sistema secundario, deberán de considerarse los valores máximos de las fuerzas, desplazamientos y velocidades que resulten de los análisis ante el estado límite mayor para el cual se empleó el dispositivo. Estos valores deberán tomar en cuenta efectos de torsión en la estructura, así como considerar la posible adhesión entre las partes del dispositivo debida a corrosión, biodegradación, envejecimiento, humedad u otros agentes que propicien cambios en el funcionamiento del dispositivo durante su vida útil. Debe contemplarse la posibilidad de cambios en las propiedades mecánicas, y cerciorarse que los dispositivos de amortiguamiento no sean sometidos a esfuerzos para los cuales no fueron diseñados.

B.4.2 La distribución de los dispositivos de amortiguamiento auxiliar en la estructura debe ser tal que no se produzcan zonas con concentraciones de deformaciones excesivas. La colocación de los dispositivos de amortiguamiento auxiliar no deberá introducir en el sistema estructura-dispositivo de amortiguamiento auxiliar esfuerzos que hayan sido ignorados durante el diseño de éste.

B.5 Inspección de las estructuras con sistemas de amortiguamiento auxiliar

B.5.1 La verificación de la seguridad de las estructuras que cuenten con sistemas auxiliares de amortiguamiento deberá ser constante. En estructuras clasificadas dentro del Grupo A, será obligatoria la inspección posterior a eventos accidentales importantes. El lapso entre dos inspecciones consecutivas tampoco deberá ser mayor que tres años.

B.5.2 Se deberá desarrollar un programa de inspección y mantenimiento de los dispositivos de amortiguamiento auxiliar en estructuras que cuenten con dichos sistemas. El tiempo que debe cubrir el programa será de al menos la vida útil esperada del dispositivo.

B.6 Pruebas de laboratorio

B.6.1 Todos los dispositivos de amortiguamiento auxiliar deberán ser probados en un laboratorio que permita la evaluación de sus capacidades previamente a su instalación en la estructura.

B.6.2 Las pruebas que se realicen a los dispositivos de amortiguamiento auxiliar deberán ser supervisadas por un equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema.

B.6.3 Se deberá garantizar un buen control de calidad para los prototipos que se analicen en laboratorio. La inspección del dispositivo, previa a su ensayo, deberá realizarse por el equipo de profesionales encargado de la supervisión de las pruebas, quienes determinarán si el prototipo exhibe calidad suficiente para ser probado.

B.6.4 La documentación del sistema de amortiguamiento empleado deberá incluir especificaciones del proyecto, además de las que aseguren que los requisitos de manufactura, proceso, inspección y calidad sean satisfechos durante el diseño, producción, instalación y servicio.

B.6.5 Los dispositivos se deben probar en el laboratorio de forma tal que estén cargados en la misma dirección en la que trabajarán en la estructura. Si se prevé que los dispositivos estarán sometidos a respuestas significativas simultáneas en más direcciones ortogonales, se deberán realizar pruebas que simulen tal efecto.

B.7 Criterios de aceptación

B.7.1 Los elementos que integran la MSR deberán de haber demostrado cumplir, como mínimo, con los siguientes criterios a fin de ser considerados como aceptables para su instalación:

- a) Los resultados de las pruebas a los amortiguadores de la MSR deberán indicar ciclos estables de comportamiento fuerza-desplazamiento, correspondientes a la frecuencia seleccionada para la aplicación de carga
- b) Después de la prueba no deberá haber daño en el dispositivo, ni indicios de fricción excesiva o fluencia en el sistema que compone a la MSR

- c) Los resortes o elementos para la sintonización deberán contar con documentación técnica que especifique las características y propiedades de los valores que se utilicen para el diseño.

B.7.2 Los elementos que integran la MLR deberán de haber demostrado cumplir, como mínimo, con los siguientes criterios a fin de ser considerados como aceptables para su instalación:

- a) El contenedor deberá contar con documentación técnica que especifique las características y propiedades de los valores que se utilicen para el diseño
- b) Los dispositivos de disipación de energía de la MLR, como las pantallas o mallas u otro diferente, deberán contar con documentación técnica que especifique las características y propiedades de los valores que se utilicen para el diseño.

B.7.3 Los amortiguadores del tipo viscoso empleados para los fines aquí descritos deberán haber demostrado en las pruebas experimentales cumplir con lo siguiente, a fin de ser considerados como aceptables para su instalación:

- a) Los resultados de las pruebas a amortiguadores viscosos deberán indicar ciclos estables de comportamiento fuerza-desplazamiento, correspondientes a la frecuencia seleccionada para la aplicación de la carga
- b) Las fuerzas máximas y mínimas para deformación nula, para cualquier ciclo, no diferirán en más de 15 por ciento de las fuerzas máximas y mínimas promedio obtenidas del conjunto de todos los ciclos correspondientes a esa prueba
- c) El área encerrada dentro de las curvas fuerza-desplazamiento de cualquier ciclo no diferirá en más de 15 por ciento del área promedio calculada a partir de todos los ciclos para la temperatura y frecuencia de excitación de esa prueba
- d) El promedio de las fuerzas mínimas y máximas para desplazamiento nulo no diferirá en más de 15 por ciento de los valores que se utilicen para el diseño
- e) Después de la prueba no habrá daño ni señales de fricción excesiva, ni aparecerán señales de fluencia en el sistema que constituye al amortiguador.

B.8 Colocación e inspección

B.8.1 Se deberán establecer planes regulares para la colocación, así como para pruebas e inspección de los dispositivos de amortiguamiento auxiliar. Se deberá dar seguimiento sobre el control de calidad de los dispositivos que se hayan instalado en la obra. Los dispositivos deberán colocarse en lugares accesibles para su inspección, mantenimiento y, en su caso, reemplazo. Se recomienda monitorear el comportamiento dinámico del sistema estructura-disipador mediante la instrumentación necesaria. Con respecto a las conexiones del sistema secundario, se deberá revisar con pruebas de laboratorio la calidad de soldaduras.

B.8.2 Una vez terminada la inspección de sistemas, se deberá realizar un informe en donde se describan todos los comentarios que surjan de la inspección, también es recomendable incluir los certificados de calidad, tanto de los materiales, así como de las pruebas de laboratorio que certifiquen la calidad de los dispositivos.

Comentario:

El Instituto será quien asigne o apruebe la participación del equipo de profesionales que supervise las pruebas. El equipo de profesionales también deberá verificar que los dispositivos de amortiguamiento auxiliar tengan características (geometría, materiales, tipo de conexiones, etc.) similares a las que se instalen en la construcción. La documentación completa sobre los dispositivos de amortiguamiento auxiliar debe incluir información relativa al tipo y propiedades del dispositivo, su comportamiento ante deformaciones cíclicas, así como la influencia de las condiciones ambientales en sus características mecánicas durante su vida útil. Los documentos que verifiquen el correcto desempeño de los dispositivos deberán entregarse al Instituto.

B.9 Documentación

B.9.1 La memoria de cálculo y otros documentos de apoyo deberán incluir información detallada del sistema de amortiguamiento auxiliar empleado. También se deberá indicar la norma o reglamento utilizado durante el diseño, fabricación, ensayo, certificación e instalación del dispositivo.

REFERENCIAS

- ANSI/TIA-222-H. 2017, “Structural Standards for Antenna Supporting Structures and Antennas and Small Wind Turbine Support Structures”, Telecommunications Industry Association.
- Architectural Institute of Japan. 2004, Chapter 6: wind loads. In: Recommendations for Load on Buildings. Tokyo, Japan: AIJ.
- ASCE. 1999, “Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures”. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 67.
- ASCE/SEI 49-12. 2012, “Wind Tunnel Testing for Buildings and Other Structures”. ASCE standard.
- ASCE/SEI 7-22. 2022, “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”. American Society of Civil Engineering.
- ASCE/SEI. 2019, “Prestandard for Performance-Based Wind Design# (Prepared by Structural Engineering Institute (SEI). American Society of Civil Engineers.
- ASTM-E-1300-04. 2004, “Standard Practice for Determining Load Resistance of Glass in Buildings”.
- ASTM-E1997. 2017, “Standard Specification for Performance of Exterior Windows, Curtain Walls, Doors, and Impact Protective Systems Impacted by Windborne Debris in Hurricanes”.
- Blocken, B., Stathopoulos, T., Carmeliet, J. 2007, “CFD simulation of the atmospheric boundary layer: wall function problems”. Atmospheric Environment, 41, 238–252.
- Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory (BLWTL). 1999, “Wind tunnel testing: a general outline”. The University of Western Ontario.
- Burton, M.D. 2006, “Effects of low frequency wind-induced building motion on occupant comfort”, Ph.D. Dissertation, Civil Engineering Department, The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong.
- Burton, M.D., Kwok, K.C.S., Hitchcock, P.A. and Denoon, R.O. 2006, “Frequency dependence of human response to wind-induced building motion”. J. Struct. Eng. - ASCE, 132(2), 296- 303.
- CAN/CGSB-12.20-M89. 1989, “Structural Design of Glass for Buildings”. Canadian General Standards Board.
- CICIND. 1999, “Model code for steel chimneys with commentaries”, International Committee for Industrial Chimneys, Hemel Hempstead, England, (Amendment A – March 2002).
- Davenport, A.G. 1967, “Gust Loading Factors”, Journal of the Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 93, ST3, June, pp. 11-34.
- ESDU. 2012, “Structural members: mean fluid forces on members of various cross sections”. Engineering Sciences Data Unit, 82007.
- Franke, J. 2007, “Introduction to the Prediction of Wind Loads on Buildings by Computational Wind Engineering (CWE)”. In: Stathopoulos, T., Baniotopoulos, C.C. (eds) Wind Effects on Buildings and Design of Wind-Sensitive Structures. CISM International Centre for Mechanical Sciences, vol 493. Springer, Vienna.
- Franke, J., Hellsten, A. Schlünzen, H., Carissimo, B. 2007, “Best Practice Guideline for the CFD Simulation of Flows in the Urban Environment”, COST Action 732 Quality Assurance and Improvement of Microscale Meteorological Models. Cost Office. ISBN 3-00-018312-4.

Franke, J., Hellsten, A. Schlünzen, H., Carissimo, B. 2011, “The COST 732 Best Practice Guideline for CFD simulation of flows in the urban environment: a summary”. *International Journal of Environment and Pollution*, 44(1-4), 419-427.

Guzmán-Solis, V.; Pozos-Estrada, A.; Gómez-Martínez, R. 2020, “Experimental study of wind-induced shear, bending, and torsional loads on rectangular tall buildings”. *Adv. Struct. Eng.* 23, 2982–2995.

Housner G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos, A.G., Claus, R.O., et al. 1997, “Structural control: Past, present and future”. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 123, 897-971.

Kareem, A., Kijewski, T. and Tamura, Y. 1999, “Mitigation of Motions of Tall Buildings with Specific Examples of Recent Applications”. *Wind and Structures*, Vol. 2(3), 201-251.

Kwok, K.C.C., Burton, M.D. and Abdelrazaq, A.K. 2015, “Wind-Induced Motion of Tall Buildings: Designing for Habitability”, ASCE, USA.

Li, S. J., Li, G. Q., Tang, J., Li, Q. S. 2002, “Shallow rectangular TLD for structural control implementation”. *Applied Acoustics*, Vol. 63, 1125 – 1135.

Love, J., & Tait, M. 2012, “A preliminary design method for tuned liquid dampers conforming to space restrictions”. *Engineering Structures*, Vol. 40, 187–197.

Love, J., Morava, B., Robinson, J., & Haskett, T. 2021, “Tuned sloshing dampers in tall buildings: a practical performance-based design approach”. *ASCE*, 26 (3): 04021016.

Canadian Commission on Building and Fire Codes. 2015, “National Building Code of Canada”. v. 1, 714 p.; v. 2, 698 p.

Pozos-Estrada, A. and Gómez, R. 2019, “Parametric Study of the Use and Optimization of Tuned Mass Dampers to Control the Wind- and Seismic-Induced Response of a Slender Monument”. *The structural design of tall and special buildings*, Vol. 28:e1633.

Pozos-Estrada, A., 2018, “A simple procedure to evaluate the wind-induced acceleration in tall buildings: an application to Mexico”, *JCR; Wind and Structures an international journal*, Vol. 27(5), pp. 337 – 345.

Pozos-Estrada, A., Hong, H.P. and Galsworthy, J.K. 2010, “Serviceability Design Factors for Design of Wind-Sensitive Structures”. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 37(5), pp. 728 – 738, ISSN: 0315-1468.

Simiu, E. 2009, “Toward a Standard on the Wind Tunnel Method”, NIST TECHNICAL NOTE 1655.

Solari, G. 1983, “Gust Buffeting. II: Dynamic Alongwind Response”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 2, pp. 383-398.

Soong, T.T., and Spencer, B.F.Jr. 2002, “Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice”. *Engineering Structures*, Vol.24, 243-259.

Sun, L. M., Fujino, Y., Chaiseri, P., Pacheco, B. M. 1995, “The properties of tuned liquid dampers using a TMD analogy”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 967 – 976.

Tait, M. J. 2008, “Modeling and preliminary design of a structure-TLD system”. *Engineering Structures*, Vol. 30, 2644 – 2655.

Tait, M. J., Isyumov, N., El Damatty, A. A. 2004, “The efficiency and robustness of a uni-directional tuned liquid damper and modelling with an equivalent TMD”. *Wind and Structures*, Vol. 7(4), 235 – 250.

Tamura, Y., Chul Kim Y., Kikuchi, H., Hibi, K. 2014, “Correlation and combination of wind force components and responses”. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 125: 81-93.

Tamura, Y., Kikuchi, H., Hibi, K. 2003, "Quasi-static wind load combinations for low- and middle-rise buildings". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 91: 1613-1625.

Tamura, Y., Kikuchi, H., Hibi, K. 2008, "Peak normal stresses and effects of wind direction on wind load combinations for medium-rise buildings". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 96: 1043-1057.

Tominaga, Y., Mochida, A., Yoshie, R., Kataoka, H., Nozu, T., Yoshikawa, M., Shirasawa, T. 2008, "AIJ guidelines for practical applications of CFD to pedestrian wind environment around buildings". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 96, 1749-1761.

Vickery, B.J., Isyumov, N., and Davenport, A.G. 1983, "The role of damping, mass and stiffness in the reduction of wind effects on structures". *J. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 11, 285 – 294.

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

ÍNDICE

NOTACIÓN	3
TERMINOLOGÍA	5
ESTÁNDARES	10
1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	14
1.1 Alcance	14
1.2 Unidades	14
2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO	15
2.1 Objetivo	15
2.2 Revisión de antecedentes.....	15
2.3 Reconocimiento del sitio.....	20
2.4 Investigación de las colindancias.....	21
2.5 Exploraciones.....	21
2.6 Determinación de las propiedades del suelo en el laboratorio.....	28
2.7 Condiciones piezométricas y hundimiento regional	31
2.8 Modelo geotécnico	32
3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES.....	34
3.1 Estados límite	34
3.2 Acciones de diseño	35
3.3 Factores de carga y de resistencia	37
3.4 Cimentaciones someras (zapatas y losas)	37
3.5 Cimentaciones compensadas	44
3.6 Cimentaciones con pilotes o pilas	46
3.7 Cimentaciones especiales	65
3.8 Cimentaciones abandonadas	66
4. ASPECTOS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN	67
4.1 Introducción.....	67
4.2 Condiciones de diseño	67
4.3 Cimentaciones someras	67
4.4 Cimentaciones compensadas	67
4.5 Cimentaciones con pilotes o pilas	67
5. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS EXCAVACIONES.....	69
5.1 Estados límite	69
5.2 Estados límite de falla	69
5.3 Estados límite de servicio	72
5.4 Aspectos sísmicos	73
5.5 Excavaciones suspendidas.....	75
5.6 Anclajes y sistemas de anclaje	75
6. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN	78
6.1 Introducción.....	78
6.2 Estados límite de falla	79
6.3 Estados límite de servicio	80
6.4 Aspectos sísmicos	80

6.5 Muros mecánicamente estabilizados.....	82
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	83
7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones	83
7.2 Excavaciones	87
8. MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DE EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES.....	91
9. MEJORAMIENTO DE SUELOS Y ROCAS.....	94
9.1 Introducción.....	94
9.2 Cimentaciones sobre rellenos controlados.....	94
9.3 Sustitución	95
9.4 Compactación dinámica.....	95
9.5 Vibrocompactación.....	95
9.6 Precarga	96
9.7 Congelación de suelos.....	96
9.8 Inclusiones.....	96
9.9 Inyecciones	97
9.10 Clavos (Soil nailing).....	97
9.11 Vegetación	97
9.12 Otros métodos.....	98
10. RENIVELACIONES Y RECIMENTACIONES	99
11. INFORME GEOTÉCNICO Y MEMORIA DE DISEÑO.....	100
11.1 Introducción.....	100
11.2 Informe geotécnico	100
11.3 Memoria de diseño geotécnico.....	101
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS	102

NOTACIÓN

A	área del cimientto
A'	área efectiva del cimientto
A_L	área lateral de un pilote
A_p	área transversal de la base del pilote o de la pila
A_T	área tributaria de pilotes o pilas
B	ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes o pilas
B'	ancho efectivo de la cimentación
C_f	capacidad de carga por adherencia lateral, para suelos cohesivos, o capacidad de carga por fricción lateral, para suelos friccionantes
C_p	capacidad de carga por punta
C_R	coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilotes o pilas apoyados en un estrato duro
c_u	cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)
D	diámetro del pilote o pila
D_f	profundidad de desplante
D_{perf}	diámetro de perforación previa
D_r	compacidad relativa
E	módulo de elasticidad del material. En el caso de suelos arcillosos, deberá distinguirse entre el módulo en condiciones no drenadas, E , y el módulo en condiciones drenadas, E'
e	distancia a partir del eje longitudinal o transversal del cimientto en la que actúa la fuerza excéntrica resultante de las acciones sobre dicho cimientto
e_o	relación de vacíos inicial
F_C	factor de carga
F_R	factor de resistencia, especificado en la sección 3.2
FN	fricción negativa a lo largo del fuste de un pilote o pila
FP	fricción positiva a lo largo del fuste de un pilote o pila
G	módulo de rigidez al cortante del suelo
H	espesor de un estrato de suelo
h_c	altura de la construcción
h_i	espesor de una capa impermeable
h_w	altura piezométrica en el lecho inferior de una capa impermeable
I	momento de inercia de la sección transversal de un pilote
K	Rigidez dinámica
L	longitud del pilote o pila
L'	longitud efectiva de una cimentación
L_e	longitud de un pilote o pila empotrada en el estrato resistente
m	número de estratos a lo largo del fuste del pilote o pila
N	número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P_c
N_c	coeficiente de capacidad de carga
N_c^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ_u
$N_{máx}, N_{mín}$	coeficientes para el cálculo de N_q^*
N_p	número de pilotes o pilas
N_q	coeficiente de capacidad de carga
N_q^*	coeficiente de capacidad de carga para pilotes o pilas
N_γ	coeficiente de capacidad de carga
P	perímetro de la construcción
P_c	fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro
P_p	perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas
p_v	presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
\bar{p}_v	presión vertical efectiva a la profundidad de desplante
R	capacidad de carga reducida del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas
r	capacidad de carga reducida de cimentaciones someras o compensadas
S	separación entre pilotes o pilas
V_s	velocidad de propagación de onda de corte
w	peso unitario medio de la estructura

Z	profundidad del nivel freático bajo el nivel de desplante de la cimentación
z	profundidad a la que se realiza el cálculo de Δe
z_i	profundidad media del estrato i
z_0	profundidad del eje neutro en un pilote o pila
α	coeficiente de adherencia lateral pilote-suelo o pila-suelo
β	coeficiente de fricción lateral pilote-suelo o pila-suelo
γ	peso volumétrico del suelo
γ'	peso volumétrico sumergido del suelo
γ_m	peso volumétrico total del suelo
γ_w	peso volumétrico del agua
Δe	variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo Δp inducido a la profundidad Z por la carga superficial
ΔH	asentamiento de un estrato de espesor H
Δp	incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial
σ_v	esfuerzo vertical efectivo
$\Delta \sigma_{z_0}$	incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad z_0
Δz	espesores de sub-estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes
δ	inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical
λ	coeficiente para el cálculo de ϕ
ξ	porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico
ν	relación de Poisson. En el caso de suelos arcillosos, deberá distinguirse entre la relación de Poisson en condiciones no drenadas, ν_s y la relación de Poisson en condiciones drenadas, ν' .
$\Sigma Q F_c$	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por sus respectivos factores de carga
$\Sigma q F_c$	suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga
ϕ	ángulo de fricción interna del material
ϕ_u	ángulo de fricción aparente
ϕ^*	ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo

Espacio en blanco dejado de manera intencional

TERMINOLOGÍA

Acciones

Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. Generalmente denominadas cargas. El término acciones es más amplio, ya que incluye cambios de temperatura, hundimientos, viento, sismo, entre otros.

Área tributaria

Área donde actúa la carga que se transmite a un miembro estructural de interés.

Base de la estructura

Nivel en el cual se admite que los movimientos horizontales del suelo producidos por un sismo se transmiten a la edificación. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel del terreno.

Capacidad de carga última de una cimentación o elemento de cimentación

Máxima resistencia que una cimentación o un elemento de cimentación puede oponer a la fuerza o combinación de fuerzas considerada antes de llegar a un estado de falla.

Capacidad de carga unitaria última de una cimentación

Es la anterior referida a unidad de superficie de la cimentación.

Capacidad de carga reducida de una cimentación

Producto de la capacidad de carga última de la cimentación, calculada de acuerdo con la NTC-Cimentaciones, por el factor de resistencia F_R correspondiente. En ingeniería estructural, esta capacidad reducida suele llamarse “resistencia de diseño”.

Carga de servicio

Todas las cargas, estáticas o transitorias, impuestas a una estructura o un elemento durante su operación, sin la aplicación de factores de carga.

Carga factorizada

Carga multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de las NTC.

Carga viva máxima W_m

Valor máximo probable de una carga que varía significativamente en el tiempo durante la vida esperada de la edificación.

Carga viva instantánea W_a

Valor máximo probable de la carga viva en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo.

Carga media W

Valor medio que puede tomar una acción en un lapso de varios años. Se empleará para estimar efectos de largo plazo, como son asentamientos y flechas.

Carga muerta

Sinónimo de carga permanente. Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.

Carga viva

Sinónimo de acciones variables. Son las cargas que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Incluye las acciones derivadas del uso del edificio y que pueden variar en forma importante en el tiempo. Incluye las cargas debidas al mobiliario, equipo, personas y vehículos.

Cimbra

Molde o estructura provisional, fabricada con madera, metal o plástico, el cual tiene la forma del elemento a construir. Dentro de ella es colada la mezcla de concreto fresco.

Cimentación

Parte de la estructura que está en contacto con el suelo y sirve para transmitir a éste las cargas generadas por la edificación.

Claro

Dimensión horizontal entre los dos apoyos de una viga o losa.

Claro libre

Dimensión horizontal entre las caras internas de los dos apoyos de una viga o losa.

Columna

Elemento, usualmente vertical o predominantemente vertical, usado principalmente para resistir carga axial de compresión, aunque puede resistir momento, fuerza cortante y torsión. Normalmente tienen una relación entre la altura y la menor dimensión transversal mayor que 3.

Componente estructural

Parte de la estructura que contribuye a la estabilidad de la misma ante las acciones de diseño; puede estar formado por uno o varios elementos estructurales.

Comportamiento no lineal

Intervalo de comportamiento en que la relación entre las deformaciones y la carga aplicada deja de ser linealmente proporcional.

Conexión

Sistema de unión entre dos o más elementos o componentes estructurales.

Consideraciones para evaluar la seguridad estructural

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine.

Deflexiones

Las deflexiones verticales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas nominales. Las deflexiones verticales y los desalineamientos excesivos se deben principalmente a tres factores: (1) cargas gravitacionales muertas y vivas (2) efectos de temperatura y hundimientos diferenciales y (3) tolerancias de construcción y errores.

Ecuaciones constitutivas

Relaciones funcionales entre esfuerzos y deformaciones que permiten describir el comportamiento mecánico del suelo en distintas condiciones.

Edificación

Cualquier estructura cuyo uso intencional incluye dar abrigo, protección y refugio a ocupantes humanos.

Esfuerzo

Fuerza por unidad de área.

Especialista en Ingeniería Geotécnica

Profesionista especializado en la aplicación de la mecánica de suelos y de rocas a problemas de Ingeniería Civil.

Espécimen

Objeto que es motivo de ensayo en el laboratorio.

Estado límite

Inicio u ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de una construcción debido a una combinación de fuerzas, desplazamientos y/o niveles de fatiga.

Estado límite de falla

Modo de comportamiento que pone en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

Estado límite de servicio

Modo de comportamiento que implica la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

Evaluación de la seguridad estructural

Determinación de la probabilidad de que no se exceda un estado límite dado ante la acción de un nivel de cargas de diseño.

Factor de carga, F_c

Factor que se aplica a una acción o fuerza interna (de servicio) para obtener el valor de diseño. La carga de diseño se determina de modo que la probabilidad de que el nivel de la acción considerada sobre la estructura exceda el valor de diseño sea pequeña.

Factor de resistencia, F_R

Factor menor que la unidad que se aplica a la resistencia nominal para obtener la resistencia de diseño. La resistencia de diseño se determina de modo que la probabilidad de que la resistencia considerada no alcance el valor de diseño sea baja. En ingeniería geotécnica, la resistencia de diseño suele llamarse “Capacidad de carga reducida”.

Fricción negativa, FN ,

Fuerza de arrastre que se desarrolla sobre algún elemento de la cimentación, y en particular sobre pilotes o pilas, debido a movimientos verticales relativos elemento-suelo, asociados a la consolidación del suelo.

Módulo de elasticidad

Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tensión o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material. En el caso de suelos arcillosos, debe distinguirse entre el módulo en condiciones no drenadas, E , y el módulo en condiciones drenadas, E' .

Módulo de rigidez al cortante

Relación entre el esfuerzo tangencial y la deformación angular correspondiente.

Muro de contención

Elemento, generalmente vertical, con una dimensión pequeña con respecto a la otra en su sección transversal, utilizado para contener masas de suelo natural o artificial.

Normas

Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

NTC-Acero

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

NTC-Cimentaciones

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC-Concreto

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-Criterios

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

NTC-Evaluación y Rehabilitación

Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

NTC-Madera

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

NTC-Mampostería

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-Proyecto Arquitectónico

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

NTC-Revisión

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

NTC-Sismo

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

NTC-Viento

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

Proyectista

Persona física con cédula profesional encargada de realizar el proyecto de obra nueva o de rehabilitación, de la estructura y/o cimentación, de acuerdo con el reglamento de construcciones local.

Proyecto ejecutivo de obra

Conjunto de planos, memorias descriptivas y de cálculo, catálogo de conceptos, normas y especificaciones que contiene la información y define el proceso de la rehabilitación de un inmueble.

Puntal

Elemento horizontal que permite asegurar la estabilidad de estructuras de contención en excavaciones.

Reforzamiento

Incremento de la capacidad para resistir cargas de una estructura, de un sistema, de un componente o de un elemento estructural o del suelo de cimentación.

Refuerzo

Elementos como barras, alambres, hebras, fibras u otros que son embebidos o anclados con un elemento estructural para que juntos resistan las fuerzas del sistema.

Rehabilitación

Proceso de intervención estructural para recuperar las condiciones originales (reparación) o para mejorar el comportamiento de elementos y sistemas estructurales para que la edificación cumpla con los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños establecidos en el Reglamento; incluye a la recimentación, reforzamiento, reparación y rigidización.

Relación de Poisson

Relación entre deformación unitaria horizontal y deformación unitaria vertical en un material con comportamiento elástico. En el caso de suelos arcillosos, debe distinguirse entre la relación de Poisson en condiciones no drenadas, ν , y la relación de Poisson en condiciones drenadas, ν' .

Reparación

Reemplazo o corrección de materiales, componentes o elementos de una estructura o de su cimentación que se encuentran dañados o deteriorados con el fin de recuperar su capacidad original.

Revisión de la seguridad estructural

Comprobación de los estados límite de falla y de servicio de la estructura y de su cimentación.

Rigidez

Oposición de un material o elemento estructural a ser deformado. Carga necesaria para producir un desplazamiento unitario.

Rigidización

Adición de elementos, componentes o sistemas para reducir los desplazamientos y las deformaciones.

Seguridad estructural

Nivel de cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio de una estructura y de su cimentación establecidos en el reglamento de construcciones local y sus normas técnicas complementarias.

Valor esperado

Valor medio de una propiedad o parámetro.

Valor esperado de resistencia

Valor medio de la resistencia que un material estructural exhibe para el intervalo de deformaciones en que debe trabajar durante la acción de diseño.

Viga

Elemento estructural de eje recto que cubre un claro horizontal o sensiblemente horizontal y en que el peso propio y las cargas externas inducen principalmente momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Sinónimos: trabe o, en el caso de cimentaciones: contratrabe.

Voladizo

Viga, losa o muro de contención empotrados en un extremo y libre en el otro.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

ESTÁNDARES**American Association of Highway and Transportation Officials (AASHTO)**

American Association of Highway and Transportation Officials, AASHTO. (2022). T-207, Standard method of test for thin-walled tube sampling of soils.

American Drilled Shaft Contractors (ADSC)

American Drilled Shaft Contractors, ADSC. (2021). Recommended Industry Practices for Safe Working Platforms for Construction Equipment. (P. D. Association, Ed.) Deep Foundations Institute.

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

American Society for Testing Materials, ASTM. (2000). D4318, Standard test methods for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2002). D2938, Standard test methods for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2003). D5333, Standard test methods for measurement of collapse potential of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2004). D427, Standard test methods for shrinkage factors of soils by mercury method. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2004). D7015, Standard practice for obtaining undisturbed block cubical and cylindrical samples of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2005). ASTM-5882, Standard test method for low strain integrity testing of piles. USA. doi:10.1520/D5882-16

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007). D 1143, Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D1143_D1143M-20

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007). D422, Standard test methods for particle size analysis of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007b). D3689, Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D3689_D3689M-22

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). ASTM 6760, Standard test method for integrity testing of concrete deep foundations by ultrasonic crosshole testing. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D6760-16

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). D1587, Standard method of test for thin walled tube sampling of soil. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). D3967, Standard test methods for splitting tensile strength of intact rock core specimens. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D1586, Standard test methods for penetration test and split barrel sampling of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D2435, Standard test methods for one dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D4767, Standard test methods for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D5311, Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2013). D3966, Standard Test Method for Deep Foundations Under Lateral Load. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D3966_D3966M-22

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4220, Standard practice for preserving and transporting soil samples, drive sampling of soils. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4428, Standard testing methods for Crosshole-seismic testing. Book of ASTM Standards. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4945, Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D4945-17

- American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D7949, Standard test methods for thermal integrity profiling of concrete deep foundations. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2015). D2850, Standard test methods for unconsolidated undrained triaxial compression test on cohesive soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2015). D6635, Standard test methods for performing the flat plate dilatometer. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D1452, Standard test methods for soil exploration and sampling by auger boring. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D5607, Standard test methods for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens under constant normal force. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D5731, Standard test methods for determination of the point load strength index of rock and application to rock strength classification. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D2487, Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified soil Classification System). Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D3550, Standard practice for thick wall, ring-lined, split barrel, drive sampling of soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D7928, Standard test methods for particle size distribution of fine grained soils using the sedimentation analysis. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D854, Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D2488, Standard practice for description and identification of soils (Visual Manual Procedure). Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D2573, Standard test method for field vane test in cohesive soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D420, Standard Guide to Side Characterization for Engineering Design and Construction Purposes. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D4427, Standard classification of peat samples by laboratory testing. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D5777, Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D7128, Standard guide for using the seismic reflection method for shallow subsurface investigation. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D8169, Standard Test Method for Deep Foundations Under Bidirectional Static Axial Compressive Load. Book of ASTM Standards. USA. doi:10.1520/D8169_D8169M-18
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2019). D2216, Standard test methods for laboratory determination of water content of soil and rock by mass. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2019). D7400, Standard testing methods for downhole seismic testing. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D2974, Standard test methods for moisture, ash, and organic matter of peat and other organic soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D4719, Standard test method for pressuremeter testing in soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D5429, Standard guide for selecting surface geophysical methods. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D5778, Standard test methods for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D7181, Standard test methods for consolidated drained triaxial compression test for soils. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D4015, Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D6572, Standard test methods for determining dispersive characteristic of clayey soils by the crumb test. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D7263, Standard test methods for laboratory determination of density and unit weight of soil specimens. Book of ASTM Standards. USA.
- American Society for Testing Materials, ASTM. (2022). D2434, Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of coarse grained soils. Book of ASTM Standards. USA.

Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR)

Asociación Española de Normalización y Certificación, AENOR. (2001). Normas. Madrid, España.

Canadian Geotechnical Society (CGS)

Canadian Geotechnical Society, CGS. (2006). Canadian Foundation Engineering Manual, 4th edition . Canadá.

Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR)

Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR. (1987). Manual de diseño geotécnico Tomo I. México: Departamento del Distrito Federal, Secretaría General de Obras.

Comisión Federal de Electricidad (CFE)

Comisión Federal de Electricidad, CFE. (2015). Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo C.1.3: "Diseño por sismo". Ciudad de México.

Comisión Federal de Electricidad, CFE. (2017). Manual de diseño de Obras Civiles. Capítulo B.2 "Pruebas de Laboratorio para Determinar las Propiedades de los Suelos y Enrocamientos": Sección B: Geotecnia Tema 2: "Mecánica de Suelos". México.

Comisión Federal de Electricidad (2017). Manual de Diseño de Obras Civiles. Capitulo C.2.1: "Diseño estructural de cimentaciones". Ciudad de México.

Comisión Nacional del Agua (CONAGUA)

Comisión Nacional del Agua, CONAGUA. (2012). Manual de Mecánica de Suelos. Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas. México.

Department of Transportation, USA: Federal Highway Administration

Department of Transportation, USA: Federal Highway Administration. S (2017). Reference Manual, vols. I and II. FHWA NHI-06-019/20. Washington, U.S.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC)

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC. (2009). Manual de construcción de suelo-cemento.

Laboratorio de Geotecnia (CEDEX)

Laboratorio de Geotecnia - CEDEX. (2010). Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE)

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE). (2002). NMX-C-431-ONNCCE-2002 Industria de la Construcción - Geotecnia - Cimentaciones - Toma de Muestra Alterada e Inalterada - Métodos de Prueba. México.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (2018). NMX-C-493-ONNCCE-2018, Industria de la Construcción - Geotecnia - Límites de Consistencia de Suelos - Método de Prueba. México.

Secretaría de Recursos Hidráulicos (SARH)

Secretaría de Recursos Hidráulicos, SARH. (1970). Manual de Mecánica de Suelos, Quinta Edición. México: Dirección de proyectos, Departamento de Ingeniería Experimental. México.

Secretaría del Medio Ambiente (SEDEMA)

Secretaría del Medio Ambiente, SEDEMA. (2021, julio 20). Norma Ambiental para la Ciudad de México NACDMX-007-RNAT-2019. Gaceta Oficial de la Ciudad de México. CDMX, México: Gobierno de la Ciudad de México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (2002). Manual de construcción geotécnica. México.

The European Union Per Regulation

The European Union Per Regulation (1997). Aspects of pile design following. Eurocode 7, Part 1, Section 7.

The European Union Per Regulation (2014). Eurocode 7 approach, Geotechnique, 64, 513-525.

The European Union Per Regulation (2015). The new French standard for the application of Eurocode 7 to deep foundations European Conference in Geo-Environment and Construction. Tirana, Albania.

U.S. Army Corps Engineers

U.S. Army Corps Engineers (1991, January 15). Design of pile foundations. Engineer Manual, Engineering and Design. Washington, DC.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.1.1 La presente Norma no es un manual de diseño y por tanto no es exhaustiva. Sólo tiene por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento. Los aspectos no cubiertos por ella quedan a criterio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural y del Especialista en Ingeniería Geotécnica y serán de su responsabilidad. La presente Norma es de carácter obligatorio. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan también puede ser aceptable, pero requerirá la aprobación expresa de la Administración.

1.1.2 El estudio geotécnico, los planos de excavación y los planos de cimentación deberán ser firmados por el Especialista en Ingeniería Geotécnica. En la Norma Técnica Complementaria para la Revisión y Dictamen de la Seguridad Estructural de las Edificaciones (NTC-RDSEE) y en la Norma Técnica Complementaria para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017 (NTC-RSEC), se definen las obligaciones del Especialista en Ingeniería Geotécnica al intervenir en el marco definido por dichas normas

1.2 Unidades

1.2.1 En los estudios para el análisis y diseño de cimentaciones, se usará un sistema de unidades coherente, de preferencia el Sistema Internacional (SI). Sin embargo, en este último caso, respetando la práctica común en mecánica de suelos en México, será aceptable usar como unidad de fuerza la tonelada métrica, que se considerará equivalente a 10 kN.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Objetivo

2.1.1 El objetivo de la campaña de exploración geotécnica es definir las condiciones geotécnicas del subsuelo y el modelo geotécnico para el análisis y diseño de las cimentaciones y obras geotécnicas relacionadas tales como excavaciones y mejoramiento del suelo, entre otras. Además, la campaña debe permitir identificar la existencia de materiales sueltos superficiales, terrenos con problemas geotécnicos particulares (i.e., materiales expansibles, colapsables, tubificables, contaminados, carbonatados, por mencionar algunos), así como de grietas, fallas, zonas con desplazamiento diferido (creep), oquedades naturales, túneles o galerías artificiales, estructuras o cimentaciones enterradas. Deberá determinarse la historia de las variaciones del nivel de aguas freáticas y presiones de poro en el subsuelo asociados al hundimiento regional.

Comentario:

Las condiciones geotécnicas por determinar incluyen la ubicación en el subsuelo de las diferentes unidades y estructuras geotécnicas, resaltando aquellas que pudieran generar problemas en el comportamiento de la cimentación (expansiones, grandes deformaciones, resistencia cortante bajas, fracturamiento, agrietamiento, subsidencia, etc.).

La investigación del subsuelo debe permitir observar la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas o variaciones fuertes de estratigrafía. Se deberá evaluar la historia de cargas a las que haya estado sometido el predio y cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia.

2.2 Revisión de antecedentes

2.2.1 Previamente al reconocimiento del sitio, se llevará a cabo una revisión bibliográfica referente a los temas de geología, zonificación geotécnica y sísmica, estratigrafía, piezometría, hundimiento regional, agrietamiento, oquedades y contaminantes, con el fin de planear la campaña de investigación del subsuelo.

Comentario:

La Geología del valle de México ha sido descrita por Mooser et al. (1975, 1996, 2018). Las características del subsuelo de la ciudad de México se presentan en Reséndiz et al. (1970), Santoyo et al. (2005) y Marsal et al. (1959, 2017). Asimismo, pueden consultarse los mapas de riesgo publicados por el Gobierno de la CDMX. La información consultada debe ser verificada en campo mediante inspección y exploración directa.

2.2.2 Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de la presente Norma, la Ciudad de México (CDMX) se divide en tres zonas: I (Lomas, párrafo 2.2.3), II (Transición, párrafo 2.2.4) y III (Lago, párrafo 2.2.6). En la figura 2.2.2, se muestran las porciones de la Ciudad de México cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación geotécnica. Esta figura solamente podrá usarse para definir la zona a la que pertenece un predio dado en el caso de las construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras definidas en el inciso a) de la tabla 2.5.2. En este caso, los predios ubicados cerca de las fronteras entre dos de las zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable. En cualquier otro caso, la zona se definirá a partir de exploraciones directas del subsuelo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

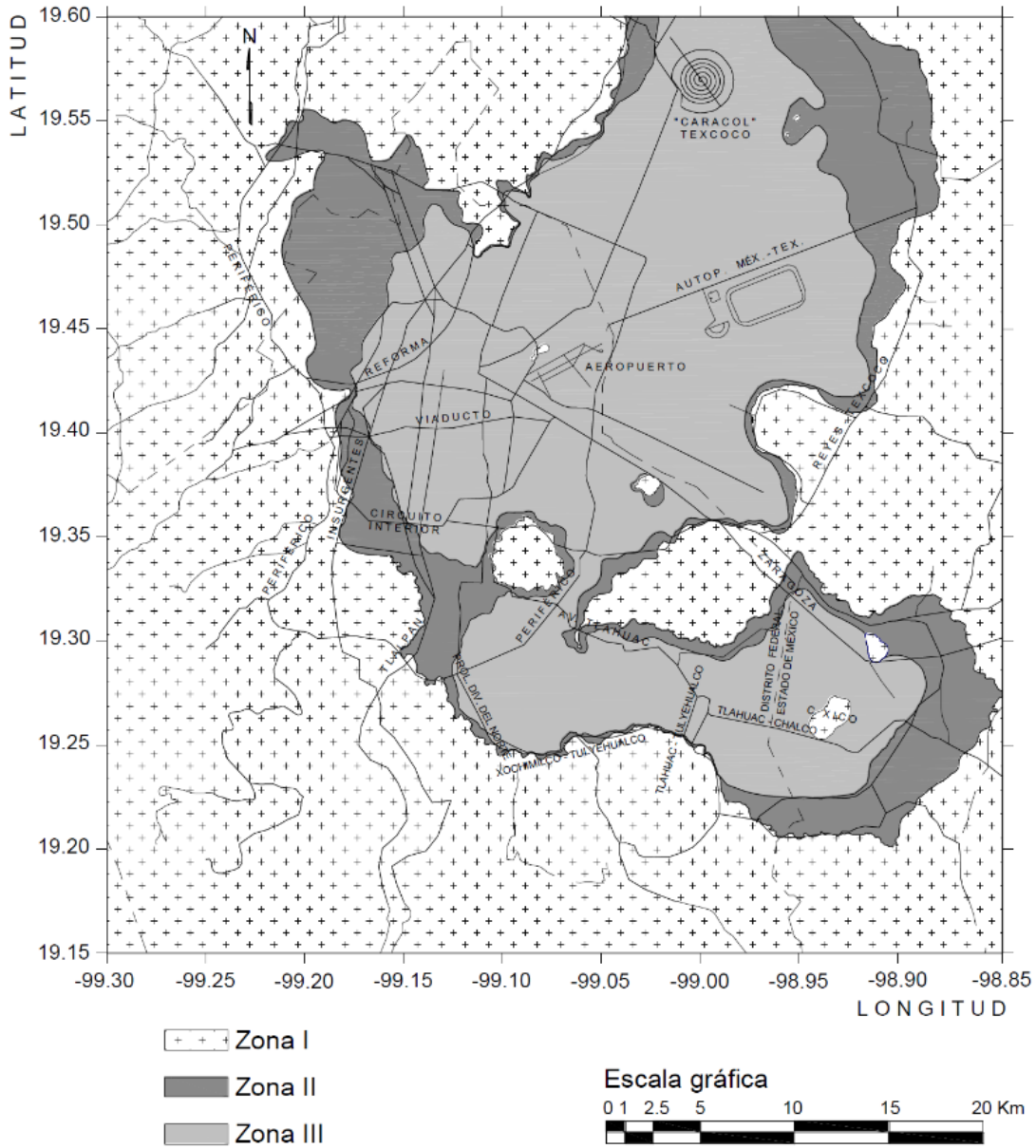


Figura 2.2.2 - Zonificación geotécnica.

Comentario:

Se deberá tener presente que, como resultado de la investigación del terreno, es posible encontrar sitios con características del subsuelo que correspondan a una zona geotécnica distinta a la indica en el mapa de zonificación geotécnica. Asimismo, las fronteras entre las zonas de transición y lacustres cambian con el tiempo por efecto del hundimiento regional. En efecto, el hundimiento regional modifica los espesores y las propiedades índice y mecánicas de los estratos arcillosos (Méndez, 1991).

2.2.3 Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades naturales en roca, tales como tubos lávicos en los flujos de lava ocurridos al sur de la ciudad; así como cavernas y galerías excavadas en suelos para explotar minas de arena, principalmente en los lomeríos del poniente de la ciudad, en la Sierra de Santa Catarina y en el Cerro de La Estrella, así como rellenos artificiales no controlados. En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo,

para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes, así como del análisis de fotografías aéreas antiguas y/o imágenes de satélite. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin control. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes, debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. Asimismo, se deberán inspeccionar y caracterizar los cortes o taludes naturales cercanos a fin de identificar condiciones de estabilidad (agrietamientos o movimientos), así como estudiar su estabilidad. Adicionalmente, se investigará la posible afectación de los cuerpos de agua que se encuentren cercanos al proyecto. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro o debajo de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas de la Ciudad de México, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

Comentario:

La estratigrafía de la zona de Lomas consiste en tobas volcánicas originadas por flujos piroclásticos y rocas ígneas extrusivas. Cubriendo las tobas o las rocas volcánicas se encuentran capas de suelo vegetal, pero es también frecuente encontrar rellenos antrópicos no controlados.

2.2.4 Zona II. Transición, en la que, superficialmente, pueden existir rellenos antrópicos y suelos afectados por secado solar de espesores variables desde unos centímetros hasta varios metros y, posteriormente, un depósito constituido predominantemente por estratos de arcilla lacustre intercalados con capas de arena limosa compacta, arena limpia o limos arenosos, con un espesor máximo del depósito de 20m. A mayor profundidad, se presentan depósitos aluvio o fluvio-lacustres más competentes. En esta zona pueden encontrarse diferentes anomalías estratigráficas como: corrientes lávicas superficiales o intercaladas entre los depósitos arcillosos, oquedades naturales o antrópicas, abanicos o conos aluviales con boleos, zonas de agrietamiento, galerías de minas, rellenos no controlados, cimentaciones enterradas y terrenos contaminados. La existencia y características de estas anomalías deberán ser investigadas con métodos de exploración directos.

Comentario:

Los abanicos aluviales con boleos del poniente de la Ciudad de México se inician en la zona de Lomas y se extienden hacia la Lacustre (Figura C2.2.4; Auvinet et al., 2017). En caso de encontrarse este tipo de depósitos en la zona III, se considerará que el predio se ubica en zona de transición (II).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

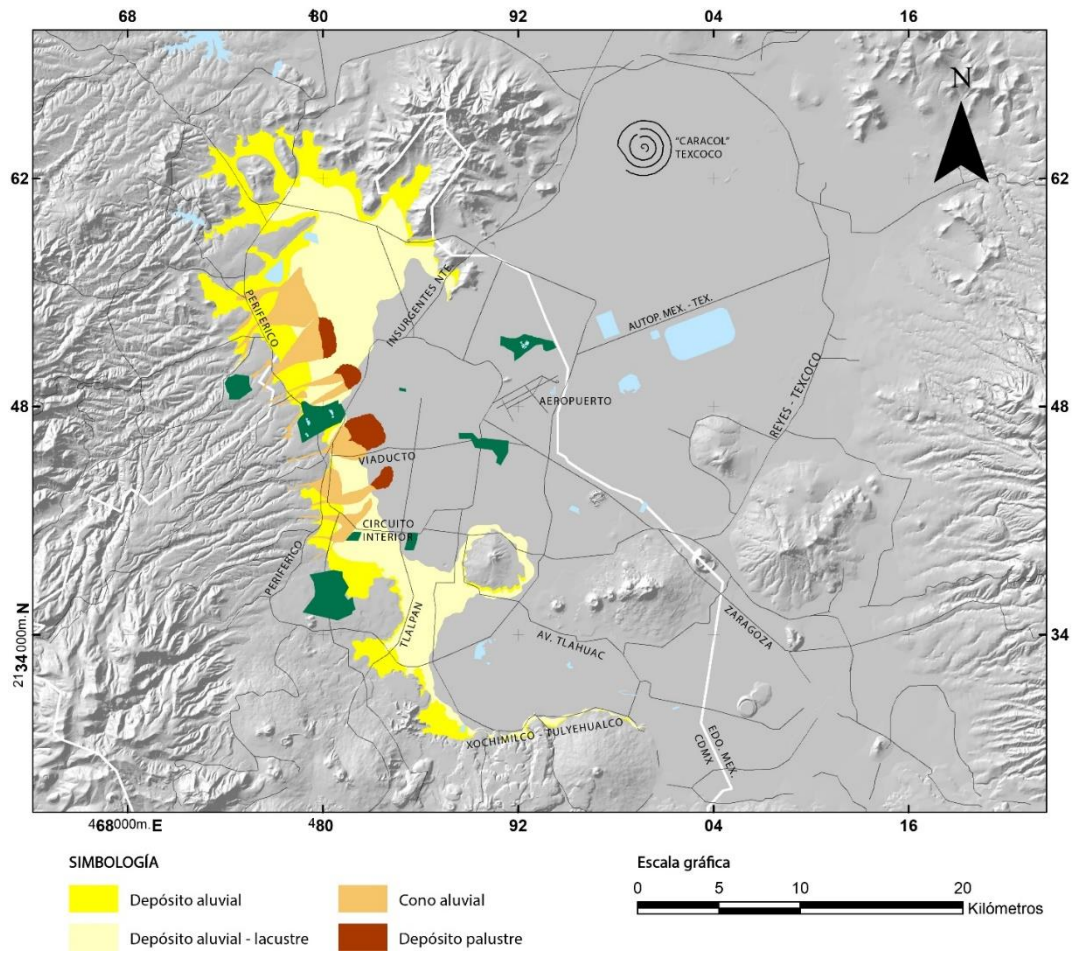


Figura C2.2.4 - Ubicación aproximada de los principales conos aluviales en la zona II (Auvinet et al., 2017).

2.2.5 En caso de encontrar grietas, estas deberán ser caracterizadas (familias de agrietamiento, profundidad, longitud, rumbo y echado, separación y movimientos relativos entre las paredes de las grietas, relleno, persistencia, etc.). Se establecerá su origen y se definirá si se encuentran activas.

Comentario:

En la Ciudad de México se han identificado varias áreas particularmente susceptibles de presentar agrietamiento por asentamiento diferencial del terreno y por fracturamiento hidráulico (Figura C2.2.5; Auvinet et al., 2017; Auvinet et al., 2020; Auvinet et al., 2022).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

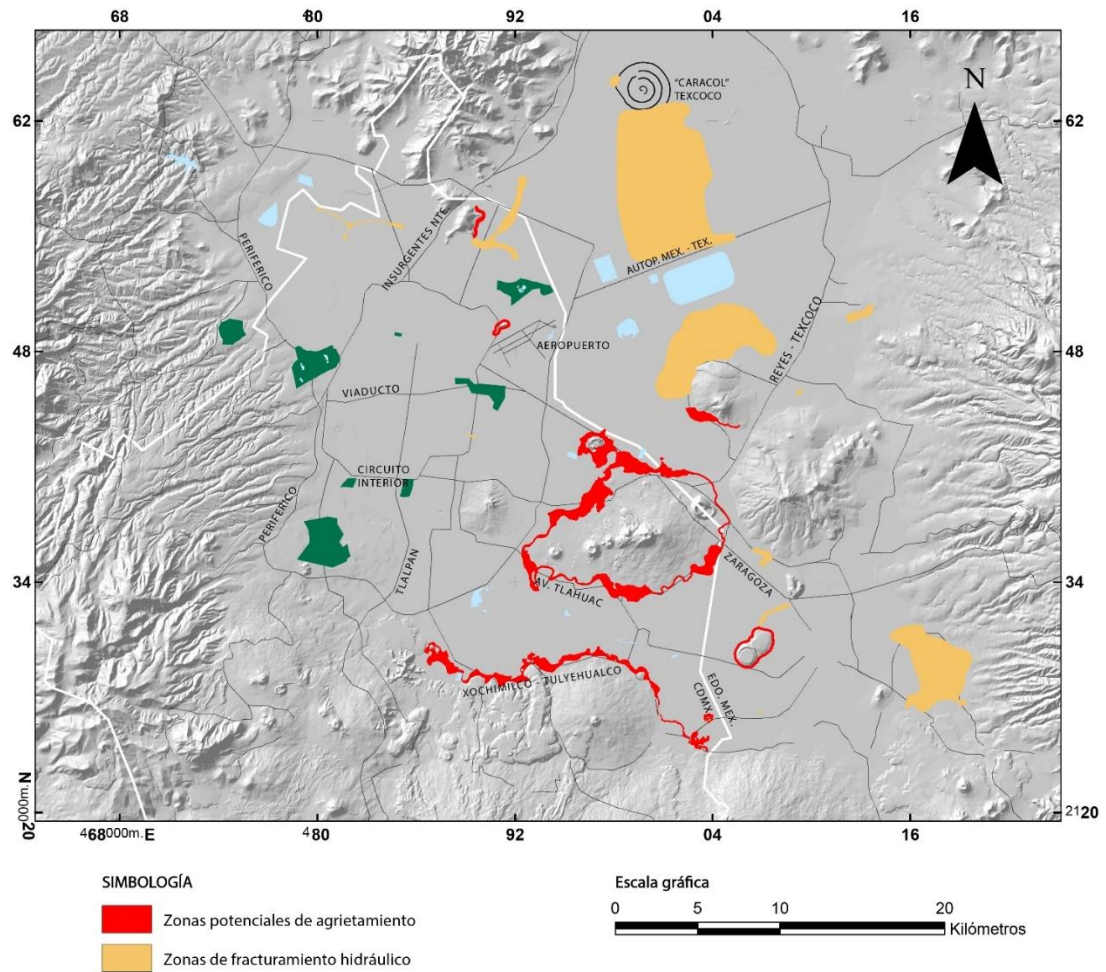


Figura C2.2.5 - Ubicación aproximada de las principales áreas susceptibles de presentar agrietamiento por asentamiento diferencial del terreno y por fracturamiento hidráulico (Auvinet et al., 2017).

2.2.6 Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla lacustre altamente compresible, separados por capas arenosas, medianamente compactas a muy compactas, con contenido diverso de ceniza volcánica, limo o arcilla, y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos antrópicos de espesores variables desde unos centímetros hasta varios metros. El espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

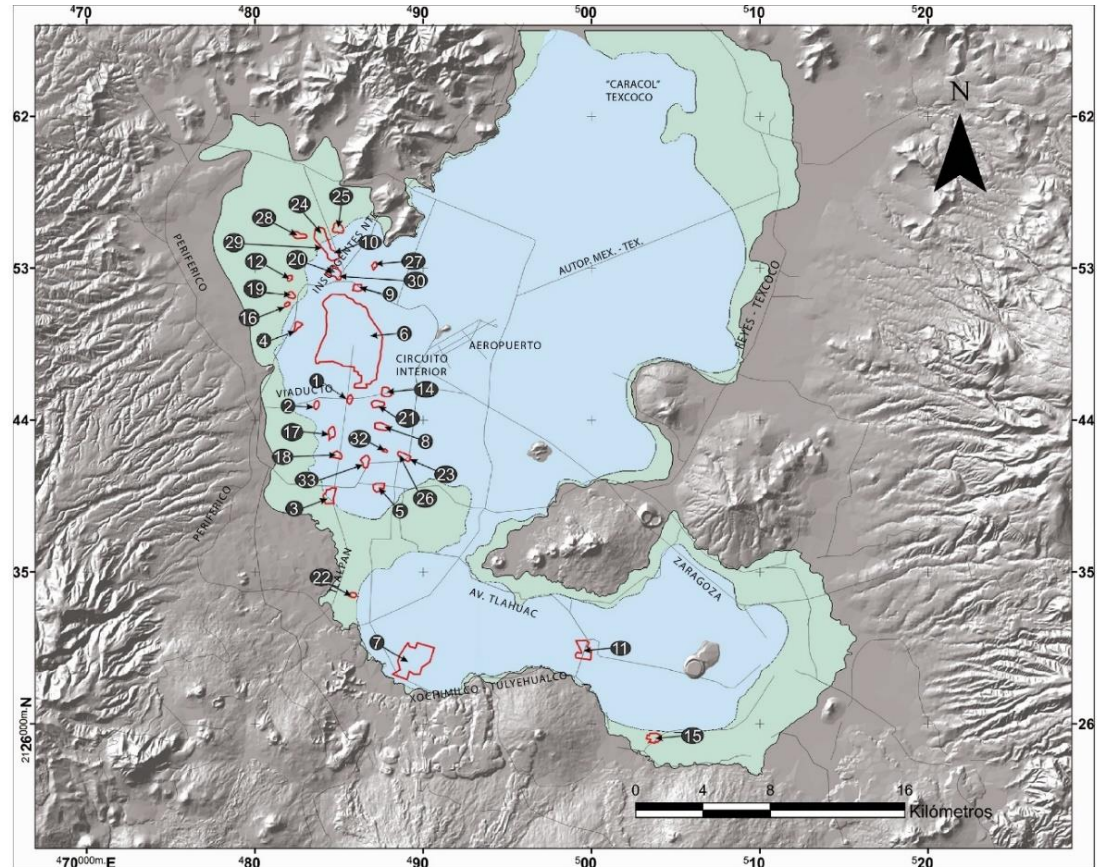
Comentario:

Al igual que en la zona II, en la zona III pueden presentarse anomalías estratigráficas como corrientes lávicas superficiales o intercaladas con los depósitos arcillosos y abanicos aluviales. En esta zona, el agrietamiento del suelo se presenta generalmente por fracturamiento hidráulico en zonas de encharcamientos o por evapotranspiración (Fig. C2.2.6; SMMS, 1991; Marsal et al., 2017; Auvinet et al., 2007).

Debajo de los depósitos arcillosos de las zonas II y III se encuentran los denominados depósitos profundos (tobas, lahares, depósitos aluviales y arcillas). Dada la presencia de estratos arcillosos deformables en los depósitos profundos, es necesario investigarlos con detalle cuando se planea desplantar la cimentación en estos depósitos y/o realizar excavaciones muy profundas.

El subsuelo de la zona lacustre de la Ciudad de México fue representado inicialmente por la siguiente secuencia estratigráfica: Costra Superficial (CS), Formación Arcillosa Superior (FAS), Capa Dura (CD), Formación Arcillosa Inferior (FAI) y Depósitos Profundos (DP). A partir de la exploración e instrumentación del subsuelo a la fecha realizadas, el conocimiento del modelo estratigráfico original se ha ampliado: se conservan los depósitos superficiales (CS, FAS, CD y FAI), aunque en diversas zonas pueden encontrarse varias CDs, y los DP. El término Depósitos Profundos anteriormente se asociaba a depósitos muy competentes y con el basamento sísmico, sin embargo, a la luz de las nuevas investigaciones del subsuelo a profundidad, se observa que algunos de sus estratos son deformables, amplifican las ondas sísmicas y tienen participación en el hundimiento regional. Al igual que en

la Zona II, la Zona III presenta numerosas anomalías naturales o antrópicas. Destacan las estructuras geológicas que sobresalen de la zona lacustre (Cerro del Peñón, Cerro del Marqués, Cerro de la Estrella, Sierra de Santa Catarina, etc.). También deben mencionarse los islotes que existían en el lago (tlateles), destacando el de la antigua Tenochtitlán, las calzadas antiguas y los canales enterrados (Fig. C2.2.6). En algunas zonas se ha detectado la presencia en el suelo de gases que pueden llegar a ser tóxicos.



NO.	TLATEL	NO.	TLATEL	NO.	CALZADA
1	Acachinanco	16	Huitznáhuac	32	Calz. Ixtapalapa (Calz. de Tlalpan)
2	Acozpa	17	Ixtacalco	33	Calz. Mexicaltzingo (Calz. Ermita Iztapalapa)
3	Aculco	18	Mazantzintamalco	34	Calz. Nonoalco
4	Ahuehuetepanco	19	Mexicaltzingo	35	Calz. Tenayuca (Calz. Vallejo)
5	Ahuhuetlan	20	México	36	Calz. Tlacopan (Av. México Tacuba)
6	Altepetlac	21	Mixiucan	37	Calz. Cuitlahuac (Av. Tlahuac)
7	Atepehuacan	22	Mixquic	38	Calz. Tepeyac (Av. Misterios)
8	Atlazolpa	23	Nextipac	39	Albarrada de Netzahualcóyotl
9	Calpotitlan	24	Nextitlan		
10	Coatlayauhcan	25	Tepetlatzincó		
11	Colhuacatzincó	26	Tetepilco		
12	Coltonco	27	Ticumac		
13	Cuitlahuac	28	Xochimanca		
14	Huacalco	29	Xochimilco		
15	Huitzilopochco	30	Xocotitlan		
		31	Zacatlamanco		

Figura C2.2.6 - Ubicación aproximada de calzadas e islotes (tlateles) antiguos (González, 1973).

2.3 Reconocimiento del sitio

2.3.1 Se llevará a cabo un reconocimiento del sitio que permita identificar tanto los rasgos importantes para la ejecución de la campaña de exploración como las particularidades del terreno relevantes para el análisis y diseño de la obra de interés. Durante la visita, deberán observarse y registrarse cuidadosamente las características físicas relevantes del área, incluyendo:

- a) Localización del predio, ancho, condición y derechos de paso de los caminos de acceso para el equipo y el personal de la campaña de exploración geotécnica. Disponibilidad de energía y agua

- b) Uso actual del sitio de proyecto: edificaciones, tipo y comportamiento previo de las cimentaciones preexistentes, líneas de corriente eléctrica, tanques enterrados, canales, zonas de cultivo, evidencias de contaminación del terreno, etc
- c) Condiciones topográficas: configuración de la superficie del terreno, excavaciones, zanjas, cerros, valles, túneles, cortes y caminos, y condiciones de la superficie (encharcamientos, rellenos, etc.)
- d) Condiciones geomorfológicas: deslizamientos de tierra, llanuras de inundación, grietas, fallas geológicas, condiciones erosivas del terreno o depósitos de rellenos. Rasgos geológicos: ríos, arroyos, cortes o acantilados, afloramientos, etc
- e) Tipos de suelos y rocas en afloramientos, presencia de suelo orgánico
- f) Tipo o ausencia de vegetación. Árboles
- g) Condiciones climáticas: precipitación, niveles de inundación, condiciones de drenaje, probabilidad de granizo, congelación, etc
- h) Bancos de material (agregados y rellenos)
- i) Entrevista de los vecinos o asociaciones: identificación de mal comportamiento de las casas, cavernas o minas, usos anteriores del terreno, tiraderos, inundaciones, demoliciones, etc.

Comentario:

Para evitar confusiones entre diversos términos relativos a fallas y grietas, se recomienda consultar Reséndiz y Auvinet (2017).

2.4 Investigación de las colindancias

2.4.1 Deberán investigarse las estructuras colindantes (localización, tipo, condición). Se prestará especial atención al tipo y a las condiciones de cimentación de estas construcciones en cuanto a estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomos, y estos elementos se tomarán en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Comentario:

Una edificación puede considerarse cercana al proyecto, si la nueva construcción la afecta en los términos de desplazamientos laterales, hundimientos y capacidad de carga.

Es necesario definir si el edificio colindante tiene síntomas de inestabilidad o no. En caso de detectar síntomas, deberá solicitarse a la autoridad competente la realización de un dictamen técnico indicando las recomendaciones técnicas respectivas.

2.4.2 Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo y de otros servicios públicos: agua, electricidad, gas, telefonía, fibra óptica, ductos de vapor o de combustible, etc., con objeto de verificar que los trabajos de exploración y de construcción no causarán daños a tales instalaciones ni serán afectados por ellas. El especialista en ingeniería geotécnica deberá incluir en su informe un proyecto de protección de las colindancias.

Comentario:

Para identificar obras subterráneas cercanas (túneles, tanques, lumbreras, canales enterrados, conductos de agua potable, etc.) es recomendable consultar datos oficiales (Protección Civil, CFE, Telmex, PEMEX, Gas Natural, Gobierno de la CDMX, DGCOH, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Colegio de Ingenieros Civiles de México, Secretaría de Desarrollo Urbano y Vialidad, etc.), además, deberá verificarse esta información.

2.5 Exploraciones

2.5.1 La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable las condiciones geotécnicas locales y el modelo geotécnico que se empleará para el análisis y diseño de las cimentaciones, cortes, excavaciones, tratamiento, entre otros.

2.5.2 Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 2.5.2. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Director Responsable de la Obra, al Corresponsable de Seguridad Estructural, ni al Especialista en Ingeniería Geotécnica, de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en

el caso de problemas especiales, y sobre todo en terrenos afectados por irregularidades, serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 2.5.2

Comentario:

El programa de exploración no debe ser rígido en cuanto al número de sitios de exploración, profundidad, y método de exploración, evolucionando con la información que se vaya recuperando. Frecuentemente se tendrá una ventaja llevando la campaña de exploración al menos en dos etapas con un tiempo de análisis en el que intervengan los diferentes responsables técnicos del proyecto.

La selección del número, su espaciamiento y la profundidad de sondeos directos e indirectos es función del carácter de la campaña de exploración que se esté llevando a cabo, es decir, la campaña de exploración podrá ser de factibilidad, preliminar, de detalle o de verificación. En la etapa de factibilidad del proyecto el número de sondeos es reducido y su distribución depende de las zonas detectadas en el reconocimiento preliminar por lo que es de esperarse una separación relativamente grande. El número de ellos aumenta cuando se trata de estudios preliminares o de detalle.

Tabla 2.5.2 - Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras	
Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos: Peso unitario medio de la estructura: $w \leq 40 \text{ kPa}$ (4 t/m^2) Perímetro de la construcción: $P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II o $P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III Profundidad de desplante: $D_f \leq 2.5 \text{ m}$	
ZONA I	
1)	Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas, oquedades y otras irregularidades.
2)	Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3)	En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento local neto de presión mayor de 80 kPa (8 t/m^2), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de pruebas de laboratorio o de campo.
ZONA II	
1)	Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2)	Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3)	En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m^2), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m^2), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de pruebas de laboratorio o de campo.
ZONA III	
1)	Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2)	Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones directas más profundas, por ejemplo, con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3)	En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 40 kPa (4 t/m^2), bajo zapatas o de 15 kPa (1.5 t/m^2) bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de pruebas de laboratorio o de campo.
b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas	
Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características: Peso unitario medio de la estructura $w > 40 \text{ kPa}$ (4 t/m^2) Perímetro de la construcción: $P > 80 \text{ m}$ en las zonas I y II o $P > 120 \text{ m}$ en la zona III Profundidad de desplante $D_f > 2.5 \text{ m}$	

ZONA I	
1)	Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas, oquedades y otras irregularidades.
2)	Sondeos directos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.
ZONA II	
1)	Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2)	Sondeos directos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo inalterado y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación y la estabilidad de los cortes. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones y anomalías dentro del área estudiada.
3)	En caso de cimentaciones profundas, se investigará la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.
4)	La caracterización dinámica del subsuelo deberá apoyarse en sondeos de exploración con mediciones de propiedades dinámicas realizadas cada 240m o fracción del perímetro o envoltente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción.
ZONA III	
1)	Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2)	Sondeos directos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo inalterado y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación y la estabilidad de los cortes. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
3)	En caso de cimentaciones profundas, se investigará la tendencia de: a) los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y b) las condiciones piezométricas en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.
4)	La caracterización dinámica del subsuelo deberá apoyarse en sondeos de exploración con mediciones de propiedades dinámicas realizados cada 360m o fracción del perímetro o envoltente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción.

2.5.3 Para la aplicación de los criterios definidos en la tabla 2.5.2, se tomará en cuenta lo indicado en los párrafos 2.5.4 a 2.5.9.

2.5.4 Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

2.5.5 La investigación del suelo deberá abarcar todas las formaciones y anomalías que sean relevantes para el comportamiento de las cimentaciones. El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 2.5.5) será:

Tabla 2.5.5 - Número mínimo de exploraciones a realizar.

Zona	Número mínimo de sondeos o pozos a cielo abierto en función del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción.
I y II	Una por cada 80 m o fracción del perímetro
III	Una por cada 120 m o fracción del perímetro

2.5.6 La profundidad de investigación en la campaña de exploración dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles, así como los macizos rocosos de mala calidad y rellenos o anomalías en el subsuelo que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio. Esta profundidad no será inferior a la profundidad en la que los incrementos de esfuerzos en el terreno inducidos por la cimentación dejen de ser significativos. Esta profundidad podrá ser menor a lo estipulado previamente si se alcanza antes un estrato competente y potente. En zonas donde se presenten macizos rocosos, como coladas de basalto y tobas, deberá verificarse que no existan discontinuidades, oquedades, cavernas, etc., que pudieran comprometer la estabilidad de la cimentación y, en caso dado, deberán caracterizarse dichas condiciones para tomarse en cuenta en el diseño de la cimentación. Para estructuras pesadas, extensas o con excavaciones profundas, la profundidad de exploración para la caracterización dinámica del depósito deberá abarcar por lo menos las series arcillosas superior e inferior. Sin embargo, para proyectos de importancia, la profundidad de exploración se ampliará hasta encontrar un estrato que pueda considerarse como el basamento sísmico.

Comentario:

Se considera usualmente que los incrementos de esfuerzos en el subsuelo dejan de ser significativos cuando son menores que el 10% de los esfuerzos aplicados al suelo por la cimentación.

Se entiende como estrato competente a aquel depósito de suelo o macizo rocoso que presente una resistencia al esfuerzo cortante muy alta y una deformabilidad muy baja. Con respecto a los suelos del Valle de México, la capa dura y los depósitos profundos donde el número de golpes es mayor de $N_{SPI} > 50$, son ejemplos de estratos competentes, pero la capa dura es de potencia escasa. Los macizos rocosos con una calidad $GSI > 30$ pueden considerarse competentes.

Un estrato competente puede o no ser el basamento sísmico, es decir, aquel donde ya no se presenta amplificación dinámica de las ondas sísmicas. Usualmente, se puede considerar que el basamento sísmico es un estrato potente donde la velocidad de onda cortante es mayor que 365 m/s.

2.5.7 En la zona I, los sondeos deberán penetrar al menos 3m en roca de buena calidad, de acuerdo con los índices **RMR** y/o **GSI** y, para el caso de suelos firmes y compactos, esta penetración será de 5m.

Comentario:

*Los índices de calidad de los macizos como el **RMR** (Rock Mass Rating), **Q** (índice de calidad), y el **GSI** (Geological Strength Index), así como el **RQD** (Rock Quality Designation), se definen en Hoek (2007).*

2.5.8 Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible al menos 3 m y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, deberán realizarse exploraciones suficientemente profundas para poder estimar los asentamientos inducidos por la carga combinada del conjunto de las estructuras individuales. En caso de tener evidencias de anomalías o irregularidades que puedan afectar la cimentación, la profundidad de los sondeos se ampliará hasta definir dichas irregularidades.

2.5.9 Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas, oquedades y otras irregularidades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, incluyendo los geofísicos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

2.5.10 Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados en los párrafos 2.5.11 a 2.5.13, respetando la normatividad nacional e internacional correspondiente:

2.5.11 Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas sobre especímenes obtenidos en dichos sondeos.

2.5.12 Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Solo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

2.5.13 Exploración continua o selectiva, mediante una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras, respetando en cada caso los procedimientos de ensaye e interpretación generalmente aceptados. Las pruebas de campo serán indispensables para los suelos en los que el muestreo de tipo inalterado resulte muy difícil o deficiente y en construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas. Las pruebas de campo podrán consistir en medir lo señalado en los párrafos 2.5.14 a 2.5.19.

2.5.14 El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba *SPT*) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono). En la interpretación de los resultados se aplicarán los factores de corrección apropiados para tomar en cuenta la energía efectivamente aplicada, la presencia del nivel freático, la profundidad de la prueba y otros factores.

Comentario:

*Si bien el ensaye **SPT** es posiblemente la prueba a la que con mayor frecuencia se recurre en México, debe tenerse presente que su ámbito de aplicación está acotado a suelos arenosos, y que se ha demostrado que su uso en los suelos arcillosos blandos de la Ciudad de México resulta totalmente inapropiado, excepto si solo se pretende obtener muestras alteradas, con fines de identificación, clasificación y determinación de propiedades índice.*

*Por otra parte, los ensayos **SPT** deben ajustarse rigurosamente al procedimiento estandarizado por lo que se refiere a las dimensiones de las herramientas y ejecución (Mayoral y Romo, 2017), privilegiándose los equipos mecanizados a fin de reducir el efecto del operador en los resultados; si se recurre a equipos automatizados, deberá corregirse el conteo del número de golpes atendiendo a la energía realmente entregada por el equipo utilizado. Si el equipo se opera manualmente, podrá adoptarse el conteo del número de golpes convencional **N** como el **N₆₀**.*

2.5.15 La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica) hincado a presión. Se emplearán el piezocono simple (*CPTu*), para determinar la resistencia de punta y fricción q_T y f_s , y la presión de poro dinámica u_2 , el piezocono para medición de disipación de presión de poro (*CPTu_Δu*) y el piezocono sísmico para la velocidad de transmisión de onda y la disipación de presión de poro (*sCPTu_Δu*). La ejecución e interpretación de este tipo de pruebas deberán realizarse tomando en cuenta las correlaciones establecidas para los suelos blandos de la CDMX.

Comentario:

*La prueba **CPT** es aplicable a una gran variedad de suelos, la limitación puede ser el peso del vehículo en que se monte el sistema motor o el anclaje que se logre, p.e. 200 kN, para alcanzar las profundidades correspondientes al desplante de los elementos de cimentación.*

Existen dispositivos de cono que permiten hacer mediciones directas de la resistencia friccionante en su fuste. Podrá recurrirse a conos con tales sensores, siempre y cuando se demuestre que den resultados consistentes con los obtenidos por otros métodos.

*Para la interpretación y detalles de ejecución de la prueba **CPT**, son relevantes las monografías de Robertson y Cabral (2015), Holeyman et al. (1997) y Santoyo et al. (2015).*

2.5.16 La respuesta esfuerzo–deformación del suelo registrada al provocar la expansión de una cavidad cilíndrica, constituyendo un ensaye de carga estática en el sondeo en el que se conocen las condiciones en los límites (prueba presiométrica, *PMT*). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III. Permite obtener dos características del suelo, una de ruptura caracterizada por la presión límite y otra de deformación representada por el módulo presiométrico. A partir de estas características se podrá estimar la resistencia y deformabilidad de los materiales del subsuelo.

2.5.17 El perfil estratigráfico, las propiedades de resistencia y deformabilidad del suelo, el coeficiente de esfuerzos horizontales y un módulo de deformación, a partir del hincado de una paleta gruesa de acero que se expande a presión en el suelo (dilatómetro *DMT*).

Comentario:

*Este tipo de prueba queda limitado por la posibilidad del hincado de la paleta de acero. El dilatómetro puede complementarse con el módulo sísmico, **sDMT**.*

2.5.18 La resistencia al cortante del suelo al extraer una sonda, que previamente se expande dentro del sondeo, midiendo la fuerza necesaria que induce la falla del suelo en una condición de deformación controlada (ficómetro). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.

2.5.19 La resistencia al cortante del suelo, deducida al hincar en el suelo un dispositivo que se hace girar y moviliza la resistencia al corte del cilindro de revolución que se genera en la masa de suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de las zonas II y III.

Comentario:

Para los suelos blandos de la CDMX, se ha observado una mejor definición de la resistencia no drenada cuando la velocidad de rotación de la veleta varía entre 0.2°/s y 0.5°/s, lo cual difiere de lo establecido en las normas internacionales, donde se indica que la velocidad de rotación debe ser de 0.1°/s. Con la velocidad de 0.1°/s se han obtenido resistencias no drenadas mayores a las medidas en las pruebas triaxiales UU y a las determinadas con velocidades de rotación de 0.1 a 0.5°/s, siendo éstas últimas las que mejor se aproximan a las de los ensayos triaxiales. Este aspecto también se ha observado en otros tipos de suelos donde se han propuesto velocidades de hasta 6°/s. Por lo anterior, es conveniente realizar ensayos de veleta para distintas velocidades de rotación y calibrar el valor de la resistencia obtenida con pruebas de laboratorio realizadas en muestras inalteradas (Quinn and Brown 2011, Wilson et al. 2016 y Rangel et al., 2022).

2.5.20 Las pruebas anteriores podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado, y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

2.5.21 Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras de las zonas II y III. En este tipo de sondeos, es necesario determinar el tipo de roca, la recuperación, el **RQD** y la calidad del macizo rocoso mediante los índices **RMR**, **Q** y **GSI**.

2.5.22 Sondeos de percusión o de avance midiendo variables de perforación controladas con registros continuos de la presión vertical en las tuberías o en las mangueras de la máquina de perforación, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, del gasto del fluido de perforación y de la velocidad instantánea de penetración. Serán aceptables para identificar tipos de material, variaciones estratigráficas o descubrir oquedades.

2.5.23 La exploración para la caracterización dinámica de depósitos de suelo deberá incluir todas las unidades estratigráficas que contribuyan a los efectos de amplificación local. Las mediciones deberán realizarse al menos a cada metro de profundidad, para la correcta caracterización del depósito. El número mínimo de exploraciones a realizar para la caracterización dinámica de los depósitos de suelo de un sitio de interés se indica en la Tabla 2.5.23.

Tabla 2.5.23 - Número mínimo de exploraciones a realizar para la caracterización dinámica

Zona	Número mínimo de exploraciones
I y II	Una por cada 240 m o fracción del perímetro
III	Una por cada 360 m o fracción del perímetro

2.5.24 En construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas mencionadas en la tabla 2.5.2, para la caracterización dinámica del o de los depósitos que contribuyen con los efectos de amplificación local del depósito se deberán utilizar al menos dos tipos de pruebas de campo para determinar las propiedades dinámicas del depósito, que habrán de complementarse tomando en cuenta las limitantes de cada una de las pruebas.

2.5.25 Para la determinación de la velocidad de propagación de ondas en el suelo, se podrá recurrir a ensayos de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante, **G₀**, a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte, **V_s**, que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de pozo (pozo abajo **DH**, el ensaye de cono sísmico, el de sonda suspendida, ensaye de dilatómetro sísmico o el ensaye de pozos cruzados **CH**) o de superficie (refracción, **MASW**, entre otros), o una

combinación de ellos. En las pruebas de pozo es recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones. La profundidad máxima de exploración para este tipo de ensayos dependerá de que la calidad de los registros obtenidos sea satisfactoria.

Comentario:

Hay que tomar en cuenta que, en los ensayos sísmicos de campo, los niveles de deformación inducidos son bajos, por lo que las propiedades mecánicas dinámicas obtenidas se ubicarán en el intervalo de comportamiento del material elástico-lineal. En caso de requerir de un análisis donde se considere el comportamiento del material a mayores deformaciones, deberán extraerse muestras inalteradas y llevarse a cabo ensayos de laboratorio donde se alcancen los niveles de deformación deseados (2.6.3). Alternativamente, podrán complementarse los resultados obtenidos de prueba de campo con las curvas de degradación de la rigidez y de incremento del amortiguamiento documentadas y congruentes con los depósitos de la cuenca del Valle de México. Es posible generar curvas de degradación e incremento de la rigidez y amortiguamiento, respectivamente, a partir de modelos teóricos calibrados, tomando como base los resultados obtenidos en campo (Park et al., 2007; Foti et al., 2015).

2.5.26 La determinación del periodo dominante de vibración del suelo obtenido de forma analítica a partir de las propiedades dinámicas que componen al modelo del suelo, deberá ser congruente con el medido en el sitio mediante el monitoreo de la vibración ambiental o de microtremores.

2.5.27 Se considerará que existe una anomalía en la caracterización del depósito de suelo cuando el periodo del sitio determinado a partir de los resultados de los métodos de exploración difiera en más de un 25% o de 0.5s del obtenido con el programa SASID (NTC-Sismo). Cuando se tenga este tipo de anomalía, el espectro de diseño deberá determinarse con un estudio específico del sitio.

Comentario:

El programa SASID (NTC-Sismo) permite estimar el periodo dominante del terreno. Convendrá comparar este periodo con aquellos obtenidos a partir de pruebas de campo.

Es importante tomar en cuenta que el periodo dominante del terreno cambia al evolucionar el hundimiento regional en la zona del lago y transición, al realizar un mejoramiento en los depósitos arcillosos, al presentarse agrietamiento o por la presencia de cimentaciones profundas o grandes excavaciones. Es especialmente importante valorar este aspecto en aquellos sitios de la zona III ubicados al oriente de la CDMX con periodos de vibración superiores a 2.5s.

Se recomienda seguir las normas y procedimientos siguientes (en su última actualización):

Tabla C2.5.27 – Normas y procedimientos para pruebas de campo

Técnica	Norma ASTM o la indicada	Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE
SPT	D 1586	B.2.3.1.2
DMT	D 6635	B.2.3.1.10
CPTu, CPTuΔu y sCPTuΔu	D 5778	B.2.3.1.4 y B.2.3.1.11
DH	D 7400	
CH	D 4428 D 6760	
VST	D 2573 D 2573M	B.2.3.1.3
BST	AFNOR (1997)	B.2.3.1.7
PMT	D 4719 ISO 22476-4	B.2.3.1.6
SS		B.2.3.2.5
SCD	ISO 22476-2	B.2.3.1.8

SPT: Sondeo de penetración estándar
DMT: Sondeo de dilatómetro*
CPTu: Piezocono con medición de presión de poro*
CPTu Δ u: Piezocono con medición de presión de poro y disipación.*
DH: Sondeo de Pozo-Abajo
CH: Sondeo de Pozo cruzado
VST: Ensaye de veleta de corte
BST: Ensaye de corte o ficómetro
PMT: Ensaye de Presiómetro
SS: Sonda suspendida

SCD: Sondeo de cono dinámico
*: Puede incluirse el módulo sísmico.

Los procedimientos a seguir para el muestreo del suelo y para realizar pruebas de campo se describen también en Santoyo (2010) y Mayoral y Romo (2017).

2.5.28 En caso de contar con los resultados de una campaña de exploración anterior que cumpla con los lineamientos de esta norma, deberá verificarse la validez de dicha información para ser utilizada en el diseño o revisión de una cimentación, principalmente en lo referente a las propiedades mecánicas, niveles piezométricos y la presencia de anomalías en el subsuelo (grietas, hundimientos, etc.).

2.6 Determinación de las propiedades del suelo en el laboratorio

2.6.1 Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

2.6.2 Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

2.6.3 Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

2.6.4 A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

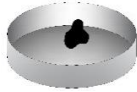
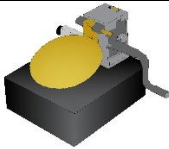

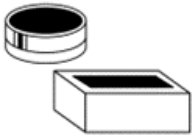
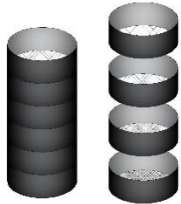
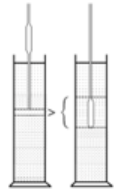

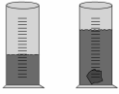
Comentario:

Los procedimientos a seguir para realizar pruebas de laboratorio se describen en SARH (1970) y en Mayoral y Romo (2017). En la tabla C2.6.4, se indican las normas comúnmente aceptadas para realizar las principales pruebas de laboratorio.

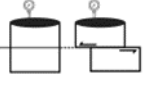
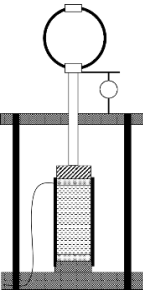
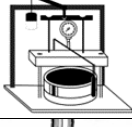
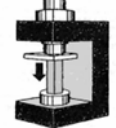
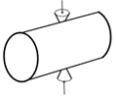


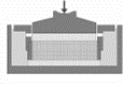
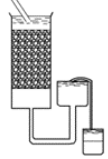
Espacio en blanco dejado de manera intencional

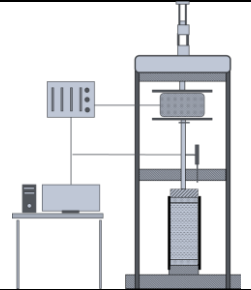
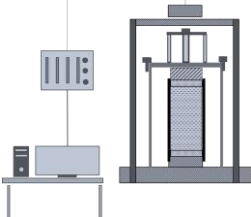
Tabla C2.6.4 - Principales pruebas índice y mecánicas

a) Pruebas índice

Tipo	Aplicable a	Prueba	Esquema	Resultado	Norma
Propiedades índice	Suelo y roca	Humedad natural		Contenido de agua	NMX-C-475-ONNCCE-201 / ASTM D 2216
	Suelo	Límite líquido con copa de Casagrande y límite plástico		Límite líquido y plástico	NMX-C-493-ONNCCE-2018 / ASTM D 4318
		Límite líquido con cono penetrante		Límite líquido	BS 1377-2
		Límite de contracción		Límite de contracción	ASTM D 427
		Granulometría por mallas		Distribución granulométrica en suelos gruesos	NMX-C-496-ONNCCE-2014 / ASTM D 422
		Hidrómetro		Distribución granulométrica en suelos finos	ASTM D 7928
		Densidad de sólidos		Densidad de la fracción sólida del suelo	ASTM D 854
		Peso volumétrico		Peso volumétrico	ASTM D 7263

b) Pruebas mecánicas

Tipo	Aplicable a	Prueba	Esquema	Resultado	Norma
Propiedades mecánicas	Suelo y roca	Corte directo		Envolvente de falla de Mohr Coulomb	ASTM D 5607 ASTM D 3080
		Compresión triaxial UU		Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, (Esfuerzos totales). Módulo de elasticidad no drenado.	ASTM D 2850 ASTM D 7012
		Compresión triaxial CU		Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, Cohesión y fricción (Esfuerzos efectivos)	ASTM D 4767
		Compresión triaxial CD		Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, Cohesión y fricción (Esfuerzos totales). Módulo de elasticidad efectivo.	ASTM D 7181
	Suelo	Consolidación		Índice de compresibilidad λ y κ .	ASTM D 2435
		Compresión simple		Resistencia a la compresión simple, q_u .	ASTM D2938
		Roca	Carga puntual		Índice de carga puntual
	Roca	Tensión indirecta (Brasileña)		Resistencia a la tensión	ASTM D 3967
		Corte directo en discontinuidad		Resistencia al cortante de la discontinuidad	ASTM D 5607
		Hinchamiento y colapsabilidad		Presión de hinchamiento	ASTM D 5333
	Suelo	Permeabilidad		Coefficiente de permeabilidad	ASTM D2434

Propiedades dinámicas	Suelo	Triaxial cíclica		Módulo de rigidez al cortante Relación de Poisson Amortiguamiento Velocidades de transmisión de onda.	ASTM D5311
		Columna resonante		Módulo de rigidez al cortante Relación de Poisson Amortiguamiento Velocidades de transmisión onda.	ASTM D4015

2.7 Condiciones piezométricas y hundimiento regional

2.7.1 En las zonas II y III, se tomará en cuenta la información disponible respecto a las condiciones piezométricas y a la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta la parte lacustre de la Ciudad de México y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto. Se recurrirá a las instituciones públicas (Comisión Nacional del Agua y Sistema de Aguas de la Ciudad de México) encargadas del seguimiento del fenómeno de hundimiento para obtener esta información.

Comentario:

También puede consultarse la información relativa al hundimiento regional publicada en Auvinet et al. (2017) y, actualizada por Juárez et al. (2022, Fig. C2.7.1) y, en línea, en el SEHEDIS-CDMX. Información adicional sobre este tema puede consultarse en Auvinet et al. (2015a y 2015b).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

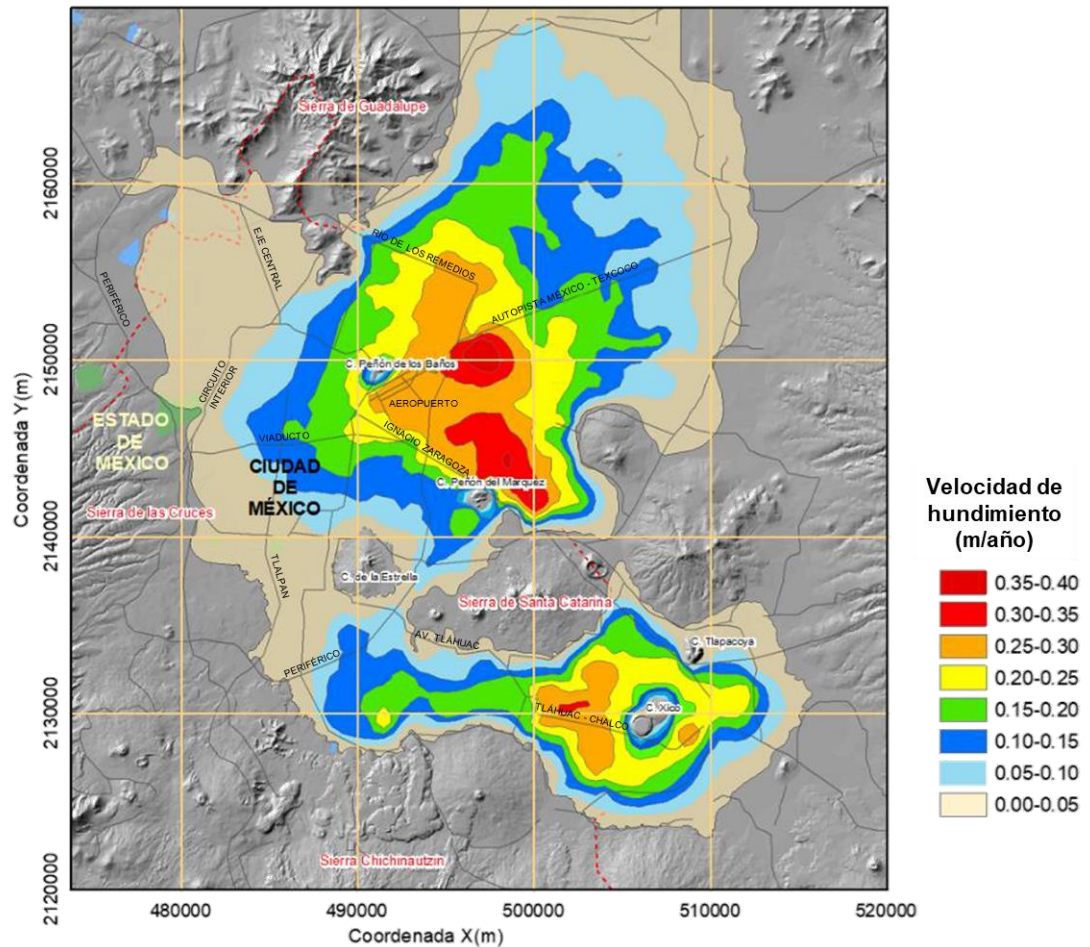


Figura C2.7.1 - Velocidad aproximada de hundimiento regional (Juárez et al., 2022)

2.7.2 En edificaciones del grupo A y del subgrupo B1 (véase artículo 139 del Capítulo I del Título Sexto del Reglamento), la investigación respecto al fenómeno de hundimiento regional deberá hacerse por observación directa de piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos, alejados de cargas, estructuras y excavaciones que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que la fricción negativa actuando sobre ellos no afectará las observaciones.

Comentario:

Se ha observado que, en general, las presiones de poro en el subsuelo de las zonas II y III no son hidrostáticas; los abatimientos varían desde ligeros hasta totales, principalmente en los depósitos arenosos.

La contribución de los diferentes estratos del subsuelo al hundimiento regional puede también evaluarse mediante extensómetros magnéticos (Contreras et al., 2019).

2.8 Modelo geotécnico

2.8.1 El modelo geotécnico adoptado para la revisión de la seguridad de las cimentaciones y otras obras geotécnicas deberá reflejar, mediante perfiles, tablas y gráficas, las diferentes unidades geotécnicas con sus espesores y propiedades índice y mecánicas así como su variación espacial en la zona de proyecto. Se indicarán las condiciones del agua subterránea agregando diagramas de la variación de la presión de poro respecto a la profundidad y la velocidad de hundimiento regional, en su caso. Se indicarán claramente los parámetros seleccionados para los modelos constitutivos del suelo adoptados en los análisis. Asimismo, se incluirá la caracterización de las anomalías o irregularidades existentes en el subsuelo (agrietamiento, rellenos, cimentaciones existentes, coladas de basalto, cavernas, minas, entre otras), las condiciones sísmicas, y la caracterización de eventos naturales que pudieran presentarse a futuro (erosión, inundaciones, inestabilidad de laderas y/o cortes, inestabilidad

de bloques de rocas). Se señalarán claramente las hipótesis, simplificaciones o supuestos tomados en cuenta para la conformación del modelo.

Comentario:

El modelo geotécnico puede estar constituido por uno o varios modelos dependiendo de las características del subsuelo y del detalle que se quiera dar al análisis y diseño. Para la interpolación entre sondeos y la visualización del modelo geotécnico, es recomendable recurrir a la Geoestadística (Auvinet et al., 2017).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

3.1 Estados límite

3.1.1 Introducción

3.1.1.1 El propósito básico de una cimentación es transferir de manera segura y adecuada los efectos de la carga de una edificación al subsuelo, entendiendo a éste como el suelo o la formación rocosa de soporte. El diseño de una cimentación y la correspondiente verificación de la pertinencia del mismo, implican fundamentalmente el cumplimiento de dos consideraciones básicas. Desde luego, una cimentación no debe colapsar, es decir no provocar una falla por cortante del subsuelo en que se apoya; pero, además, el asentamiento posterior a su construcción, debe mantenerse dentro de límites tolerables según el uso al que esté destinada

Comentario:

La solución del tipo de cimentación debe justificarse en términos de las características de la edificación (proyectos arquitectónico y estructural, magnitud y distribución de cargas, sistema estructural, uso y restricciones de operación), de las condiciones del subsuelo a corto y largo plazo (estratigrafía, resistencia y deformabilidad de los suelos, piezometría actual y futura prevista), del entorno (estructuras e instalaciones colindantes), de las anomalías existentes o que se puedan presentar durante la vida útil del edificio (agrietamiento, subsidencia, sismos, etc.) y de los procedimientos constructivos disponibles.

3.1.1.2 En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

3.1.1.2.1 De falla:

- 1) Flotación
- 2) Falla local y general del suelo bajo la cimentación
- 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

3.1.1.2.1.1 La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

Comentario:

Se entiende por capacidad de carga neta al resultado de restar la presión total preexistente al nivel de desplante, a la capacidad de carga última de la cimentación.

3.1.1.2.1.2 La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos, numéricos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales o a partir de pruebas de campo o de carga como se señala en las secciones 3.4 a 3.6. Tal capacidad se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo de falla más crítico.

3.1.1.2.1.3 En el cálculo, se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación, así como entre ésta y las cimentaciones vecinas.

3.1.1.2.1.4 Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

3.1.1.2.2 De servicio:

- 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante
- 2) Inclinación media de la construcción
- 3) Deformación diferencial de la propia estructura y otras que pudieran resultar afectadas.

3.1.1.2.2.1 En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de

tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

3.1.1.2.2.2 Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

3.1.1.2.2.3 La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1.1.2.2.3.

Tabla 3.1.1.2.2.3 - Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación ^[1].

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I :		
A) Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	50 mm ^[2]
	Construcciones colindantes	25 mm
En las zonas II y III :		
B) Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	300 mm ^[2]
	Construcciones colindantes	150 mm
Emersión:	Construcciones aisladas	300 mm ^[2]
	Construcciones colindantes	150 mm
Velocidad del componente diferido		10 mm/semana
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas (véase tabla 6.2 de la NTC-Acciones)		

^[1] Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y, en cada caso, habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.

^[2] En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de la cimentación y de sus conexiones con la subestructura.

3.2 Acciones de diseño

3.2.1 De acuerdo con lo señalado en el inciso 2.3 de la NTC-Acciones, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las indicadas a continuación.

3.2.1.1 Primer tipo de combinación

3.2.1.1.1 Acciones permanentes más acciones variables. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

Comentario:

Al considerar los pesos propios correspondientes a pilotes o pilas se considerará, si es el caso, el peso sumergido.

3.2.1.2 Segundo tipo de combinación

3.2.1.2.1 Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

3.2.1.2.2 La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá en primera aproximación como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la estructura y de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la estructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

3.2.1.2.3 Congruentemente con lo especificado en la NTC-Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

3.2.1.2.4 Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método del Capítulo 8 de la NTC-Sismo. Para el diseño geotécnico de la cimentación contra la falla del suelo, se aplicarán los elementos mecánicos debidos a sismo que se hayan obtenido del análisis de la estructura específicamente para la cimentación, sin considerar el factor 0.65 de la sobre-resistencia, señalado en la NTC-Sismo.

Comentario:

Es importante subrayar que la omisión del factor de sobre-resistencia para el diseño geotécnico conduce a una variante de la segunda combinación de cargas que deberá ser comunicada al diseñador geotécnico.

3.2.1.2.5 Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en la NTC-Acciones.

3.2.1.2.6 Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño, el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

3.2.1.3 Fricción negativa

3.2.1.3.1 En el caso de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I deberá tomarse en cuenta la fricción negativa que pueda desarrollarse en sus paredes. Esta fricción deberá considerarse exclusivamente en la revisión de la seguridad por falla estructural y para la estimación de los desplazamientos diferidos de la cimentación (asentamientos o emersiones).

Comentario:

Se ha reconocido que la fricción negativa no es una acción que deba tomarse en cuenta en la revisión de los estados límite de falla de las cimentaciones, ya que se disipa al iniciarse cualquier proceso de falla (Rodríguez, 2010). Por lo contrario, es un fenómeno que puede afectar la seguridad estructural y el comportamiento de la cimentación conduciendo eventualmente al rebase de estados límite de servicio.

3.2.1.3.2 En el caso de pilotes o pilas, el procedimiento recomendado para estimar la fricción negativa se presenta en el inciso 3.6.4.

3.2.1.3.3 Tanto para la revisión de la seguridad por falla estructural como para la estimación de los desplazamientos diferidos de la cimentación, se utilizará la primera combinación de acciones, agregando la fricción negativa que puede desarrollarse en las paredes de los elementos estructurales combinada con acciones variables con su intensidad media.

3.3 Factores de carga y de resistencia

3.3.1 Los factores de carga, F_c , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de la NTC-Acciones. Para la revisión de los estados límite de servicio, el factor de carga será unitario para todas las acciones. La acción del peso propio del suelo y de la subpresión se considerará con un factor de carga unitario.

3.3.2 En el caso de cimentaciones sometidas a una fuerza F con componentes vertical F_v y horizontal F_h , con excentricidad e_x , y con inclinación δ respecto a la vertical (fig. 3.3.2), la revisión de seguridad deberá realizarse para las dos condiciones siguientes:

- Aplicando los factores de carga indicados en la NTC-Acciones, a la fuerza F , de acuerdo con la combinación correspondiente (permanente y accidental)
- Considerando que el componente vertical F_v de la fuerza es una carga favorable y que, por tanto, le corresponde un factor de carga de 0.9.

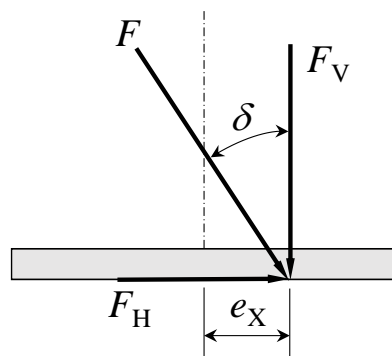


Figura 3.3.2 - Cimentación sujeta a cargas excéntricas e inclinadas.

3.3.3 Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes, para todos los estados límite de falla:

- $F_R=0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato friccionante
- $F_R=0.65$ para los otros casos.

3.3.4 Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.4 Cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.4.1 Introducción

3.4.1.1 Para la revisión de los estados límite de falla y de servicio en cimentaciones someras, será necesario contar con la geometría de los elementos de cimentación, producto de un diseño geotécnico preliminar, así como la bajada de cargas detallada de la estructura, conforme a lo establecido en la NTC-Acciones.

3.4.1.2 En la presente Norma, se considera que los elementos de cimentación poseen las características necesarias para transmitir las acciones de la estructura hacia el suelo de apoyo, por tanto, los elementos de cimentación deberán cumplir con los requerimientos especificados en el Capítulo 4 de la presente Norma y en la NTC-Concreto.

3.4.1.3 Los lineamientos establecidos en esta Norma son aplicables también a cimentaciones de mampostería, por lo que, en este caso, la geometría y características de los materiales deberán atender a lo establecido en la NTC-Mampostería.

3.4.2 Estado límite de falla

3.4.2.1 Para cimentaciones someras, se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\frac{\sum QF_c}{A} < r \quad (3.4.2.1)$$

donde:

- $\sum QF_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por su respectivo factor de carga
- A es el área del elemento de cimentación
- r es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

Comentario:

Para fines de diseño, es necesario que el ingeniero geotecnista proporcione al diseñador estructural un valor preliminar de presión de contacto máxima recomendable bajo la cimentación, determinado a partir de las propiedades de resistencia y deformación de las unidades estratigráficas involucradas. Este valor permitirá un dimensionamiento preliminar de los elementos de cimentación, ajustándose finalmente sus dimensiones hasta cumplir con lo establecido en la ecuación 3.4.2.1 y con el estado límite de servicio. Esto se conseguirá a través de una estrecha interacción entre el geotecnista y el estructurista.

3.4.2.2 Para evaluar r , se recurrirá por lo menos a dos de los métodos siguientes:

3.4.2.3 Métodos analíticos

3.4.2.3.1 Este enfoque será aplicable solamente a suelos sensiblemente uniformes. En este caso, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante, dependiendo del nivel de deformación esperado. Se tendrá:

3.4.2.3.2 Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$r = c_u N_c F_R + p_v \quad (3.4.2.3.2)$$

3.4.2.3.3 Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$r = \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (3.4.2.3.3a)$$

donde:

- γ es el peso volumétrico del suelo debajo del nivel de desplante de la cimentación
- c_u es la cohesión aparente del suelo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)
- B es el ancho de la cimentación
- p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
- \bar{p}_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad
- N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad \text{para } D_f/B < 2 \text{ y } B/L < 1 \quad (3.4.2.3.3b)$$

donde D_f es la profundidad de desplante y L la longitud del cimient; en caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.4.2.3.3c)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material. El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L)\tan\phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan\phi$ para cimientos circulares o cuadrados.

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan\phi \quad (3.4.2.3.3d)$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 3.3.

3.4.2.3.4 Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo indicado en los párrafos 3.4.2.3.5 a 3.4.2.3.14.

3.4.2.3.5 La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación 3.4.2.3.3a será:

$$\gamma = \gamma' + \left(\frac{Z}{B} \right) (\gamma_m - \gamma') \quad (3.4.2.3.5)$$

donde:

γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$

γ_m es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

Comentario:

Cuando la cimentación se desplante por debajo del nivel freático, los concretos utilizados en ella deberán satisfacer lo establecido en la NTC-Concreto, en cuanto a durabilidad.

3.4.2.3.6 Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación, se multiplicarán los coeficientes N_c y N_q de las ecuaciones 3.4.2.3.3b y 3.4.2.3.3c por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical. El ángulo δ , se determinará para la condición más desfavorable entre las dos señaladas en la fig. 3.3.2.

Comentario:

Siempre que $\delta < 45^\circ$ se verificará el cumplimiento de la desigualdad 3.4.2.1 considerando el componente vertical; el componente horizontal se revisará contra deslizamiento. Cuando $\delta \geq 45^\circ$ $r=0$ y se revisará únicamente la estabilidad por deslizamiento. Mayor detalle podrá obtenerse en Meyerhof (1953).

3.4.2.3.7 En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a fuerzas resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimient, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (3.4.2.3.7)$$

3.4.2.3.8 Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes *X* y *Y*), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será $A' = B' L'$.

3.4.2.3.9 Con las dimensiones así determinadas, se evaluarán nuevamente los términos *A* y *r* de la desigualdad 3.4.2.1.

3.4.2.3.10 Se buscará por otra parte que la excentricidad quede ubicada dentro del tercio medio de la zapata.

3.4.2.3.11 Para la corrección de excentricidades permanentes mediante lastre, los factores de carga serán unitarios.

3.4.2.3.12 En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor *H* bajo el nivel de desplante y que a su vez esté apoyado sobre un estrato blando (Fig. 3.4.2.3.12), en el cálculo de la capacidad de carga reducida *r* se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H \geq 3.5B$, se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga
- 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$, se verificará la capacidad de carga de la cimentación considerando las propiedades del estrato blando y suponiendo que el ancho del área cargada es $B^* = B + H$
- 3) Si $H < 1.5B$ se verificará la capacidad de carga de la cimentación considerando las propiedades del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:

$$B^* = B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \tag{3.4.2.3.12}$$

- 4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.

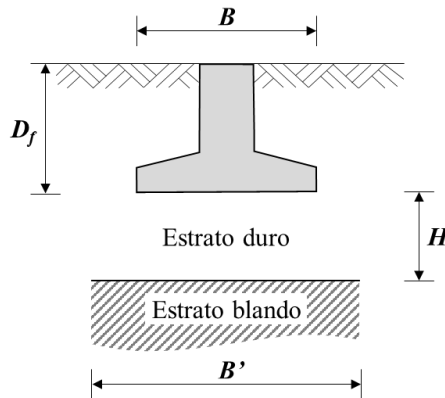


Figura 3.4.2.3.12 - Efecto de estrato blando

Comentario:

Este criterio podrá también aplicarse en el caso de desplante sobre rellenos controlados apoyados sobre suelos naturales blandos. Alternativamente, se podrá realizar un análisis de distribución de esfuerzos inducidos en el estrato blando considerando la rigidez y espesor del estrato duro bajo la zapata.

3.4.2.3.13 En el caso de cimentaciones someras de ancho *B* sobre un estrato blando de espesor $H < 1.5B$, intercalado entre dos estratos duros, se tomará en cuenta la posibilidad de falla por extrusión y la resistencia reducida se calculará como:

$$r = 4c_u \left(\frac{B + 2h}{B} \right)^2 F_R \tag{3.4.2.3.13}$$

donde:

- c_u* es la cohesión aparente del suelo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)
- h* es el espesor del estrato duro superior
- F_R* es el factor de resistencia igual a 0.65.

Comentario:

Le expresión anterior fue propuesta por Kalinovsky (1958).

3.4.2.3.14 Para cimentaciones desplantadas en roca, la capacidad de carga reducida podrá determinarse con la ecuación:

$$r = F_R K_{sp} q_u \quad (3.4.2.3.14)$$

donde:

q_u es la resistencia a la compresión no confinada media de núcleos de roca

K_{sp} es un coeficiente empírico que depende del espaciamiento y abertura de las discontinuidades de la roca

F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 3.3.

3.4.2.3.15 El coeficiente K_{sp} toma en cuenta el efecto de escala y la presencia de discontinuidades; su valor se estimará con la ecuación:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_d}{B}}{\frac{10}{3} \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_d}}} \quad (3.4.2.3.15)$$

donde:

s_d es el espaciamiento entre discontinuidades

t_d es la abertura de discontinuidades.

3.4.2.3.16 Las unidades utilizadas en las variables de la ecuación 3.4.3.2.15 deberán ser coherentes.

3.4.2.3.17 La ecuación es aplicable cuando el espaciamiento entre discontinuidades es mayor que 30 cm, y la abertura de estas sea menor que 5 mm, si se encuentran limpias, o menor que 2.5 cm si están rellenas.

Comentario:

El criterio expuesto (Canadian Geotechnical Society, 2006) es también aplicable a rocas fisuradas tratadas mediante inyección de lechada.

En el caso de cimentaciones desplantadas en roca, se reconocerá que los enfoques analíticos tienen limitaciones debido a la variedad de mecanismos de falla que se pueden presentar y siempre será recomendable estimar la resistencia unitaria reducida a partir de pruebas de carga realizadas in situ (3.4.2.7).

3.4.2.4 Métodos basados en pruebas de campo

3.4.2.4.1 Para evaluar la capacidad de carga unitaria reducida de las cimentaciones, será también aceptable recurrir a los resultados de pruebas de campo respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los suelos de la Ciudad de México. Estas pruebas podrán usarse para determinar los valores de los parámetros del suelo a introducir en las expresiones analíticas de capacidad de carga o, en caso de que la prueba lo permita, directamente para obtener el valor de la capacidad de carga unitaria, la cual se afectará por el factor de resistencia que señala la sección 3.3 para obtener el valor de r .

3.4.2.5 Métodos de análisis límite

3.4.2.5.1 En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las expresiones analíticas de capacidad de carga, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

3.4.2.5.2 En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente.

3.4.2.5.3 En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia que señala la sección 3.3. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado en 3.3.

3.4.2.6 Métodos de modelación numérica

3.4.2.6.1 Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (método de los elementos finitos o similares) para revisar la seguridad de las cimentaciones cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema resulten complejas y no se apliquen las hipótesis implícitas en las soluciones analíticas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado en 3.3. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga unitaria alcanzada será afectada por el factor de reducción de la sección 3.3 para obtener el valor de r .

3.4.2.6.2 El modelo constitutivo que se emplee deberá ser representativo del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis en condiciones drenadas o no-drenadas, según el tipo de análisis realizado. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deberán estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

3.4.2.7 Métodos de pruebas de carga en campo

3.4.2.7.1 Será aceptable estimar la resistencia unitaria reducida del suelo o roca a partir de pruebas de carga realizadas *in situ*, siempre que la homogeneidad del material y el número de pruebas realizadas permitan extender los resultados a todos los elementos de la cimentación.

3.4.2.8 Métodos basados en la experiencia local

3.4.2.8.1 La revisión de la seguridad de cimentaciones no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Si los valores estimados de la capacidad de carga unitaria reducida r de la cimentación difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita en la memoria de diseño los elementos que justifican esta diferencia.

Consideraciones adicionales:

3.4.2.9 No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecuaciones 3.4.2.3.2 y 3.4.2.3.3a, deberá tomarse igual a la mitad del definido en 3.3 para condiciones estáticas, a menos que se demuestre, a satisfacción de la Administración, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.

Comentario:

Se pueden considerar como condiciones severas de vibración aquellas que excedan las definidas en USBM RI 8507 (Siskind et al., 1980).

3.4.2.10 En caso de que se compruebe la existencia de galerías, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga unitaria reducida. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- 1) Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones y otros
- 2) Demolición o refuerzo de bóvedas
- 3) Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.4.2.11 En general, no se desplantarán cimentaciones superficiales sobre suelos blandos agrietados, sobre todo si se estima que el agrietamiento pueda seguir evolucionando debido al hundimiento regional, salvo justificación aprobada por la Administración.

Comentario:

Se ha considerado aceptable desplantar cimentaciones superficiales sobre suelos con grietas con escalón moderado (<10cm) tomando precauciones de mitigación como las señaladas en Sánchez-Guzmán y Auvinet (2020a; 2020b).

3.4.3 Estado límite de servicio

3.4.3.1 Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas podrán calcularse en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas.

3.4.3.2 Los asentamientos instantáneos se podrán calcular por medio de la relación:

3.4.3.2.1 Medios homogéneos

$$\delta_e = \alpha_e(B)(1 - \nu^2) \frac{1}{E} q_0 \quad (3.4.3.2.1)$$

donde:

- α_e es un factor de forma definido por $1.29 \log(L/B) + 0.95$
- B es el ancho de la cimentación
- L es el largo de la cimentación
- ν es la relación de Poisson
- E es el módulo de elasticidad
- q_0 es la presión de contacto.

Comentario:

Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento.

3.4.3.2.2 Medios estratificados

3.4.3.2.2.1 Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, para el cálculo de asentamientos inmediatos, será aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos:

$$\delta_e = \sum_{i=1}^n D_i \frac{1}{E_i} \Delta q_i \quad (3.4.3.2.2.1)$$

donde:

- D_i espesor del subestrato i
- Δq_i incremento de esfuerzo al centro del subestrato i .

Comentario:

Para el cálculo de asentamientos inmediatos, se tomarán en cuenta las acciones definidas en la NTC-Acciones. Es recomendable que el espesor de los estratos i no sea mayor que 2 m.

3.4.3.3 Para el cálculo de las deformaciones elásticas transitorias inducidas en el suelo por la cimentación bajo condiciones sísmicas, particularmente las generadas por los momentos de volteo, se podrá recurrir a procesos analíticos de interacción suelo-estructura de cimentación que permitan definir los giros a los que estará sujeta y las deformaciones angulares generadas. Para este tipo de análisis, se podrá recurrir al método del semi-espacio equivalente considerando las rigideces dinámicas obtenidas bajo el procedimiento establecido en la NTC-Sismo para el cálculo de deformaciones. Alternativamente, para la

determinación de estas deformaciones y aquellas de tipo permanente, se podrá construir un modelo numérico representativo del sistema suelo-cimentación (NTC-Sismo).

Comentario:

Los análisis de interacción suelo-estructura permiten frecuentemente optimizar el diseño estructural de los elementos de cimentación (García-Ranz et al., 1986), lo que puede llevar a un ahorro significativo.

3.4.3.4 La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

3.4.3.5 Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\Delta e}{1 + e_{0i}} \right] \Delta z_i \quad (3.4.3.5)$$

donde:

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H

e_0 es la relación de vacíos inicial

Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad

Δz_i son los espesores de substratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

3.4.3.6 Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de interacción estática suelo-estructura.

Comentario:

Para el cálculo de asentamientos diferidos, se tomarán en cuenta las acciones definidas en la NTC-Acciones.

3.4.3.7 Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

3.4.3.8 Como alternativa al procedimiento simplificado del párrafo 3.4.3.7, se podrá recurrir a modelado numérico para estimar los asentamientos instantáneos y diferidos, especialmente cuando las condiciones geométricas y de carga resulten complejas.

Comentario:

En el caso de losas de cimentación, es conveniente realizar análisis de interacción estática suelo-estructura, para el cálculo detallado de asentamientos y esfuerzos de contacto. Estos cálculos permitirán determinar módulos de reacción útiles para el diseño estructural.

3.5 Cimentaciones compensadas

3.5.1 Introducción

3.5.1.1 Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y usando un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Comentario:

Una cimentación compensada no es recomendable para edificios esbeltos con relación altura/base mayor que 2. En efecto, se ha observado (Auvinet et al., 1986 y 1991) que, en este caso, este tipo de cimentación resulta altamente vulnerable a acciones sísmicas.

3.5.1.2 Para el cálculo del incremento neto de carga transmitido al suelo por este tipo de cimentación, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga permanente, incluyendo el peso de la subestructura, más las cargas variables con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobrecompensación excesiva, o se adoptará otro sistema de cimentación.

Comentario:

Es muy recomendable que las cimentaciones compensadas sean rigurosamente simétricas en planta y que exista coincidencia entre los centroides de cargas y de área. La excentricidad generada por las cargas permanentes y variables deberá revisarse para verificar que no se rebasen los asentamientos diferenciales permisibles. Es deseable que el nivel de desplante se encuentre a la misma profundidad en toda el área de la cimentación.

3.5.1.3 La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse, para fines de revisión de estado límite de servicio, como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

Comentario:

En la porción de la cimentación que constituya un espacio útil (estacionamiento u otro) es conveniente instalar un sistema de bombeo de achique permanente, de preferencia redundante (varias bombas). Es conveniente que el cajón sea lo más estanco posible para reducir el gasto bombeado y evitar asentamientos significativos.

3.5.2 Estado límite de falla

3.5.2.1 La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.4.2.

3.5.2.2 Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

Comentario:

A los momentos de volteo generados bajo condiciones de carga accidental, se deberán adicionar los momentos permanentes, en caso de existir. Deberá tenerse presente que la ubicación del momento de volteo en la cimentación depende de la profundidad de la excavación (nivel de desplante) y que el momento de volteo influye sobre la condición de la losa de fondo. En la estimación del momento de volteo a nivel de desplante de la cimentación, se podrá considerar el efecto favorable del empuje pasivo del suelo sobre el cajón.

3.5.2.3 Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

3.5.3 Estado límite de servicio

3.5.3.1 Para este tipo de cimentación se calcularán los elementos indicados en los párrafos 3.5.3.2 a 3.5.3.4:

3.5.3.2 Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo anteriormente descargado por la excavación.

3.5.3.3 Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo el segundo tipo de combinación de acciones. Se tomará en cuenta que las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar grandes deformaciones permanentes bajo la combinación de carga estática más carga sísmica cíclica cuando se alcanza un esfuerzo cortante superior al 90 por ciento de la resistencia estática no-drenada.

3.5.3.4 Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Comentario:

En cimentaciones compensadas, para una mejor estimación de los asentamientos instantáneos y diferidos, es conveniente realizar un análisis de interacción estática suelo-cimentación. Estos cálculos permitirán determinar módulos de reacción útiles para el diseño estructural.

3.5.3.5 Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en el párrafo 3.3.2 tomando en cuenta, además, el hundimiento regional. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobrecompensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Esto es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional, que disminuye localmente por estar el suelo preconsolidado por descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional, la sobrecompensación no será superior a 10 kPa (1 t/m²) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

3.5.3.6 En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida del cuidado puesto al hacer la excavación (Capítulo 5).

3.5.4 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

3.5.4.1 En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a cimientos vecinos y a sobrecargas permanentes y accidentales en la superficie del terreno adyacente. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

3.5.4.2 Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrollen fuerzas que puedan dañar a cualquiera de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.6 Cimentaciones con pilotes o pilas

3.6.1 Introducción

3.6.1.1 En la Ciudad de México, se emplean comúnmente pilotes de concreto prefabricados o metálicos hincados con o sin perforación previa o pilas coladas en perforación previa con o sin ademe. Se llama pilas a los elementos de más de 60 cm de diámetro colados en perforación previa.

3.6.1.2 En todos los casos, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla, ni los de servicio.

3.6.1.3 En el caso de los pilotes o pilas que atraviesen depósitos arenosos en estado suelto, estratos cohesivos blandos y rellenos no controlados y se apoyen en depósitos competentes, la verificación del diseño se hará principalmente en términos de capacidad de carga (desigualdad 3.6.2.1).

3.6.1.4 En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, los pilotes o pilas se usan también comúnmente como complemento de cimentaciones someras, parcialmente compensadas o semiprofundas para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a estratos más profundos de la formación arcillosa blanda (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes o pilas no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar sollicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Opcionalmente, pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, la losa suele separarse con el tiempo del suelo de apoyo, por lo que es prudente suponer que no contribuye a la capacidad

de carga global. La revisión de los estados límite de falla consistirá en verificar que alguna de las capacidades de carga definidas en los párrafos 3.6.1.5 y 3.6.1.6, resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción:

3.6.1.5 Capacidad de carga del sistema suelo–zapatas o suelo–losa de cimentación

3.6.1.5.1 Despreciando la capacidad de los pilotes o pilas, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.4.2.1. En tal caso, la losa o las zapatas y las contratraves deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga total de cada pilote o pila dada por la ecuación 3.6.2.3 con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

3.6.1.6 Capacidad de carga del sistema suelo–pilotes o suelo–pilas

3.6.1.6.1 Despreciando la capacidad del sistema suelo–losa, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.6.2.1, como se indica a continuación.

3.6.2 Estado límite de falla

3.6.2.1 Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes o pilas y para cada elemento individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente ante las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum Q F_c < R \quad (3.6.2.1)$$

donde:

$\sum Q F_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los o pilas;

R es la capacidad de carga reducida (es decir afectada por el o los factores de resistencia correspondientes), cuyo valor será:

- 1) Para la revisión de cada pilote o pila individual, igual a la capacidad de carga de punta más la capacidad de adherencia o fricción del elemento considerado
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta más la capacidad de adherencia o fricción de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de elementos considerados
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes o pilas más la capacidad de adherencia o fricción de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de elementos considerados.

3.6.2.2 La capacidad de carga reducida no deberá rebasar la capacidad estructural intrínseca del pilote o pila.

3.6.2.3 La capacidad de carga reducida, R , deberá determinarse recurriendo a la ecuación 3.6.2.3. Para evaluar R , se recurrirá a por lo menos tres de los procedimientos descritos en los incisos 3.6.2.4 a 3.6.2.10, incluyendo necesariamente este último.

$$R = C_f + C_p \quad (3.6.2.3)$$

donde,

C_f es la capacidad de carga reducida proveniente de la adherencia o fricción lateral en el fuste de cada pilote o pila individual o, en su caso, de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas

C_p es la capacidad de carga reducida que aporta la punta de cada pila o pilote individual, o en su caso, la suma de los aportes individuales de los pilotes o pilas que forman un grupo o subgrupo.

3.6.2.3.1 Métodos analíticos

3.6.2.3.1.1 La capacidad de carga reducida por adherencia lateral, C_f , para suelos cohesivos de pilotes desplazantes [hincados, típicamente en la Formación Arcillosa Superior (F.A.S.)] se calculará como:

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i c_{ui} L_i \tag{3.6.2.3.1.1}$$

donde:

- P_p es el perímetro del pila o pilote o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas;
- F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a 0.65, excepto para pilotes hincados en perforación previa (párrafo 7.1.4.3);
- m es el número de estratos cohesivos a lo largo del fuste del pilote o pila;
- α_i es el coeficiente de adherencia entre el suelo del estrato i , y la cara lateral del pilote o pila.
- c_{ui} es la resistencia no-drenada (cohesión aparente) del estrato i , determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU).
- L_i es la longitud del pilote correspondiente al estrato i .

3.6.2.3.1.1.1 El coeficiente α_i se calculará como:

$$\alpha_i = 0.5 \sqrt{\frac{\sigma_{vi}}{c_{ui}}} \tag{3.6.2.3.1.1.1}$$

donde:

- σ_{vi} es el esfuerzo vertical efectivo debido al peso del suelo a la profundidad media del estrato i .

3.6.2.3.1.1.2 Los valores mínimo y máximo de α_i serán de 0.5 y 1.

3.6.2.3.1.1.3 La capacidad de carga reducida por adherencia-fricción lateral, C_f , para suelos cohesivos de pilas no-desplazantes [con perforación previa, típicamente en la Formación Arcillosa Inferior (F.A.I.) y Depósitos Profundos (D.P.)] se calculará con las ecuaciones 3.6.2.3.1.1 y 3.6.2.3.1.1.1, pero con un factor de resistencia F_R igual a 0.6. Los valores mínimo y máximo de α_i serán de 0.45 y 0.85.

3.6.2.3.1.1.4 Tratándose de pilas coladas en la F.A.S. se adoptarán las mismas ecuaciones 3.6.2.3.1.1 y 3.6.2.3.1.1.1 para calcular la capacidad de carga reducida por adherencia lateral, C_f , pero con un factor de resistencia F_R igual a 0.55. Los valores mínimo y máximo de α_i para estos elementos no-desplazantes, serán de 0.45 y 0.85.

Comentario:

Los valores extremos de α_i aquí indicados son aplicables a pilas perforadas y estabilizadas con lodo, atendiendo a estudios como los reportados por Tomlinson y Woodward (2015) en los que se pone de manifiesto que la adherencia que se alcanza en pilas con perforación previa es menor que en elementos hincados (Fig. C3.6.2.3.1.1.4).

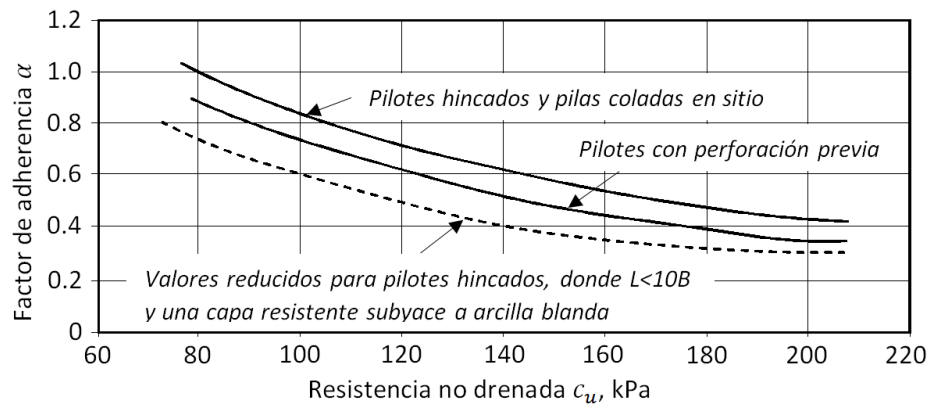


Figura C.3.6.2.3.1.1.4 - Factores de adherencia para el cálculo de resistencia en el fuste (Tomlinson y Woodward, 2015).

3.6.2.3.1.2 La capacidad de carga reducida por fricción lateral, C_f , para suelos friccionantes, se calculará como:

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^m \sigma_{vi} \beta_i L_i \tag{3.6.2.3.1.2a}$$

donde:

- P_p es el perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas
- F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a 0.65
- m es el número de estratos friccionantes a lo largo del fuste del pilote o pila
- σ_{vi} es el esfuerzo vertical efectivo debido al peso del suelo a la profundidad media del estrato i
- L_i es la longitud del pilote correspondiente al estrato i
- β_i es el producto del coeficiente de fricción por el coeficiente de empuje lateral de tierras en el contacto elemento-suelo del estrato i , y se estimará como:

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z_i} ; \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \tag{3.6.2.3.1.2b}$$

donde:

z_i es la profundidad media del estrato i , en metros, medida desde la superficie del terreno.

3.6.2.3.1.2.1 El valor de la resistencia unitaria última en el fuste ($\sigma_{vi} \beta_i$ de la ecuación 3.6.2.3.1.2a) no podrá ser superior a 200 kPa.

3.6.2.3.1.2.2 Para rellenos sueltos, basureros y, en general, para suelos de baja compacidad, no será aplicable la ecuación 3.6.2.3.1.2b. En tales casos, no se considerará el aporte de la fricción lateral a la capacidad de los pilotes o pilas. Para suelos arenosos con contenido de grava superior al 25% o para gravas medianamente compactas o muy compactas, podrán emplearse valores del coeficiente β superiores a 1.2, siempre y cuando se cuente con información experimental o con pruebas de carga que lo respalden.

3.6.2.3.1.3 La capacidad de carga reducida por punta, C_p , para suelos cohesivos se calculará como:

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \tag{3.6.2.3.1.3}$$

donde:

- A_p es el área transversal de la base de la pila o del pilote
- p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas
- F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a 0.65
- c_u es la resistencia no-drenada (cohesión aparente) del estrato de apoyo, determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU) del suelo
- N_c^* es el coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla 3.6.2.3.1.3.

Tabla 3.6.2.3.1.3 - Coeficiente N_c^*

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_u es el ángulo de fricción aparente.

3.6.2.3.1.4 La capacidad de carga reducida por punta de un pilote o pila, C_p , desplantado en la denominada Primera Capa Dura o a una profundidad no mayor que 25 m en las Zonas I y II, se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo realizadas en este estrato, calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes o pilas (3.6.2.3.6). Cuando se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea razonablemente homogénea, tal capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

$$C_p = (\overline{p_v} N_q^* F_R + p_v) A_p \tag{3.6.2.3.1.4a}$$

donde:

- \overline{p}_v es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante del pilote o pila
- p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante del pilote o pila
- N_q^* es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4 B \tan(45^\circ + \phi/2)} \tag{3.6.2.3.1.4b}$$

cuando $L_e / B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{\max} \tag{3.6.2.3.1.4c}$$

cuando $L_e / B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

donde los valores de N_{\max} y N_{\min} se incluyen en la tabla 3.6.2.3.1.4

Tabla 3.6.2.3.1.4 - Valores de N_{\max} y N_{\min} para el cálculo de N_q^*

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{\max}	12.5	26	55	132	350
N_{\min}	7	11.5	20	39	78

donde:

- L_e es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato friccionante;
- B es el ancho o diámetro equivalente del pilote o pila;
- ϕ es el ángulo de fricción interna del material, determinado en pruebas de laboratorio, o bien, mediante pruebas de campo.
- F_R se tomará igual a 0.35.

Comentario:

Es muy recomendable que el resultado obtenido con la ecuación 3.6.2.3.1.4a, sea verificado usando otras metodologías (incisos 3.6.2.3.2 y 3.6.2.3.7). En efecto, la definición misma de capacidad de carga última de un pilote o pila desplantado/a en un estrato granular es incierta (Auvinet, 2002), ya que tal carga aumenta con la penetración que experimenta el pilote o la pila, hasta incluso lo equivalente al 20% del diámetro. Además, el valor del coeficiente de capacidad de carga N_q^ depende del mecanismo de falla considerado entre los muchos cinemáticamente admisibles, uno de los cuales es el adoptado en las ecuaciones 3.6.2.3.1.4b, 3.6.2.3.1.4c y en la Tabla 3.6.2.3.1.4.*

3.6.2.3.1.4.1 Si el pilote o pila se desplanta en la llamada Primera Capa Dura, deberá seleccionarse la longitud de empotramiento L_e de forma tal que evite el punzonamiento de la punta en ese estrato, dada la presencia de la Formación Arcillosa Inferior que la subyace; para ello, se deberá cumplir con lo dispuesto en el siguiente párrafo.

3.6.2.3.1.4.2 Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de pilotes o pilas, deberá verificarse que el espesor H de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

3.6.2.3.1.4.2.1 Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga

3.6.2.3.1.4.2.2 Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$

3.6.2.3.1.4.2.3 Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$\left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \tag{3.6.2.3.1.4.1.3}$$

3.6.2.3.1.4.3 La capacidad de carga unitaria reducida deberá conciliarse con la experiencia local (3.6.2.55) y no deberá rebasar un valor máximo de 5.0 MPa.

3.6.2.3.1.4.4 La capacidad de carga reducida por punta de una pila, C_p , desplantada en los Depósitos Profundos, se calculará mediante la ecuación 3.6.2.3.1.4a. En este caso, la longitud de empotramiento L_e no deberá incluir los tramos con capas arcillosas de consistencia media de las formaciones aluvio-lacustres. Para este caso, no deberán emplearse valores de la capacidad de carga unitaria reducida por punta, C_p/A_p (ecuación 3.6.2.3.1.4a) superiores a 7.5 MPa, a menos que se cuente con información fidedigna de pruebas de carga estática que los respalden.

Comentario:

El valor máximo de la carga unitaria reducida atiende a resultados de pruebas de carga relativamente recientes (Clavelina et al., 2021; Mendoza, 2022; Ibarra et al., 2019). Debe prestarse especial atención al procedimiento constructivo. En particular, el fondo de la perforación debe estar libre de material suelto antes del colado.

3.6.2.3.2 Métodos basados en pruebas de campo

3.6.2.3.2.1 Para evaluar la capacidad de carga reducida de cimentaciones a base de pilotes o pilas, se podrá recurrir a resultados de pruebas de campo respaldados por evidencias experimentales en los suelos de la Ciudad de México, consistentes en pruebas de carga en pilotes o pilas ensayados/as bajo condiciones similares. Para obtener los componentes de R , podrá recurrirse a los tres ensayos de campo siguientes: el presiómetro (PMT), la prueba de penetración de cono (CPT) y la prueba de penetración estándar (SPT) en la forma descrita más adelante. El uso de otras pruebas de campo podrá ser aceptable si se muestran evidencias experimentales que las respalden.

Comentario:

La realización de las pruebas de campo debe ajustarse a las normas mexicanas correspondientes, a la norma europea o a la norma ASTM, cuando aquéllas no existan. Para el procedimiento de ejecución de las mismas, se remite al interesado/a a los numerales 1.6, 1.4 y 1.2 del capítulo B.2.3 del Manual de Diseño de Obras Civiles (Mendoza et al., 2017) y a las aportaciones de Santoyo (2010, 2012).

Las pruebas de campo con dispositivos como el presiómetro, el cono eléctrico y la SPT , entre otras, proporcionan no sólo parámetros para el diseño, sino también protocolos de cálculo para cuantificar la capacidad de carga, tales como los que se indican enseguida.

Particular atención habrá de prestarse a la detección de la resistencia y espesor de los estratos areno-limosos, a fin de juzgar, por una parte, si el hincado de pilotes que deba atravesarlos requiere perforación previa y, por otra, determinar si los pilotes trabajarán fundamentalmente por fricción. Cuando la punta de los pilotes de las edificaciones así cimentadas se desplanta en un estrato duro, y ante un ambiente de hundimiento regional, ocurrirán emersiones de esas construcciones muy significativas crecientes con el tiempo (Ovando et al., 2007).

De recurrirse a paquetes o códigos comerciales para el manejo e interpretación de los resultados de estas pruebas de campo, es recomendable proceder de manera cautelosa, toda vez que usualmente se desconoce para qué materiales fueron desarrollados los parámetros involucrados en los cálculos.

3.6.2.3.2.2 Determinación mediante el presiómetro (PMT)

3.6.2.3.2.2.1 La determinación de la capacidad reducida R , pasa primero por la cuantificación de las aportaciones últimas por la resistencia lateral en el fuste R_{uf} , y por la resistencia de la punta R_{up} , a la capacidad de carga última R_u , determinada por la ecuación 3.6.2.3.2.2.1:

$$R_u = R_{uf} + R_{up} = \sum_{i=1}^n f_{ui} A_{si} + p_u A_p \quad (3.6.2.3.2.2.1)$$

donde:

f_{ui} es la adherencia o fricción última en el fuste a lo largo de cada pilote o pila individual, en el estrato i ; o en su caso, de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas

A_{si} es el área lateral del contacto suelo-pilote o pila individual en el estrato i ; o en su caso, de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas

n es el número de estratos diferentes a lo largo del fuste del pilote o pila

p_u es la resistencia unitaria última en la punta del pilote o pila.

Comentario:

El diseño con ensaye PMT consiste en correlacionar la resistencia última en la base del pilote o pila, p_u , directamente con la presión límite en la vecindad de la punta y la resistencia unitaria en el fuste, f_s , con la presión límite en los diferentes estratos a lo largo de pilotes o pilas.

3.6.2.3.2.2.2 La capacidad de carga última de la punta, R_{up} , de la ecuación 3.6.2.3.2.2.1, se calculará a partir de las determinaciones realizadas mediante pruebas de presiómetro. La presión límite obtenida con este procedimiento, sirve como un indicador de la resistencia de los geomateriales del apoyo los que pueden ser suelos o rocas. La resistencia unitaria última en la punta del pilote o pila podrá estimarse con la ecuación 3.6.2.3.2.2.2:

$$p_u = k_b (p_L - p_0) \tag{3.6.2.3.2.2.2}$$

donde:

p_L es la presión límite determinada con la prueba de presiómetro

p_0 es el esfuerzo horizontal en reposo del suelo o la roca en la profundidad donde estará la punta de la pila o pilote; este esfuerzo podrá determinarse con la propia prueba del *PMT*

k_b es un factor de capacidad que es función del tipo de suelo o roca, y del tipo de pilote o pila. La tabla 3.6.2.3.2.2.2a se aplicará para el caso de suelos y rocas blandas, en tanto que la tabla 3.6.2.3.2.2.2b para el caso de pilas empotradas en roca sana.

Comentario:

Para la determinación de la presión límite, Burlon y coautores (2014) sugieren adoptar de manera ponderada lo medido en la zona que comprende una vez y media el diámetro o lado del pilote o pila, por debajo de su punta, y medio diámetro arriba o la longitud de empotramiento de pilote o pila.

Tabla 3.6.2.3.2.2a - Factores de capacidad de carga, k_b , en suelos y roca alterada para ensaye de presiómetro

	Arcillas y limos	Arenas y gravas	Roca alterada
Pilas con perforación previa, con o sin ademe	1.15	1.1	1.45
Pilotes hincados de concreto o de acero con extremo tapado	1.35	3.1	2.3
Pilotes hincados tubulares de acero con extremo abierto	1.0	1.9	1.2
Pilotes hincados H de acero	1.3	3.1	1.5
Tablaestacas hincadas	1.0	1.0	1.2
Micropilotes	1.15	1.1	1.45

Tabla 3.6.2.3.2.2b - Factores de capacidad k_b en función de la longitud normalizada de empotramiento en roca sana

Longitud/Diámetro	0	1	2	3	5
k_b	0.8	2.8	3.6	4.2	4.9

Comentario:

La determinación de la capacidad de carga última mediante la técnica del presiómetro, es particularmente conveniente en formaciones rocosas y en terrenos firmes en los que es difícil obtener muestras inalteradas.

*La correlación entre la presión límite cerca de la punta y la resistencia p_u , está soportada por la analogía entre la expansión de una cavidad cilíndrica y la movilización de la resistencia en la base. En el caso en que la punta de la pila quede embebida en una formación rocosa, la presión límite obtenida con el *PMT*, sirve como un índice de la resistencia de la roca en la que se empotra la pila; usualmente tal longitud de empotramiento es de una a tres veces el diámetro de la pila. La relación entre la presión límite y f_s es mucho más empírica; refleja el hecho de que la resistencia friccionante en el fuste aumenta con la compacidad relativa de los suelos arenosos, o bien con la consistencia relativa de los suelos arcillosos, y así con la resistencia del subsuelo.*

*Una virtud del procedimiento con base en resultados presiométricos es que su aplicación comprende tanto suelos como rocas, y que los parámetros de los factores y coeficientes que aquí se adoptan están sustentados en resultados de más de 175 pruebas de carga en geomateriales diferentes y con diferentes tipos de pilotes y pilas. Tales resultados provienen de, al menos, cuatro décadas de experiencias y análisis de esas pruebas de carga aunadas a determinaciones con el *PMT*; ello ha dado origen a lo dispuesto en el Eurocódigo 7. Sin embargo, se reconoce que su uso es todavía incipiente en México, a diferencia de los países europeos en los que su empleo es cotidiano. Lo*

anterior apunta a que es menester ganar experiencia local en el uso de la prueba **PMT**, lo que demanda que la interpretación de resultados se haga con cautela, conocimiento y juicio ingenieril. Sobre el tema, son relevantes los trabajos de Bustamante y Frank (1999), AENOR (2001, 2016), Burlon et al. (2014) y Frank (2015), Frank et al. (2022).

3.6.2.3.2.2.3 La contribución del fuste, R_{uf} , a la capacidad de carga última en la ecuación 3.6.2.3.2.2.1, se calculará a partir de los resultados de las pruebas con presiómetro. La resistencia unitaria última en cada tramo i del fuste f_{ui} se determinará con la ecuación 3.6.2.3.2.2.3, tomando en cuenta los valores correspondientes de α y f_{lim} (valor máximo de f_s) que se indican en la tabla 3.6.2.3.2.2.3, atendiendo al tipo de geomaterial y de pilote o pila. Los valores de f_s se obtendrán de la figura 3.6.2.3.2.2.3, en función de la presión límite neta p_L^* definida, para cada tramo de pilote o pila, como $p_L - p_0$.

$$f_{ui} = \alpha_i f_{si} \leq f_{lim,i} \tag{3.6.2.3.2.2.3}$$

Tabla 3.6.2.3.2.2.3 - Parámetros de fricción lateral para el ensaye de presiómetro (PMT)^[1]

Curva de fricción en figura 3.6.2.27	Arcillas y limos		Arenas y gravas		Roca	
	Q_1		Q_2		Q_3	
	α	f_{lim} , kPa	α	f_{lim} , kPa	α	f_{lim} , kPa
Pilas con perforación en seco	1.1	90	1.0	90	1.6	200
Pilas con perforación con lodo	1.25	90	1.4	90	1.6	200
Pilas con ademe permanente	0.7	50	0.6	50	-	-
Pilas con ademe recuperado	1.25	90	1.4	90	-	-
Pilotes hincados de concreto	1.1	130	1.4	130	-	-
Pilotes hincados de acero con extremo tapado	0.8	90	1.2	90	-	-
Pilotes hincados de acero con extremo abierto	1.2	90	0.7	50	1.0	90
Pilotes hincados H de acero*	1.1	90	1.0	130	0.9	90
Tablaestacas hincadas	0.9	90	0.8	90	1.2	90
Micropilotes con inyección única	2.7	200	2.9	380	2.4	320
Micropilotes con inyecciones repetidas	3.4	200	3.8	440	3.1	500

^[1]Tratándose de elementos de acero con sección tansversal de tipo **H**, el perímetro a considerar es el de la envolvente, y no el de la sección.

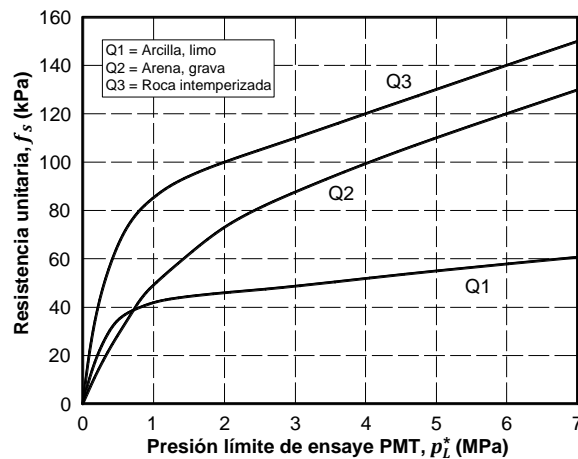


Figura 3.6.2.3.2.2.3 - Parámetro de fricción vs. presión límite de ensayos PMT.

Comentario:

Los datos presentados en la tabla 3.6.2.3.2.2.3 son los recomendados por Briaud (2013b) y Burlon et al. (2016), y aceptados en el Eurocódigo 7.

3.6.2.3.2.2.4 La determinación de la resistencia en el fuste habrá de repetirse en cada estrato, como lo indica la ecuación 3.6.2.3.2.2.3, haciendo intervenir la presión límite neta en cada uno de esos estratos a lo largo del pilote o pila.

Comentario:

*Es altamente recomendable que el uso de los resultados de pruebas **PMT** para el cálculo y verificación del estado límite de falla sea validado mediante resultados de pruebas de carga estática en pilotes o pilas.*

3.6.2.3.2.2.5 La capacidad de carga reducida R que habrá de considerarse en la ecuación 3.6.2.1, se obtendrá según se indica en la ecuación 3.6.2.3.2.2.5, tomando en cuenta el valor de R_u definido mediante la ecuación 3.6.2.3.2.2.1.

$$R = F_R R_u \quad (3.6.2.3.2.2.5)$$

3.6.2.3.2.2.6 Se adoptará un factor de resistencia F_R igual a 0.5, en la ecuación 3.6.2.3.2.2.5, al utilizar la prueba de **PMT**. Para pilotes hincados en perforación previa, se aplicará lo indicado en el inciso 7.1.3.2.

Comentario:

*Al usar la técnica **PMT**, cabe destacar que el factor de reducción que se adopta se aplica directamente a la suma de los componentes de fuste y punta a la capacidad de carga última.*

3.6.2.3.2.2.7 Determinación mediante la prueba de penetración de cono (**CPT**).

3.6.2.3.2.2.8 Este procedimiento permite estimar f_u y p_u , a partir de la resistencia de punta del cono, q_c , y cuantificar la capacidad de carga última. Es aplicable a pilotes hincados o pilas pre-excavadas, y tanto a suelos finos como a suelos arenosos.

3.6.2.3.2.2.9 La capacidad de carga reducida, R , de un pilote hincado en la Formación Arcillosa Superior, evaluada utilizando los resultados de la prueba **CPT**, se calculará mediante la ecuación 3.6.2.3.2.3.2, para considerarla en la ecuación 3.6.2.1. Se adoptará un factor de resistencia F_R igual a 0.6.

$$R = F_R \left(P_P \sum_{i=1}^n \frac{q_{c,i}}{N_k} L_i + 0.75 q_{c,p} A_p \right) \quad (3.6.2.3.2.3.2)$$

donde:

$q_{c,i}$ es la resistencia de punta del cono en la prueba **CPT** en el estrato i

$q_{c,p}$ es la resistencia de punta del cono en la prueba **CPT**, correspondiente al valor medio en un entorno de vez y media el diámetro o lado del pilote, por debajo de su punta

N_k es la relación adimensional entre la resistencia de punta del cono y la resistencia no-drenada del suelo. El cociente entre la resistencia de punta q_c y la relación N_k considerada no deberá exceder un valor de 50 kPa.

Comentario:

En la práctica mexicana, la relación entre la resistencia de punta del cono y la resistencia no-drenada del suelo, no considera explícitamente la presión vertical actuante al nivel de la prueba. Valores típicos de N_k se encuentran en Santoyo (2010). Es importante subrayar que no deben adoptarse las resistencias altas de los estratos arenolimosos que, a menudo, se encuentran en la Formación Arcillosa Superior (F.A.S.) y considerar los valores medios de la resistencia de punta del cono en los estratos arcillosos que los limitan; al respecto, consúltense resultados experimentales (Mendoza, 2022).

Es altamente recomendable que el uso de los resultados de pruebas de cono para el cálculo y verificación del estado límite de falla sea validado mediante resultados de pruebas de carga estática en pilotes o pila ensayados en condiciones comparables.

3.6.2.3.2.3 Determinación mediante la prueba de penetración estándar en suelos granulares (**SPT**)

3.6.2.3.2.3.1 Este procedimiento proporciona un medio totalmente empírico para estimar p_u y f_{ui} , en función del número de golpes, N , de pruebas de penetración estándar, a fin de cuantificar la capacidad de carga última. Es aplicable para pilotes o pilas con excavación previa, tanto para suelos finos como para suelos arenosos.

3.6.2.3.2.3.2 La resistencia unitaria última para la punta se estimará con la ecuación 3.6.2.3.2.4.2.

$$p_u = 60 N_{60} \quad (3.6.2.3.2.4.2)$$

donde:

N_{60} es el número de golpes en prueba *SPT*, no mayor a 75 y corregido, si es necesario, para considerar una energía del 60% de la nominal máxima, promediada para una longitud del doble del diámetro o lado del pilote o pila, por debajo de su desplante

p_u es la resistencia unitaria última en la punta en kPa.

3.6.2.3.2.3.3 La resistencia unitaria friccionante última en el contacto entre el suelo y la pila o pilote, f_{ui} , de cada tramo diferente a lo largo de estos elementos de cimentación, se estimará con la ecuación 3.6.2.3.2.4.3.

$$f_{ui} = 3 N_{60,i} \quad (3.6.2.3.2.4.3)$$

donde:

$N_{60,i}$ es el número de golpes en prueba *SPT* corregido, si es necesario, para considerar una energía del 60% de la nominal máxima, en cada uno de los estratos *i* a lo largo del pilote o pila

f_{ui} es la resistencia unitaria última en el fuste del estrato *i*, en kPa, con valor máximo de 200 kPa.

Comentario:

Al igual que para los procedimientos basados en las pruebas PMT y CPT, es muy deseable la validación de los resultados obtenidos con base en la prueba SPT, mediante pruebas de carga estática en pilotes o pilas, realizadas en condiciones comparables. No se corregirá el número de golpes en prueba SPT por la presión sobreyacente atendiendo a las consideraciones empíricas que fueron adoptadas (Wysockey, 1999) para la correlación indicada en las ecuaciones 3.6.2.3.2.4.2 y 3.6.2.3.2.4.3. Para la cuantificación de las contribuciones de capacidad de carga en función del número de golpes, existen en la literatura técnica múltiples correlaciones empíricas propuestas, lo que demuestra la dispersión en los resultados que puede presentarse al utilizar este procedimiento. Para la estimación de la capacidad de carga de la punta, R_{up} , se adoptó la expresión propuesta por la Administración Federal de Carreteras de los EEUU, FHWA (2010), en tanto que, para la resistencia última en el fuste, R_{uf} , se recurrió a la ecuación propuesta por Rollins et al. (2005).

3.6.2.3.2.3.4 Los valores resultantes de la aplicación de las ecuaciones 3.6.2.3.2.4.2 y 3.6.2.3.2.4.3 se sustituirán en la ecuación 3.6.2.3.2.2.1, para obtener las contribuciones últimas de la capacidad de carga por fricción lateral y punta del pilote o pila. La capacidad de carga reducida R , misma que se comparará con las combinaciones de cargas actuantes factorizadas según la ecuación 3.6.2.1, se estimará con la ecuación 3.6.2.3.2.4.4.

$$R = F_{R,f} R_{uf} + F_{R,p} R_{up} \quad (3.6.2.3.2.4.4)$$

donde:

$F_{R,f}$ es el factor de reducción a la contribución por fricción en el fuste del pilote o pila individual, o en su caso del grupo o subgrupo de pilotes o pilas, para el que se adoptará un valor de 0.5

$F_{R,p}$ es el factor de reducción de la contribución por punta de los pilotes o pilas, para el que se adoptará un valor de 0.35.

3.6.2.3.3 Métodos de análisis límite

3.6.2.3.3.1 En el caso de cimentaciones desplantadas en un suelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las ecuaciones de los métodos analíticos, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales; es decir, aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

3.6.2.3.3.2 En el caso de cimentaciones sobre taludes, o cerca de su hombro, se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y la geometría del sitio y, en su caso, con el agrietamiento existente.

3.6.2.3.3 En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia que señala la sección 3.2. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado en 3.2.

3.6.2.3.4 Métodos de modelación numérica

3.6.2.3.4.1 Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (método de los elementos finitos o similares) para revisar la seguridad de las cimentaciones a base de pilotes o pilas cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema sean complejas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado en 3.2. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga alcanzada será afectada por el factor de reducción de la sección 3.2 para obtener el valor de **R**.

3.6.2.3.4.2 El modelo y las relaciones constitutivas que se empleen deben ser representativos del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

Comentario:

La adopción de códigos de cómputo comerciales para los fines de diseño y cumplimiento de esta normatividad, demanda el conocimiento pleno de las hipótesis y consideraciones que adoptan tales paquetes, así como las relaciones constitutivas que mejor representen el comportamiento mecánico real del subsuelo de apoyo (Auvinet et al., 2017).

3.6.2.3.5 Métodos semiempíricos para pilas en formaciones rocosas

3.6.2.3.5.1 La capacidad de carga reducida por resistencia lateral de la porción empotrada de una pila en una formación rocosa, C_f , se podrá estimar con la expresión 3.6.2.3.5.1a.

$$C_f = 1.4 P_p L F_R P_a \left(\frac{\alpha_E^{0.7} q_u}{P_a} \right)^{0.5} \quad (3.6.2.3.5.1a)$$

donde:

- L** es la longitud de empotramiento de la pila en la formación rocosa,
- F_R** es el factor de resistencia que se tomará igual a 0.65;
- q_u** es la resistencia a la compresión no confinada de la roca;
- P_a** es la presión atmosférica;
- P_p** es el perímetro de la pila;
- α_E** es un factor de corrección adimensional por discontinuidades, que depende del RQD expresada en porcentaje, y que se calcula con la ecuación 3.6.2.3.5.1b:

$$\alpha_E = 10^{0.013RQD - 1.34} \quad (3.6.2.3.5.1b)$$

Comentario:

*En la aplicación ingenieril de estos métodos, debe adoptarse un enfoque conservador, teniendo en cuenta que estas expresiones no sustituyen la experiencia y juicio de un profesional familiarizado con las complejidades de la práctica de la ingeniería de cimentaciones; lo anterior es particularmente cierto para formaciones rocosas, donde no se ha generado experiencia local suficiente, por ejemplo, en la realización de pruebas de carga en pilas desplantadas en rocas. La solución adoptada aquí está basada en lo propuesto por Horvath y Keeney (1979) pero corregida con los resultados de un análisis estadístico (Rezazadeh y Eslami, 2017) de poco más de un centenar de pruebas de carga en pilas empotradas en diversos tipos de rocas. Mediante un factor de corrección, se incorporan los efectos de discontinuidades, de forma tal que la resistencia no confinada de la masa de roca, es afectada por la designación de la calidad de la roca, **RQD** (rock quality designation) o la calificación del macizo rocoso, **RMR** (rock mass rating).*

Al aplicar la ec. 3.6.2.3.5.1a, es recomendable verificar que no se rebase la capacidad en compresión del concreto de la pila en la forma señalada en la NTC-Concreto.

3.6.2.3.5.2 La capacidad de carga reducida por el aporte de la base o punta de una pila, C_p , en formaciones rocosas como las de naturaleza basáltica que se encuentran al sur de la Ciudad de México, se podrá estimar mediante la ecuación 3.6.2.3.5.2a.

$$C_p = q_u K_{sp} d A_p F_R \quad (3.6.2.3.5.2a)$$

donde:

K_{sp} es un coeficiente empírico adimensional que depende del espaciamiento y abertura de las discontinuidades de la roca

A_p es el área de la base o punta de la pila

F_R es el factor de resistencia que se tomará igual a 0.35

d es un factor de profundidad, que se calcula con la ecuación 3.6.2.3.5.2a.

$$d = 1 + \frac{0.4L}{B} \leq 3 \quad (3.6.2.3.5.2b)$$

3.6.2.3.5.3 El coeficiente K_{sp} , que toma en cuenta el efecto de escala y la respuesta de discontinuidades, se estimará mediante la expresión 3.6.2.3.5.3.

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{B}}{\frac{10}{3} \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (3.6.2.3.5.3)$$

donde:

S_d es el espaciamiento de las discontinuidades

t_d es la apertura de las discontinuidades.

Comentario:

Debe tenerse presente que usualmente el muestreo de rocas es relativamente limitado y, en todo caso, las determinaciones de la compresión no confinada en núcleos de roca solo describen la resistencia de la roca intacta, y no la del macizo rocoso in situ. De ahí la necesidad de aplicar correcciones a esta, para las estimaciones de capacidad de carga.

El factor más significativo que define el porcentaje de carga soportado por el fuste es la relación entre la longitud de empotramiento y el diámetro (L/B). El aumento en esta relación resulta en una disminución del aporte por punta y en el aumento de contribución del fuste.

Cuando el módulo de elasticidad de la roca es mayor que el del concreto y la relación $L/B > 4$, la carga aplicada es totalmente soportada por la resistencia lateral que se desarrolla en el fuste.

Si la relación L/B es mayor que 5, la resistencia por punta se reducirá y, si es mayor que 8, será despreciable. En contraste, la resistencia por fuste se reducirá cuando esta relación disminuya.

3.6.2.3.6 Métodos basados en pruebas de carga en el sitio

3.6.2.3.6.1 Las estimaciones de la resistencia reducida de pilotes o pilas basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos o numéricos se verificarán mediante pruebas de carga estática en pilotes o pilas cuando exista incertidumbre en los parámetros de diseño. Estas pruebas deberán mantener condiciones comparables a las de producción, por lo que toca a dimensiones y procedimiento de construcción. Esta disposición tendrá carácter obligatorio, tratándose de edificaciones de los grupos A o B1.

3.6.2.3.6.2 Los pilotes o pilas ensayados se llevarán a la falla o hasta dos veces la combinación más alta de cargas previstas; si se trata de pilotes o pilas de la propia edificación, la carga máxima a que se sujetarán será esa misma combinación de carga. En ningún caso se considerará como carga de falla la correspondiente a penetraciones mayores al 15% del diámetro o lado de pilote o pila. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de su hinca o colado, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes o pilas que apoyen su punta en un estrato friccionante, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la misma. En función de la carga máxima prevista por aplicar, deberá revisarse el diseño estructural del sistema de carga y reacción, e incluso del propio elemento estructural, pila o pilote.

Comentario:

Las pruebas de carga aportan la relación más confiable entre la carga axial que se le aplique a un pilote o a una pila y el consecuente desplazamiento axial. Proporcionan también información valiosa para estimar la aportación de la punta y, con la instrumentación respectiva, la distribución de la resistencia cortante lateral en el fuste a lo largo de pila o pilote. Debe reconocerse que los procedimientos constructivos empleados para la ejecución de cimentaciones profundas tienen una influencia muy importante en la capacidad de carga que éstas alcanzan realmente. Así, un aspecto decisivo en una prueba de carga es el tiempo de reposo que deberá guardarse entre el hincado de un pilote, o el colado de una pila, que vayan a ser ensayados, y la ejecución de la prueba (Paniagua y Elvira, 2017).

Para la realización de pruebas de carga en pilas, se deberá asegurar la limpieza del fondo de la perforación, sobre todo para elementos en los que se pretenda que desarrollen un importante aporte de su punta a la capacidad de carga. Para asegurar esto último, podrá recurrirse a tratamientos de post-inyección en la zona de la punta de la pila.

Particular atención deberá prestarse a que el tiempo de exposición en que se tenga abierta la perforación, antes de hacer el colado de una pila, sea el mínimo; debe buscarse que ese tiempo no exceda de algunas horas. Lapsos de días entre la conclusión de la perforación y el colado, conducen a reducciones significativas de la resistencia friccionante en el fuste.

Se llama la atención acerca de la necesidad de interpretar convenientemente los datos resultantes de una prueba de carga, atendiendo a los esfuerzos residuales impuestos a la pila o pilote durante su instalación y a los que impone un medio con asentamiento regional. En efecto, al iniciar una prueba de carga, los esfuerzos sobre el elemento estructural no parten de cero o solo los debidos a su peso propio, sino que el medio que lo rodea le impone esfuerzos no despreciables que deben tomarse en cuenta en la interpretación de las mediciones.

Con frecuencia, en ensayos de pilotes o pilas cuya punta descansa en un estrato resistente, no se define con claridad la carga de falla; si tal es el caso, se adoptará la que corresponda a la deformación en la cabeza igual al 15% del diámetro o lado, atendiendo a lo que establece la norma ASTM-1143 (2013).

Para llevar a cabo las actividades de planeación, instrumentación, ejecución e interpretación de pruebas de carga en pilotes y pilas, se sugiere consultar Ibarra y Rangel (2017) y Mendoza et al. (2004).

3.6.2.3.6.3 Si la prueba de carga permite distinguir por separado el aporte del fuste y de la punta, la capacidad de carga última media por fricción en el fuste, se afectará por un factor de reducción igual a 0.8 para obtener el valor de R ; y la capacidad de carga última de la punta se multiplicará por un factor de reducción igual a 0.55. Si la prueba se ejecuta sin el conocimiento expreso del aporte de fuste y punta, deberá aplicarse un factor de reducción igual a 0.7 a la carga última para obtener la carga reducida R .

Comentario:

La incertidumbre en el valor de la capacidad de carga última de pilotes o pilas obtenida con este método, se reduce en la medida en que se realiza un número mayor de pruebas de carga estática en el sitio de interés y, desde luego, en la medida en que no haya dispersión excesiva en sus resultados.

3.6.2.3.7 Estimación basada en la experiencia local

3.6.2.3.7.1 La revisión de la seguridad de cimentaciones sobre pilotes o pilas no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Tal experiencia deberá estar basada en la observación del comportamiento de cimentaciones piloteadas similares, y sustentada por exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio. Si los valores estimados de la capacidad de carga reducida R del pilote o pila difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita los elementos que justifiquen los valores adoptados-

3.6.3 Consideraciones adicionales:**3.6.3.1** Sobre la capacidad de pilotes y pilas ante cargas laterales.

3.6.3.1.1 Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas sollicitaciones horizontales.

Comentario:

Particular atención debe prestarse a verificar que los pilotes o pilas, principalmente en orillas y esquinas de la cimentación, tengan la capacidad estructural suficiente en su conexión con losa o contratraves, a fin de soportar la carga axial máxima y el cortante basal que ahí ocurre.

3.6.3.1.2 Se verificará la seguridad de las pilas y los pilotes sometidos a cargas laterales significativas ante este tipo de acciones. Las principales fuentes de cargas laterales sobre las edificaciones son los eventos sísmicos, los procedimientos de construcción y las cargas de viento.

3.6.3.1.3 La capacidad de carga horizontal de los pilotes verticales estará limitada por los tres modos de falla diferentes siguientes, mismos que deberán ser considerados en el diseño:

- a) La capacidad del suelo puede ser excedida, resultando en grandes movimientos horizontales de los pilotes y determinando la consecuente falla de la cimentación
- b) Los momentos flexionantes y/o los cortantes pueden generar esfuerzos excesivos de flexión y/o cortante en el material del pilote, resultando en la falla estructural de los pilotes; o bien
- c) Las deflexiones de las cabezas de los pilotes pueden resultar demasiado grandes, al punto de que sean incompatibles con la superestructura.

Comentario:

Para un pilote largo, la resistencia lateral nominal está controlada por la resistencia del propio pilote, ya que el pilote fallará estructuralmente antes de que ocurra la falla del suelo a lo largo de toda su longitud. A su vez, la resistencia lateral nominal de un pilote corto, definido como un pilote con empotramiento insuficiente para evitar la rotación de la punta, está controlada por el suelo. Los pilotes verticales resisten las cargas o momentos flexionantes mediante deflexión hasta que se moviliza la reacción necesaria en el suelo circundante. El comportamiento de la cimentación bajo tales condiciones de carga depende esencialmente de la rigidez del pilote y de la resistencia del suelo; para su análisis, puede recurrirse a las soluciones de Broms (1964a, b) y Poulos (1985). Si bien los pilotes cortos y rígidos con cargas laterales grandes son poco comunes en la práctica, cuando se encuentren, deberán evaluarse con un análisis p-y, considerando tanto las propiedades de los geomateriales como la resistencia estructural del pilote (Canadian Geotechnical Society, 2006).

Al igual que para la capacidad de carga vertical, a menudo, el mejor método para estimar la capacidad de pilotes y pilas a las cargas laterales, es el que se basa en una prueba de carga lateral bien planificada y bien ejecutada bajo condiciones similares a las reales; en particular, se cuidará que el nivel de la aplicación de la carga lateral en la cabeza, corresponda al nivel de desplante de la cimentación, evitando con ello posibles rellenos sueltos superficiales u oquedades.

3.6.3.2 Capacidad de carga de pilotes o pilas trabajando a la extracción

3.6.3.2.1 Deberá verificarse la seguridad de los elementos de cimentaciones profundas que puedan trabajar a la extracción. Su capacidad de carga ante este tipo de acciones estará dada exclusivamente por el peso propio de ese elemento de cimentación con un F_R unitario y por la fuerza de fricción desarrollada en el fuste, estimada como se indica a continuación:

3.6.3.2.2 Deberá respetarse lo ya expresamente dispuesto para pilotes desplazantes y pilas no desplazantes. De estar embebidos estos elementos en suelos arcillosos, la fuerza resistente por adherencia-fricción se calculará mediante la ecuación 3.6.2.3.1.1, en la que el factor α_i de la ecuación 3.6.2.3.1.1 se deberá multiplicar por 0.8, para considerar la diferencia en la magnitud de la resistencia cortante en el fuste trabajando a la extracción, en comparación con la resistencia al trabajar a compresión.

3.6.3.2.3 Tratándose de pilas embebidas en suelos friccionantes, la fuerza resistente por fricción se calculará mediante la ecuación 3.6.2.3.1.2a; cuando el cociente de longitud entre diámetro, $\frac{L}{D} > 20$, el factor β se deberá multiplicar por 0.8, pero para pilas cortas con cociente $\frac{L}{D} < 20$, ese mismo factor se deberá multiplicar por 0.6.

Comentario:

Es muy extendida la idea de que la resistencia al cortante que se vence en el fuste de elementos de cimentación trabajando a la penetración o a la extracción es la misma; sin embargo, los resultados de pruebas, tanto en modelos a escala como en una cantidad considerable de ensayos en pilotes y pilas a escala natural, indican que, en general, la resistencia en el fuste de elementos trabajando a la extracción, es menor que la misma cuando el elemento trabaja a compresión. La diferencia se asocia a las diferentes superficies de falla que se desarrollan en un caso y en otro.

Esta diferencia se acentúa en suelos friccionantes, cuando las pilas o los pilotes son cortos y cuando el elemento es metálico liso. Para más información al respecto, se puede consultar a Briaud (2013a) y Regan et al. (2013).

3.6.3.3 Consideraciones acerca de acciones sísmicas

3.6.3.3.1 Para la verificación de la ec. 3.6.2.1 para la combinación de cargas que incluya la sísmica, se considerarán las dos condiciones siguientes:

3.6.3.3.1.1 Para el trabajo individual de los pilotes o pilas:

3.6.3.3.1.1.1 En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por cada uno de los pilotes o pilas individuales o subgrupos se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo-estructura. Se calculará entonces la carga vertical en la combinación considerada transmitida al pilote o pila, incluyendo su peso propio, afectada por su correspondiente factor de carga:

$$\sum Q_i F_c \quad (3.6.3.3.1.1.1)$$

3.6.3.3.1.1.2 Las cargas Q_i podrán calcularse en primera aproximación mediante la expresión 3.6.3.3.1.1.2:

$$Q_i = \frac{\Sigma F_z}{NP} \pm \frac{M_x y_i}{\Sigma y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\Sigma x_i^2} \quad (3.6.3.3.1.1.2)$$

donde:

- ΣF_z sumatoria de cargas verticales globales
- M_x momento de volteo alrededor del eje X, con 30 y 100% del valor global
- M_y momento de volteo alrededor del eje Y, con 100 y 30% del valor global
- x_i distancia del pilote o pila i en dirección X con respecto al eje centroidal Y
- y_i distancia del pilote o pila i en dirección Y con respecto al eje centroidal X
- NP número de pilotes o pilas en la cimentación.

Comentario:

Los pilotes o pilas soportan las acciones derivadas de las fuerzas inerciales que impone la superestructura, así como las fuerzas cinemáticas provocadas por el paso de las ondas sísmicas por la cimentación. Ante un sismo, los desplazamientos del terreno se transmiten de la cimentación a la superestructura; como resultado, se generan fuerzas inerciales, las que se aplican de regreso a la cimentación, misma que debe soportarlas. Así, la cimentación debe resistir los efectos del movimiento del terreno y las cargas aumentadas de la superestructura. Por tanto, se deben definir por una parte esas cargas aumentadas, y por otra, la resistencia geotécnica nominal; sin embargo, ambas magnitudes guardan una estrecha interacción, por lo que, asimismo, debe mantenerse una muy cercana comunicación entre los ingenieros geotecnistas y estructuralistas involucrados en un proyecto. Debe recordarse que la respuesta de cimentaciones profundas a cargas sísmicas es compleja (Romo et al., 2000) y que, estrictamente, una evaluación correcta y completa de las características de la respuesta sísmica de grupos de pilotes o pilas requiere análisis dinámico, lo que exige el uso de programas de cómputo (Lysmer, 1978; Romo y García, 1997). Las principales características geotécnicas a considerar en estos análisis son el comportamiento no lineal del suelo adyacente a los pilotes, la reducción de la resistencia friccionante en el fuste en suelos arcillosos blandos (Mendoza, 2004), el deslizamiento e incluso la posible separación o abocardamiento en la interfaz suelo-pila o pilote, y la disipación de energía a través de diferentes mecanismos de amortiguamiento. Adicionalmente, debe tenerse presente el comportamiento exhibido por diferentes tipos de cimentaciones piloteadas ante eventos sísmicos, como los de septiembre de 1985 (Auvinet y Mendoza, 1986).

3.6.3.3.1.2 Para el trabajo del grupo de los pilotes o pilas, se verificará que se cumpla la desigualdad 3.6.3.3.1.2.

$$\Sigma Q F_c < R \frac{A'}{A} \quad (3.6.3.3.1.2)$$

donde

$\Sigma Q F_c$ es la carga vertical global en la combinación considerada transmitida al grupo de pilotes o pilas, incluyendo su peso propio, afectada por su correspondiente factor de carga

A es el área envolvente del grupo de pilotes o pilas

A' es el área reducida en función de las excentricidades generadas por los momentos de volteo globales M_x y M_y , calculada de la misma forma como se indica en la párrafo 3.4.2.3.8 para cimentaciones someras.

3.6.3.3.2 Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes o pilas sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para trabajar en estas condiciones.

3.6.3.3.3 La verificación deberá realizarse con el área reducida correspondiente, en función de las excentricidades estáticas en su caso, y las debidas al momento de volteo sísmico cuando la combinación de cargas incluya las acciones sísmicas, Para la combinación que incluya las acciones sísmicas, al calcular las excentricidades debidas a un momento de volteo sísmico, se deberá cumplir lo dispuesto al respecto para cimentaciones someras (párrafo 3.4.2.3.7).

3.6.3.3.4 Los momentos flexionantes debidos a la interacción cinemática deberán considerarse solo si en la estratigrafía se tienen fuertes contrastes en rigidez entre estratos contiguos, y si se trata de estructuras del tipo A.

3.6.3.4 Consideraciones respecto a pilotes metálicos

3.6.3.4.1 Se tomará en cuenta que los pilotes de acero tienen particularidades que requieren consideraciones especiales; la forma de su sección transversal, que incluye los tubulares y los de sección H e I, y su naturaleza misma son aspectos que determinan su capacidad de soporte.

Comentario:

Debe reconocerse que el uso de pilotes metálicos en la CDMX es incipiente, por lo que lo aquí establecido habrá de irse adecuando según las experiencias y comportamientos observados que tengan estas cimentaciones a futuro.

3.6.3.4.2 Un pilote tubular puede hincarse en una condición no taponada, pero actuar taponado bajo carga estática. Para pilotes tubulares no taponados, debe considerarse que la fricción lateral, f_s , actúa tanto en el interior como en el exterior del pilote; en este caso, el aporte o presión de la punta actúa solamente sobre el espacio anular de la pared del pilote. La longitud interior que trabaja a fricción deberá sustentarse con mediciones o con la experiencia local. La consideración de que un pilote sea taponado o no taponado puede basarse en cálculos estáticos.

3.6.3.4.3 Para un pilote tubular, se adoptará como capacidad de carga última a la suma de la fricción sobre el fuste externo más la capacidad de punta en la pared anular del pilote, más la fricción lateral interna o la capacidad de punta del tapón, la que resulte menor. Para pilotes considerados taponados, se admitirá que el aporte o presión de la punta actúa sobre toda la sección transversal del pilote.

3.6.3.4.4 Para un pilote de sección H o I, la estimación de la capacidad de carga deberá basarse en el valor menor de las combinaciones siguientes,: i) Generación total del tapón en la punta del pilote, y el área perimetral del rectángulo envolvente del pilote por lo que se refiere al fuste; ii) Solo el área de acero por lo que se refiere a la punta, y el área perimetral total del pilote, incluyendo alma y patines, para el aporte del fuste; y iii) Alguna combinación del área de la punta y perímetro de contacto pilote-suelo, atendiendo a la experiencia local.

Comentario:

Se podrá reconocer como zona taponada el área de suelo incluida entre la envolvente del pilote y las paredes de su alma, o una fracción de ella (U.S. Army Corps of Engineers, 1991).

La definición de las dimensiones del tapón en la punta entre los patines y el alma de secciones H o I mantiene una gran incertidumbre (Tomlinson y Woodward, 2008) lo que atiende a un problema complejo con pocas mediciones. En la literatura técnica al respecto, se encuentran propuestas de que se adopte para el área de la punta, del 30 al 70% del área total definida por el perímetro envolvente del pilote.

3.6.3.4.5 La capacidad de carga reducida por adherencia-fricción lateral, C_f , para suelos cohesivos de pilotes metálicos hincados típicamente en la Formación Arcillosa Superior, se calculará de acuerdo a lo indicado en la ecuación 3.6.2.3.1.1, multiplicando el resultado por 0.8 en pilotes tubulares, o por 0.85 tratándose de pilotes con sección H o I.

Comentario:

El factor multiplicador señalado obedece a la textura de la superficie del acero, diferente a la textura rugosa de los pilotes de concreto. La diferenciación entre los tubulares y los de sección H o I, atiende a que mientras el contacto

en los primeros es siempre pilote-suelo; en los segundos, se mantiene tanto una interacción acero-suelo como suelo-suelo, al considerar el cuadrángulo que envuelve tales secciones.

Para suelos friccionantes, se indican en la Tabla C3.6.3.4.5, solo a modo de guía, parámetros para definir los valores últimos unitarios de la capacidad de carga en punta y fuste de pilotes tubulares en formaciones no cohesivas. La capacidad de carga de punta se calculará de acuerdo con la ecuación 3.6.2.3.1.4a, en la que se ignorará el segundo sumando; se adoptará el menor de los valores de N_q^* entre el indicado en esta tabla y el determinado por la ecuación 3.6.2.3.1.4b. Los parámetros indicativos de la Tabla C3.6.3.4.5 son los recomendados por el American Petroleum Institute (API, 2004). Debe tenerse presente que, para pilotes largos, la capacidad de carga de la punta podría no incrementarse linealmente con la presión efectiva sobreyacente, por lo que resulta apropiado limitarla a valores dados en la Tabla C3.6.3.4.5. Asimismo, se establecen valores unitarios máximos para la fricción en el fuste.

Tabla C3.6.3.4.5 - Parámetros indicativos para estimar capacidad de carga de pilotes tubulares en suelos friccionantes (API, 2004)

Compacidad	β	Fricción unitaria límite (kPa)	Factor de capacidad de carga, N_q^*	Valores máximos de la capacidad de carga unitaria en la punta (MPa)
Medianamente compacta	0.29	67	12	3
Medianamente compacta a compacta	0.37	81	20	5
Compacta a muy compacta	0.46	96	40	10
Muy compacta	0.56	115	50	12

3.6.3.4.6 Para tomar en cuenta la corrosión en la revisión estructural de pilotes de acero, deberá considerarse un espesor de sacrificio en todo el perímetro en contacto con el suelo. Tal reducción del espesor está determinada por el tipo de suelo en el que estén alojados los pilotes, y del tiempo de vida útil que se haya establecido para el proyecto en que se usen esos elementos. Valores de los espesores de sacrificio deberán atender a lo establecido en la NTC-Acero.

3.6.3.4.7 La pérdida de espesor por corrosión considerada en las cimentaciones de acero se adoptará la magnitud mayor de entre lo que reconoce la NTC-Acero al respecto, y el que corresponde a cimentaciones construidas en un ambiente marino, esto es: 0.035 mm/año, lo que lleva a 1.75 mm en 50 años.

Comentario:

Con frecuencia se aduce que cuando los pilotes de acero están total y permanentemente enterrados, no se ven afectados apreciablemente debido al escaso oxígeno, independientemente del tipo de suelo. Tal enfoque corresponde a algunas prácticas sugeridas por ejemplo por AASHTO (2010). Sin embargo, se reconoce generalmente que debe considerarse un espesor descontado, tomando en cuenta características del suelo y el tiempo de vida útil (Eurocódigo 3, Parte 5).

Por otra parte, deben reconocerse las condiciones muy particulares de la CDMX, principalmente en la parte oriente de la Zona del Lago. El ambiente salino que impera en la arcilla de la Ciudad de México es incluso más agresivo que el marino. En efecto, determinaciones químicas del agua intersticial de suelos muestreados de la FAS han mostrado concentraciones salinas (cloruros, sulfatos, carbonatos, y iones de calcio, potasio y magnesio) hasta cuatro veces más altas que las del agua de mar. Por esto, debe considerarse la reducción de espesor que sufrirá un elemento de acero, en estos suelos. La recomendación dada en este inciso se basa en las normas EN 1993-5:2007.

3.6.3.4.8 Ante estas condiciones proclives a la corrosión de elementos de acero, será necesaria una evaluación técnica para establecer si es necesario algún tratamiento de protección, tales como pintura, protección catódica, etc. Tal evaluación deberá ser realizada, de manera conjunta, por el diseñador y el constructor, siguiendo las prácticas establecidas en la NTC-Acero.

3.6.4 Estado límite de servicio

3.6.4.1 En suelos blandos en proceso de consolidación, como los de las zonas II y III, si se pretende que una cimentación a base de pilotes o pilas siga, por lo menos parcialmente, el hundimiento regional, los asentamientos o emersiones bajo cargas estáticas deberán estimarse considerando la penetración de los pilotes o pilas y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de dichos asentamientos y emersiones se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Comentario:

El cálculo de los asentamientos o emersiones de cimentaciones sobre pilotes o pilas, se puede realizar utilizando el método simplificado expuesto en Auvinet y Díaz Mora (1981) o mediante una modelación explícita del problema por métodos numéricos (Rodríguez, 2015).

3.6.4.2 Deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes o pilas.

3.6.4.3 Cuando los pilotes o pilas se desplanten en un estrato duro, los asentamientos se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la deformación de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.6.4.4 Para el cálculo de las deformaciones elásticas transitorias inducidas en el suelo por la cimentación bajo condiciones sísmicas, particularmente las generadas por los momentos de volteo, se podrá recurrir a procesos analíticos de interacción suelo-estructura de cimentación donde se definan los giros a los que estará sujeta y las deformaciones angulares generadas. También podrán aplicarse las rigideces dinámicas (K_h y K_r) obtenidas bajo el procedimiento establecido en la sección 8.2 de la NTC-Sismo en el cálculo de deformaciones. Alternativamente, se podrá construir un modelo numérico representativo del sistema suelo-cimentación para la determinación de estas deformaciones y aquellas de tipo permanente.

Comentario:

Los análisis de interacción suelo-estructura permiten frecuentemente optimizar el diseño estructural de los elementos de cimentación (García-Ranz et al, 1989), lo que puede llevar a un ahorro significativo.

3.6.4.5 En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, para permitir que la estructura siga, por lo menos parcialmente, el hundimiento regional, el espacio dejado entre la punta de los pilotes o pilas y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que, en ninguna condición, dicha punta pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación regional.

Comentario:

Aun si se toma la precaución indicada en el inciso anterior, es previsible que, a largo plazo, la cimentación sobre pilotes presente emersión aparente debido a la evolución de las propiedades de los materiales blandos en proceso de consolidación. La emersión aparente provoca el desconfinamiento de la parte superior de los pilotes y de la conexión con contratraves o losa de cimentación. Por tal motivo, especial atención deberá prestarse al diseño estructural y detallado de esa conexión, principalmente para los pilotes ubicados en orillas y esquinas de la cimentación (NTC-Concreto).

3.6.5 Estimación de la fricción negativa

3.6.5.1 La fricción negativa es la tracción descendente que se genera en el fuste de pilotes o pilas cuando el terreno que los circunda se consolida por el abatimiento piezométrico en el interior del suelo o por una carga superficial aplicada sobre el mismo. Las acciones que entonces se oponen a la penetración de los pilotes o pilas son la fricción positiva y la resistencia por punta, figura 3.6.5.2.3. Se denomina nivel neutro a la elevación donde los desplazamientos relativos entre el pilote o pila y el suelo son nulos, es decir donde la fricción pasa de negativa a positiva.

Comentario:

El fenómeno de fricción negativa se analiza en Reséndiz y Auvinet (1973), Zeevaert (1973) y, mediante métodos numéricos, en Rodríguez (2010)

3.6.5.2 Siendo la estimación de la fricción negativa un problema complejo, es recomendable recurrir a la modelación numérica explícita del problema. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo. Alternativamente, esta estimación podrá efectuarse de la forma siguiente:

3.6.5.2.1 La magnitud de la fricción negativa deberá considerarse nula cuando la combinación de las acciones permanentes más las acciones variables (con su intensidad media) sea igual o mayor a la capacidad de carga de la pila o pilote (inciso 3.5.1) considerando un factor de resistencia F_R unitario.

3.6.5.2.2 En pilotes o pilas apoyados sobre un estrato duro, con separación S (de centro a centro) y ancho o diámetro B , deberá considerarse que la magnitud de la fricción negativa será igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.6.2.3.1.1, con factor de resistencia F_R unitario), considerando los coeficientes de reducción (C_R) que se indican en la tabla 3.6.5.2.2.

Tabla 3.6.5.2.2- Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilotes o pilas apoyados sobre un estrato duro

Tipo de pila o pilote	S/B	C_R
Individual	-----	1.0
De esquina	2.5	0.5
	5	0.9
De borde	2.5	0.4
	5	0.8
Interior	2.5	0.15
	5	0.5

3.6.5.2.3 En pilotes o pilas interiores que no alcanzan a apoyarse en un estrato duro, la magnitud de la fricción negativa deberá estimarse por tanteos, modificando la profundidad del nivel neutro (z_0), hasta que se cumpla la siguiente ecuación, fig. 3.6.5.2.3:

$$\frac{\Sigma Q}{N_P} + FN = FP + C_P \tag{3.6.5.2.3a}$$

donde:

ΣQ acciones permanentes más acciones variables con intensidad media
 N_P número de pilotes o pilas

$FP = C_f \left| \begin{matrix} D_f + L_P \\ z_0 \end{matrix} \right.$ fricción positiva igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.6.2.3.1.1), desde z_0 hasta la profundidad de la punta del pilote o pila ($D_f + L_P$), considerando un factor de resistencia unitario

C_p capacidad de carga por punta (ecuación 3.6.2.3.1.4a), considerando un factor de resistencia unitario

L_P longitud del pilote o pila

D_f profundidad de desplante de la zapata, losa o cajón de cimentación

FN fricción negativa, igual a:

$$FN = \text{mín} \left\{ \begin{matrix} C_f \left| \begin{matrix} z_0 \\ D_f \end{matrix} \right. \\ \Delta\sigma_{z_0} A_T \end{matrix} \right. \tag{3.6.5.2.3b}$$

donde:

$C_f \left| \begin{matrix} z_0 \\ D_f \end{matrix} \right.$ capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.6.2.3.1.1) desde D_f hasta z_0 , considerando un factor de resistencia unitario

$\Delta\sigma_{z_0}$ incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad z_0 (sin considerar la presencia de los pilotes o pilas) generado por: a) el abatimiento de la presión de poro en el futuro que se considere más probable; o b) una sobrecarga en el terreno circundante

A_T área tributaria entre pilotes o pilas.

$$FP = C_f \left| \frac{D_f + L_p}{z_0} \right| \tag{3.6.5.2.3a}$$

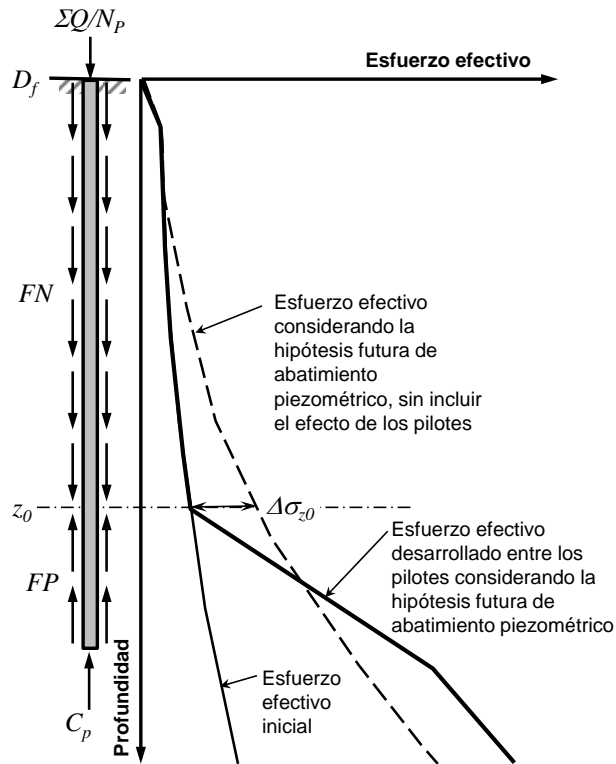


Figura 3.6.5.2.3 - Consideraciones para la estimación de la fricción negativa

3.6.5.2.4 Para el caso de pilotes o pilas perimetrales o independientes que no alcanzan a apoyar su punta en un estrato duro, la fricción negativa podrá estimarse con el criterio establecido en el punto 3), considerando que $FN = C_f \left| \frac{z_0}{D_f} \right|$

Comentario:

Desde la normativa emitida en 2017, se ha insistido en que la fricción negativa no debe considerarse como una acción en la revisión geotécnica de los estados límite de falla. Este cambio de enfoque obedece a la evolución significativa del conocimiento con los resultados de investigaciones relativamente recientes que se han llevado a cabo en modelos físicos y numéricos. Las acciones estáticas a largo plazo pueden provocar una penetración progresiva de la punta del elemento en el suelo, pero sin inducir falla; se trata por tanto de un problema de deformación (estado límite de servicio) y no de falla.

3.7 Cimentaciones especiales

3.7.1 Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante sollicitaciones sísmicas.

Comentario:

En caso de que se utilicen pilotes de control, en cualquiera de sus variantes, es recomendable: a) explicar el criterio de diseño y mostrar que es compatible con la presente Norma; b) especificar el tipo y periodicidad de mantenimiento requerido; c) indicar el monitoreo que se llevará para asegurar el comportamiento adecuado de la edificación. Esta recomendación aplica para cimentaciones nuevas o recimentaciones. La tecnología, los diferentes elementos

para diseño y mantenimiento, así como ejemplos de aplicación, pueden consultarse en: López Acosta y Martínez (2021).

3.8 Cimentaciones abandonadas

3.8.1 Al demoler edificios, se tomarán las precauciones necesarias para que los elementos de cimentación dejados en el suelo no causen daños a las construcciones vecinas, a los servicios públicos o a las edificaciones que se construirán en el futuro en el mismo predio. Se tomará en cuenta que la presencia de una cimentación abandonada en un subsuelo sometido a consolidación regional tiende a generar una emersión del terreno a largo plazo, respecto al terreno circundante, de manera similar a lo que sucede en cimentaciones sobre-compensadas. Deberá demostrarse, a satisfacción de la Administración, que las precauciones tomadas garantizan que estos elementos de cimentación no tendrán efectos indeseables. En caso contrario, deberá procederse a su extracción y a la restitución de condiciones análogas a las del suelo natural.

Comentario:

En caso de requerirse la extracción de pilotes, en Paniagua (2017e) se presentan varios procedimientos que han sido aplicados exitosamente en la zona III, inclusive para la extracción de pilotes segmentados.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. ASPECTOS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

4.1 Introducción

4.1.1 El diseño estructural de la cimentación deberá ajustarse a lo especificado en el Reglamento y en la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto) y de Estructuras de Acero (NTC-Acero). Se tomará además muy en cuenta lo señalado en la NTC-Sismo.

4.2 Condiciones de diseño

4.2.1 Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) a usar en el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en la sección 3.1.

4.3 Cimentaciones someras

4.3.1 El análisis y el diseño de los elementos de la cimentación como: zapatas, contratraves, traves de liga y losas, se realizarán tomando en cuenta la rigidez relativa de la estructura y del suelo. Para dimensionar la subestructura, las presiones de contacto, principalmente en cimentaciones continuas, deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

4.3.1.1 Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y entre las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.

4.3.1.2 Que con las presiones de contacto consideradas los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos sean aceptables en términos de la presente Norma (tabla 3.1.1.2.2.3).

4.3.1.3 Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos de la presente Norma.

4.3.2 La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazo, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo-estructura.

Comentario:

Los análisis de interacción suelo-estructura permiten frecuentemente optimizar el diseño estructural de los elementos de cimentación (García-Ranz et al., 1989), lo que puede llevar a un ahorro significativo.

4.4 Cimentaciones compensadas

4.4.1 En el diseño estructural del cajón de cimentaciones compensadas deberá evitarse recurrir a elementos estructurales subdimensionados en aras de lograr un menor peso. Este diseño deberá ser consistente con el resto de la estructura y garantizar un comportamiento adecuado en condiciones sísmicas.

Comentario:

Después de los sismos de 1985, se señalaron varios casos de cimentaciones compensadas con diseño escaso de los elementos estructurales del cajón que presentaron daño estructural grave o colapsaron.

4.5 Cimentaciones con pilotes o pilas

4.5.1 Los pilotes o pilas y sus conexiones se diseñarán para soportar las fuerzas transmitidas por la estructura que incluyen carga axial, fuerza cortante y momento flexionante en la cabeza del elemento; asimismo se considerará el peso propio del pilote o de la pila. En pilotes prefabricados, deberán revisarse además las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte y el izaje, así como las que se presentan en el hincado. Los pilotes o pilas deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

4.5.2 La protección de pilotes o pilas ante la agresividad del medio ambiente deberá cumplir con los requisitos de durabilidad señalados en la NTC-Concreto.

4.5.3 En el caso de cimentaciones sobre pilotes o pilas que recarguen su punta en un estrato duro, en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes o pilas pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional de los estratos del subsuelo a todo lo largo del elemento.

Comentario:

La condición anterior también puede presentarse a largo plazo aun cuando en un inicio los pilotes no estén apoyados en un estrato duro, debido al incremento de las propiedades mecánicas de los materiales arcillosos a consecuencia de la consolidación regional (Ovando et al.,2007).

4.5.3 Los pilotes o pilas deben entonces diseñarse para absorber las solicitaciones horizontales asociadas a sismo sin tomar en cuenta la fricción entre losa de cimentación y suelo. Por otra parte, la subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo bajo las zapatas o losas de cimentación como sin él, es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes o pilas.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS EXCAVACIONES

5.1 Estados límite

5.1.1 En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

5.1.1.1 De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.

5.1.1.2 De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

5.1.2 Durante el proceso de excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de controlar las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo. El agua extraída por bombeo deberá estar libre de sedimentos antes de su disposición en el sistema de drenaje. Los pozos de bombeo deberán ser rellenados y sellados al final de su vida útil; el material de relleno deberá tener una rigidez similar a la del terreno circundante.

Comentario:

Se recomienda no iniciar el bombeo antes de realizar la excavación porque se pueden generar asentamientos indeseables en las construcciones vecinas (Véase 7.2.2)

Para proteger a las personas y los vehículos en tránsito, se deberán colocar barreras de protección y realizarse otras acciones preventivas, como se especifica en el Artículo 190 del Capítulo I, Título séptimo (De la construcción), del Reglamento.

5.1.3 Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, más las sobrecargas permanentes y accidentales que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación. Para la verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla de los taludes o paredes de la excavación -con o sin soporte- se tomarán en cuenta las sobrecargas existentes en zonas próximas a excavaciones con su respectivo factor de carga. La sobrecarga uniforme mínima para considerar en la vía pública será de 15 kPa (1.5 t/m²).

5.2 Estados límite de falla

5.2.1 Taludes

5.2.1.1 La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de la presión y el flujo del agua en el subsuelo, así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento, especialmente en la proximidad de la corona, y la presencia de otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo.

Comentario:

Dicha disminución puede alcanzar el 30% en unas cuantas semanas (Alberro, 1973).

5.2.1.2 Para el análisis de estabilidad de taludes, se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles y que tomen en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual correspondiente a grandes deformaciones. En los taludes temporales de las excavaciones deberá revisarse el impacto que en su estabilidad pueden tener las excavaciones y la perforación de pozos de bombeo.

5.2.1.3 En la revisión de la estabilidad del talud, los momentos o fuerzas motoras asociados al peso propio del suelo se afectarán con un factor de carga unitario y las resistentes con un factor de resistencia de 0.6.

5.2.1.4 Se prestará especial atención al largo plazo de excavaciones o cortes permanentes (duración mayor de un año) que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos o el uso de los espacios públicos, ni presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de los medios de estabilización y protección de los cortes propuestos y del procedimiento constructivo especificado (inciso 7.2.5).

Comentario:

Algunos métodos para mejorar la estabilidad de los taludes se presentan en Juárez y Rico (1991) y Rico y Del Castillo (1978).

5.2.2 Falla por subpresión en estratos permeables

5.2.2.1 En el caso de excavaciones en suelos impermeables subyacidos por estratos de suelos permeables con presencia de agua freática, se revisará la estabilidad del fondo por subpresión. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio. Los pozos de bombeo deberán penetrar en el estrato de suelos permeables, subyacente. El nivel dinámico al que debe mantenerse dicho bombeo por debajo del fondo de la excavación será expresamente determinado al diseñar la obra.

5.2.2.2 Cuando una excavación corte una capa impermeable que a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante, el bombeo superficial. El espesor mínimo necesario, h_i , del estrato impermeable para evitar inestabilidad del fondo se considerará:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w \quad (5.2.2.2)$$

donde:

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

γ_w es el peso volumétrico del agua

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

5.2.2.3 Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica en el estrato permeable mediante bombeo.

5.2.3 Estabilidad de excavaciones con sistemas de soporte

5.2.3.1 En caso de usar sistemas para soportar las paredes de la excavación, tales como tablestacas o muros colados en el lugar, apuntalados o anclados, se revisará la estabilidad general de una masa de suelo que incluirá el propio elemento, ante la posibilidad de falla de fondo y falla estructural del sistema de soporte.

Comentario:

En SMIG (2002) se presenta información respecto a muros Milán y tablestacas como parte del sistema de soporte. Las anclas pueden ser activas o pasivas. Las activas se tensan desde su instalación mientras que las pasivas se tensan indirectamente después de su instalación, cuando el terreno se deforma al quedar desconfinado por la excavación.

5.2.3.2 La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluarán también el empotramiento requerido de los elementos de soporte mediante métodos analíticos o numéricos y el momento resistente mínimo requerido para garantizar la estabilidad del elemento estructural.

Comentario:

El empotramiento requerido de un tablestacado o de un muro pantalla (para evitar la falla por "pateo", puede determinarse mediante algún procedimiento analítico como el que se propone en COVITUR (1987), Tamez (2001) y Tamez et al (2007), pero es preferible recurrir a una modelación numérica explícita de las condiciones de trabajo de estos elementos.

5.2.3.3 La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \sum q F_C < c_u N_c F_R \quad (5.2.3.3)$$

donde:

- c_u es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (*UU*)
- N_c es el coeficiente de capacidad de carga definido en el inciso 3.4.1 que depende de la geometría de la excavación, es decir, de B , el ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo
- p_v es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación
- $\sum q F_C$ son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga
- F_R se tomará igual a 0.7.

Comentario:

Será conveniente ajustar la desigualdad 5.2.3.3 a las condiciones específicas de la obra. Así, para tomar en cuenta el incremento del valor de la cohesión con la profundidad, convendrá determinar el mecanismo de falla mediante iteraciones. Cuando se tenga la presencia de un estrato rígido bajo el fondo de la excavación, convendrá tomar en cuenta que el mecanismo de falla estará limitado por dicho estrato; en este caso, el ancho B de excavación deberá sustituirse por el ancho de dicho mecanismo. En el caso de muros con empotramiento, deberá contemplarse que los mecanismos de falla posibles se generarán a partir del nivel de desplante del muro. Estos mecanismos podrán determinarse mediante algún procedimiento analítico como el que se propone en COVITUR (1987), Tamez (2001) Tamez et al. (2007), pero es preferible recurrir a una modelación numérica explícita de las condiciones de trabajo de estos elementos.

5.2.3.4 Las cargas máximas a las que estarán sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones basada en modelaciones analíticas o numéricas y en la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, su grado de fisuramiento y su posible reducción de resistencia con el tiempo. Con el nivel freático a poca profundidad, los empujes sobre los puntales serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los puntales también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1. En el caso de puntales precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar con el tiempo por relajación y por efecto de cambios de temperatura.

Comentario:

Envolventes de presiones basadas en la experiencia han sido propuestas por Peck (1969), estas presiones deben ajustarse para que resulten por lo menos iguales a las del agua (Alberro, 1970). En el caso de puntales precargados, es recomendable que la precarga aplicada en cada puntal aumente con la profundidad, siguiendo una distribución de presiones en reposo. Es necesario verificar periódicamente la carga que reciben los puntales precargados, reajustándola de ser necesario. Como medida de precaución, se recomienda colgar los puntales del primer nivel, para evitar su colapso accidental.

5.2.3.5 Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir los empujes y las reacciones de los puntales y de su apoyo, en cada etapa constructiva. Se emplearán metodologías que tomen en cuenta la secuencia constructiva y se seguirán los lineamientos de las NTC-Concreto y/o NTC-Acero.

Comentario:

Se podrá recurrir a los métodos de elementos finitos, de diferencias finitas o de módulos de reacción.

5.2.4 Estabilidad de construcciones vecinas

5.2.4.1 De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El refuerzo requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

Comentario:

Para clasificar el grado de daño que pueden experimentar las construcciones vecinas, en función de las grietas que se generan y su ancho, se recomienda consultar Burland et al. (2008).

Para aplicar medidas correctivas que eviten percances en las construcciones e instalaciones urbanas vecinas, se debe investigar el tipo y condiciones de cimentación de éstas como lo señala el Artículo 172, del Capítulo VIII, Título sexto (Seguridad de las construcciones), del Reglamento.

Especial atención debe prestarse a las construcciones precarias (que no cumplen con normas reglamentarias ni cuentan con respaldo técnico alguno) por la alta probabilidad que presentan de sufrir daños significativos que causen su colapso.

5.2.4.2 En caso de usar anclas en sistemas de soporte, deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse para asegurar su debido funcionamiento. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor–lechada, de la adherencia lechada–terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de estas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto.

Comentario:

Para el diseño de sistemas de anclaje en suelos, se puede consultar SMIG (2002)

Se recomienda probar el 100% de las anclas activas durante su instalación. El 10% de las anclas pasivas deberán probarse durante su instalación y, si el 20% de las anclas ensayadas no cumple, deberá probarse el 80% restante. Las anclas se considerarán temporales, cuando su vida útil sea menor a dos años y permanentes cuando ésta sea mayor a dos años.

5.2.4.3 Los anclajes permanentes instalados en terrenos químicamente agresivos requerirán una protección especial contra corrosión.

5.2.4.4 Para evitar futuros percances, al final de su uso, las anclas activas temporales deberán desactivarse (destensarse).

5.2.5 Fricción negativa

5.2.5.1 De acuerdo con la sección 3.1, deberá considerarse, en el diseño estructural, la fricción negativa que pueda generarse en las paredes de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I.

5.2.5.2 En el caso de pilotes o pilas, el procedimiento recomendado para estimar la fricción negativa se presenta en el inciso 3.6.5. Para los demás casos, podrán emplearse las expresiones 3.6.2.3.1.1 y 3.6.2.3.1.2a.

5.3 Estados límite de servicio

5.3.1 Desplazamientos tolerables

5.3.1.1 Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños (Tablas 5.3.1.1a y 5.3.1.1b) para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos.

Tabla 5.3.1.1a - Desplazamientos máximos tolerables en el borde superior de la excavación, en % de H

Zona	Horizontales	Verticales
	%	%
I	0.2	0.1
II	0.8	0.6
III	1.0	0.8

H = Profundidad de excavación

Comentario:

Mayor información sobre este tema se presenta en Jiménez y Paniagua (2022).

Tabla 5.3.1.1b - Distorsiones máximas tolerables en estructuras vecinas (A/L)

Estructura	Zonas I, II y III
Marcos de acero, hasta cuatro pisos.	0.006
Marcos de concreto, hasta cuatro pisos.	0.004
Muros de carga de ladrillo, casas de una a dos plantas.	0.003

A = Asentamiento diferencial entre dos puntos de la estructura vecina

L = Distancia entre los dos puntos mencionados anteriormente.

Comentario:

Para mayores datos respecto a la Tabla 5.3.1b, consultar la Tabla 6.2.1. “Hundimientos diferenciales tolerables en estructuras” de la NTC-Criterios.

Es recomendable calcular los desplazamientos horizontales y verticales que se generarán en la vecindad de la excavación, hasta una distancia de su borde no menor a tres veces la profundidad máxima de aquélla.

5.3.2 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

5.3.2.1 Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. En caso de que se empleé cimentación profunda y ésta sea instalada antes de la excavación, su presencia será contemplada en la estimación de las expansiones. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación 3.4.3.2.1 y 3.4.3.2.2.1 a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

5.3.2.2 Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes, sustituyendo en plazos cortos el peso del suelo excavado por el de la subestructura construida.

Comentario:

También se pueden utilizar lastres temporales.

5.3.2.3 En el caso de excavaciones con sistemas de soporte, donde se requiera reducir la magnitud de los movimientos instantáneos horizontales, se deberá acortar el espacio libre entre puntales.

5.3.3 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

5.3.3.1 En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones con sistema de soporte en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad preventivas o correctivas, en caso necesario.

5.3.4 Auscultación del comportamiento de una excavación

5.3.4.1 Para verificar si se cumplen los estados límite de servicio, es necesario contar con un sistema de auscultación que permita identificar los desplazamientos del terreno y estructuras vecinas, antes, durante y después de la ejecución de la excavación. Adicionalmente es recomendable identificar cambios en la posición del nivel freático y en las presiones del agua en el subsuelo.

Comentario:

Ver Capítulo 8 de esta NTC-Cimentaciones, “Observación del comportamiento de excavaciones y cimentaciones”.

5.4 Aspectos sísmicos

5.4.1 Para la revisión dinámica de la estabilidad de taludes y cortes en excavaciones, se podrá hacer un análisis del tipo pseudoestático, o bien, recurrirse a un modelo numérico representativo de las condiciones del sitio.

Comentario:

En el análisis pseudoestático se estima que la carga horizontal provocada por el sismo es igual al producto del peso del suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico horizontal, y la carga vertical será una fracción de la horizontal, como se indica en el párrafo 5.4.5. La fuerza pseudoestática resultante se emplea en un análisis de equilibrio límite convencional y se considera como una carga estática que actúa en la dirección más desfavorable, aplicada en el centro de gravedad de la masa analizada.

Para la aplicación de modelos numéricos en los análisis de estabilidad de excavaciones bajo condiciones dinámicas, se sugiere atender las siguientes recomendaciones:

- a) Indicar para cada uno de los estratos o unidades geotécnicas las propiedades dinámicas del suelo, y el modelo constitutivo utilizado que deberá representar de manera adecuada las condiciones de carga y descarga existentes en excavaciones.*
- b) Indicar las características geométricas del modelo numérico construido y el tipo de fronteras empleadas.*
- c) Calibrar los resultados obtenidos del modelo en ausencia de la excavación con los resultados obtenidos a partir de programas o metodologías específicas para determinar la propagación de ondas. Se deberá asegurar que el modelo numérico reproduzca de manera adecuada al menos los periodos de vibrar en el sitio y las amplificaciones dinámicas producidas en el suelo.*
- d) Los acelerogramas empleados como movimiento de entrada en el modelo deberán ser representativos de la demanda sísmica a que estará expuesto el terreno, de acuerdo con lo establecido en las NTC-Sismo.*
- e) El movimiento sísmico obtenido en la superficie del terreno, en ausencia de la excavación, deberá reproducir la respuesta sísmica esperada en el sitio, de acuerdo con lo establecido en las NTC-Sismo.*
- f) Los resultados obtenidos del modelo numérico deberán cumplir con los estados límite de falla y de servicio.*

5.4.2 El coeficiente sísmico horizontal k_h , se establecerá a partir de la aceleración del terreno a_0 , mediante:

$$k_h = \frac{a_0}{1 + 0.8a_0} \quad (5.4.2)$$

donde:

a_0 es una fracción de la aceleración de la gravedad g y corresponde a la ordenada al origen del espectro de diseño elástico, que representa de manera transparente los niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño.

Comentario:

El criterio adoptado es una modificación del de Mena y Pérez-Rocha (2015).

5.4.4 Para la determinación de a_0 se aplicarán los espectros de diseño establecidos en la NTC-Sismo, considerando el nivel sísmico de diseño en función del tiempo de exposición de la excavación, de acuerdo con lo siguiente:

- a) Acción del sismo frecuente (periodo de retorno de al menos 20 años) para excavaciones temporales
- b) Acción del sismo base de diseño (periodo de retorno de al menos 250 años) para excavaciones permanentes en estructuras pertenecientes al Grupo B
- c) Acción del sismo infrecuente (periodo de retorno de al menos 475 años) para excavaciones permanentes en estructuras pertenecientes al Grupo A.

Comentario:

Las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

5.4.5 Para considerar la acción sísmica vertical, se adoptará un coeficiente sísmico equivalente a una fracción del coeficiente sísmico horizontal. El análisis se realizará considerando que esta componente puede actuar hacia arriba y hacia abajo con la finalidad de producir el efecto más desfavorable. El coeficiente sísmico vertical se establecerá en función de la zona geotécnica, de acuerdo con lo siguiente:

- a) En la zona I, $k_v = 0.65 k_h$
- b) En las zonas II y III, $k_v = 0.4 k_h$

5.4.7 Para la revisión dinámica de la estabilidad de taludes y cortes en excavaciones que se complementen con sistemas de estabilización o contención, se adoptará el mismo criterio.

5.5 Excavaciones suspendidas

5.5.1 Como lo señalan los artículos 222 y 223 del reglamento Capítulo IX, Título séptimo (De la construcción), cuando se interrumpa una excavación, se ejecutarán las obras necesarias para evitar que se presenten movimientos que puedan dañar a las edificaciones y predios colindantes o a las instalaciones de la vía pública y evitar que ocurran fallas en los taludes, elementos de contención o fondo de la excavación, por intemperismo prolongado, descarga del terreno o por cualquier otra causa. En caso de que esté operando un sistema de bombeo de agua en el suelo, se tomarán las precauciones necesarias para que al continuar su operación o presentar una interrupción no se generen afectaciones a las edificaciones y predios colindantes.

5.5.2 Se tomarán también las precauciones necesarias para impedir el acceso al sitio de la excavación mediante señalamiento adecuado y barreras para evitar accidentes, asimismo se deberá cumplir con lo indicado por las Normas Oficiales Mexicanas aplicables en la materia.

5.6 Anclajes y sistemas de anclaje.

5.6.1 Los anclajes se podrán utilizar para aplicar fuerzas a una masa de suelo o roca con el objeto de mantener o de restablecer su estabilidad.

Comentario:

Los sistemas de anclaje proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes o excavaciones a cielo abierto o en túneles y galerías subterráneas. Se utilizan solos o como complemento de otras estructuras tales como muros de contención, tablestacas, muros milán, etc.

En términos generales, el objetivo de un sistema de anclaje es restablecer el confinamiento del suelo en la vecindad de un corte y así garantizar la estabilidad de una excavación efectuada, restablecer el equilibrio en taludes inestables o aumentar la seguridad de laderas o cortes preexistentes, resistir las fuerzas de tensión en cimentaciones de edificios, soportar subpresiones o reducir expansiones. En el Valle de México se han empleado principalmente en la Zona I, donde la presencia de materiales tobáceos o granulares con cementación ha favorecido su uso, aunque también se han utilizado en menor cuantía en la Zona II y casi nunca en la III. Un tratamiento detallado del tema se presenta en Holguín y Ovando (2002), Cuevas y Cuevas (2023).

5.6.2 Para soportar cargas de tensión, se podrá utilizar anclas, es decir, elementos estructurales alargados (Figura 5.6.2), que transmiten esfuerzos cortantes a la lechada o mortero que la empaca y que a su vez debe resistir el suelo circundante, también por esfuerzos cortantes.

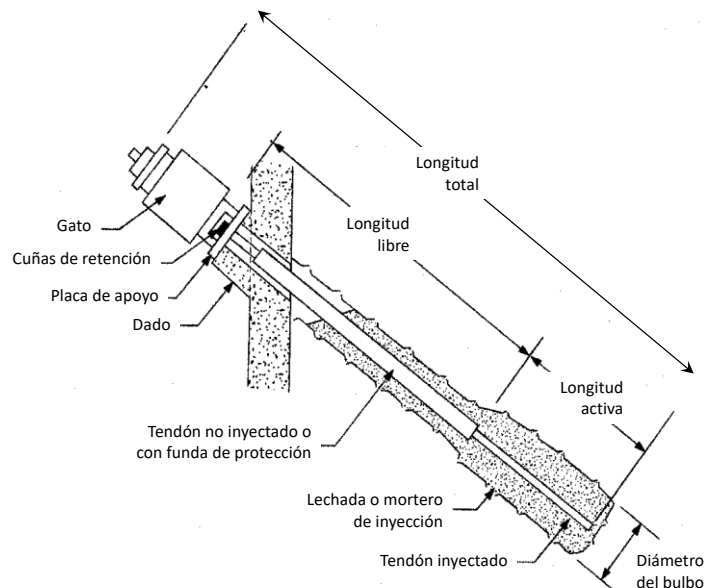


Figura 5.6.2 - Principales componentes de un ancla

Comentario:

Las anclas pueden clasificarse en activas cuando al finalizar su construcción se tensan y pasivas cuando comienzan a trabajar al producirse un desplazamiento relativo entre el anclaje y el terreno donde se instala.

Las anclas activas se tensan con ayuda de un gato hidráulico con hueco central, mismo que se retira al terminar su función, después de colocar las cuñas de retención en el tendón, que mantienen la tensión aplicada.

Los principales componentes de un ancla son: a) tendón (barra o cables), es un tirante que trabajará a tensión, introducido en una perforación en la que posteriormente se empaca con mortero de inyección; b) bulbo de anclaje, es la parte profunda del ancla, encargada de transmitir los esfuerzos cortantes al suelo (también es llamada longitud activa); c) longitud libre, es el tramo del ancla en el que no se transfieren esfuerzos al suelo; d) perforación, con el diámetro suficiente para garantizar el adecuado recubrimiento del tendón, con el espesor suficiente para el desarrollo de las fuerzas de adherencia con el refuerzo y con el suelo. Para facilitar su instalación, se recomienda que las anclas se inclinen mínimo 5 grados, con respecto al plano horizontal.

5.6.2.1 Para garantizar la capacidad total de diseño de cada una de las anclas, deberán tener una separación mínima de 4 veces el diámetro del bulbo, o 2 m, lo que resulte mayor.

5.6.2.2 Para alcanzar la carga de diseño del ancla, la longitud de anclaje deberá ser de cuando menos 4.5 m, y la longitud libre de cuando menos 4.5 m.

5.6.3 Deberán revisarse todos los posibles mecanismos de falla del sistema de anclaje, incluyendo: a) fallas locales por falta de resistencia del suelo: extracción del bulbo, en la masa de suelo, rotacional; b) falla general: rotacional, generalizada por volteo y por deslizamiento; y c) fallas estructurales: adherencia entre el tendón y mortero de inyección, tensión en tendón, placa de apoyo, dado de apoyo.

Comentario:

El diseño de los elementos estructurales como placa y dado de apoyo, tendón (por resistencia y por adherencia) y lechada o mortero de inyección podrán realizarse de acuerdo con las NTC-Acero y/o NTC-Concreto.

5.6.4 La fuerza de tensión reducida para anclas en suelos cohesivos se podrá calcular con la expresión 5.6.4:

$$T_a = d\pi c_u L_b F_R \quad (5.6.4)$$

donde:

d es el diámetro del bulbo

c_u es la resistencia no drenada del suelo

L_b es la longitud de bulbo

F_R es el factor de resistencia, que se tomará igual a 0.5.

5.6.5 La fuerza de tensión reducida para anclas en suelos friccionantes se podrá calcular con la expresión 5.6.5:

$$T_a = d\pi p_i L_b \tan\phi F_R \quad (5.6.5)$$

donde:

d es el diámetro del bulbo

p_i es la presión de inyección

L_b es la longitud del bulbo

ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo

F_R es el factor de resistencia, que se tomará igual a 0.5.

Comentario:

En esta ecuación, la presión de inyección incrementa la fricción suelo/lechada. Para pruebas realizadas con distintas presiones de inyección, se ha constatado en pruebas de tensado, que este enfoque es optimista y que varía importantemente de un sitio a otro.

5.6.6 Deberán realizarse ensayos de desempeño, en por lo menos el 2% del total de anclas del proyecto, y pruebas de carga en todas las anclas del proyecto, a excepción de aquellas en las que se realizaron las de desempeño. Para anclas permanentes, deberán realizarse dos pruebas de deformación bajo carga constante (creep), cuyos bulbos se desarrollen en estratos que tengan un índice de plasticidad mayor que 20.

Comentario:

Con los ensayos de desempeño y pruebas de carga, se determinará si el ancla tiene suficiente capacidad de carga, si la longitud libre ha sido establecida satisfactoriamente, la magnitud del movimiento residual, y si la tasa de creep se estabiliza dentro de los límites especificados. Los detalles para la ejecución de estas pruebas se pueden consultar en Cuevas y Cuevas (2023).

5.6.6.1 El responsable geotécnico del proyecto deberá evaluar los datos de las pruebas, y determinar si el ancla es aceptable o no. Las tasas de fluencia deberán ser revisadas e interpretadas, para verificar que no exista indicio de un movimiento no aceptable en un futuro, o posible falla de fluencia. La fluencia no deberá exceder 1 mm en la prueba de carga, para un lapso de 10 minutos; en caso de ser mayor, el valor total para un período de 6 a 60 minutos no deberá exceder 2 mm.

5.6.6.2 Si el ancla no satisface los criterios de fluencia en la prueba de carga, deberá ser reinyectada y sometida a una mejora respecto al criterio de fluencia, asumiendo que el resto de los criterios se cumplan. El criterio de mejora de fluencia requiere un movimiento no mayor a 1 mm, en un intervalo de 1 a 60 minutos durante la prueba de carga. Aquellas anclas que no puedan ser reinyectadas podrán ser rechazadas o bloqueadas a un 50% de carga a la que se estabiliza en 10 minutos.

Comentario:

La fluencia en barras cuya capacidad de elongación no haya sido comprobada por el fabricante, podrá ser significativa, por lo que la fluencia deberá ser ajustada mediante un factor de corrección determinado por los resultados de las pruebas.

5.6.6.3 Si las anclas fallan durante las pruebas, es decir antes o a la carga de trabajo, puede ser necesario modificar el diseño o el proceso constructivo. Estas modificaciones pueden incluir, entre otras cosas: reducir la capacidad de carga del ancla, aumentar el número de piezas, alargar el bulbo, modificar la presión de inyección, o modificar las técnicas de instalación.

Comentario:

Si el ancla no pasa la prueba de carga como consecuencia de una falla, las acciones que se tiene que implementar, dependerán de que el ancla pueda ser reinyectada. Si esto es posible, posterior a la reinyección deberán ser sometidas a los criterios de aceptación. Anclas que no puedan ser reinyectadas deberán ser rechazadas y/o reemplazadas o bloqueadas a no más del 50% de la carga a la cual el ancla se estabiliza en 10 minutos.

5.6.7 Para anclas definitivas, se realizará un mantenimiento, cuando menos cada dos años, con el objetivo de garantizar la estabilidad de los taludes, con los márgenes de seguridad considerados en el diseño, que deberá incluir:

5.6.7.1 Verificación del tensado de las anclas, medidos desde su construcción, probando el número de anclas que corresponda al 15%, que se seleccionarán al azar; se aceptará que la carga se encuentre en un rango hasta del 60% de la de diseño, de lo contrario se realizarán pruebas en un 5% adicional.

5.6.7.2 Aplicación de pintura epóxica en la placa y cualquier otro elemento metálico expuesto; se deberá realizar en el 100% de las anclas.

5.6.7.3 Limpieza y colocación de grasa en la longitud sobresaliente de los cables, al 100% de las anclas.

5.6.7.4 Se verificará el estado de los capuchones; en caso de fisuramiento, rotura o deterioro, deberán cambiarse.

6. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN

6.1 Introducción

6.1.1 La presente Norma se aplicará a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales (gaviones), o de concreto simple, o mecánicamente estabilizados), cuya estabilidad se debe a su peso propio y al reforzamiento interno, así como a los muros de concreto reforzado empotrados en su base, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo (Figura 6.1.1).

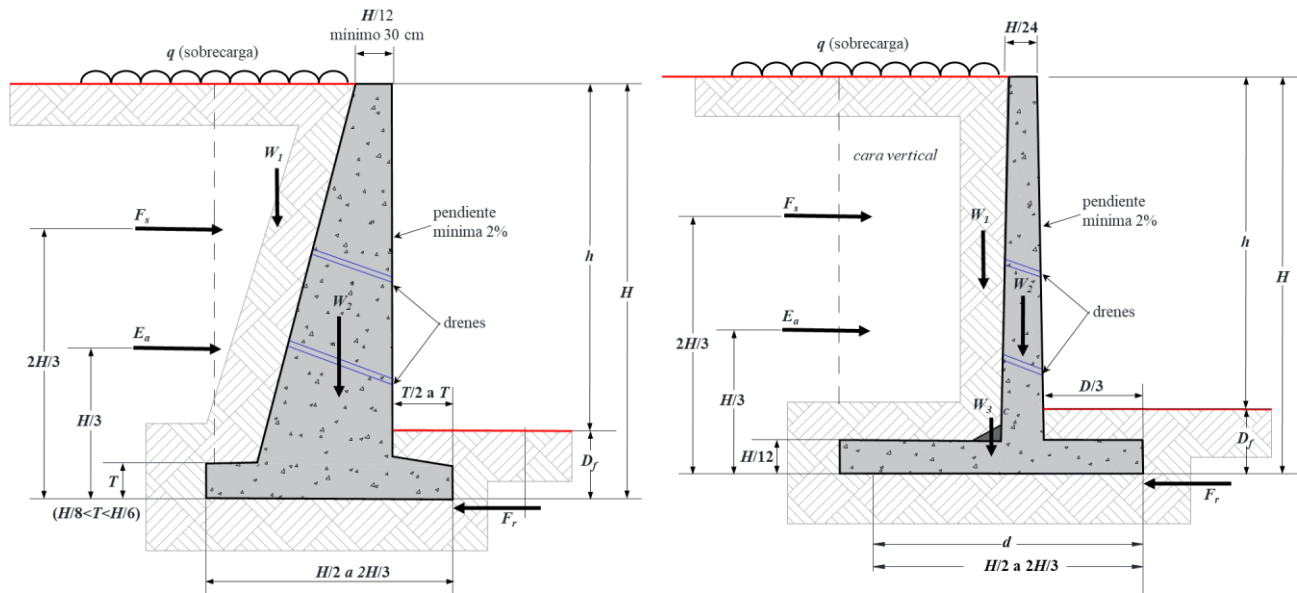


Figura 6.1.1 - Muros de contención

6.1.2 Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad al terreno en desniveles, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite; para ello, podrán utilizarse criterios tradicionales o métodos numéricos. Para todos los muros, incluyendo los que se basan en patentes comerciales, deberá presentarse una memoria de cálculo detallada mostrando el cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio citados en la presente norma.

- a) De falla: la rotura estructural, el volteo, el desplazamiento horizontal de la base del muro, la falla por capacidad de carga de la cimentación del mismo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro. La rotura estructural deberá revisarse atendiendo a las NTC-Concreto y NTC-Acero. Se prestará además atención a la posibilidad de falla del muro por condiciones hidráulicas que lleven a erosión interna, tubificación y/o filtraciones inaceptables de agua
- b) De servicio: asentamiento, inclinación o deformación excesiva instantánea o diferida del muro.

Comentario:

Respecto a los estados límite de falla y de servicio de muros, podrá consultarse Estaire et al. (2010), tomando en cuenta en particular las consideraciones siguientes:

La inestabilidad general se refiere a la formación de superficies de deslizamiento profundas, que involucran la totalidad de la estructura de retención.

La falla por deslizamiento horizontal condiciona generalmente el diseño de la cimentación (Dumas, 2016).

La falla por volteo puede analizarse en forma expedita considerando el muro como cuerpo rígido y verificando que la reacción del suelo se localice en el tercio medio de la base.

La rotura estructural concierne la falla del propio muro, de su cimentación, del anclaje, de los contrafuertes y de sus conexiones. El fallo de un ancla incluye su falla estructural, así como la correspondiente a su extracción.

6.1.3 Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes de agua superiores a los de diseño. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o

tubos de desagüe perforados. El filtro deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

6.1.4 Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro, serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán en la forma indicada en la NTC-Sismo.

6.2 Estados límite de falla

6.2.1 Capacidad de carga

6.2.1.1 La capacidad de carga de la cimentación del muro se revisará en la forma indicada en el capítulo 3.

6.2.1.2 Para combinaciones de carga clasificadas en la sección 2.3.a de la NTC-Criterios, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores actuantes serán afectados por el factor de carga indicado en la sección 3.4 de dichas normas y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento, los momentos o fuerzas motores serán afectados por el mismo factor de carga que en el caso anterior y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9; en la revisión de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motoras serán afectados por un factor de carga unitario y las resistentes por un factor de resistencia de 0.5 (Tabla 6.2.1.2).

Tabla 6.2.1.2 - Acciones actuantes en los muros de contención

Factores de carga y de resistencia definidos tomando en cuenta la NTC-Criterios y acciones		
Acciones	Acciones permanentes+variables (inciso 2.3a)	Acciones permanentes+variables+accidentales (inciso 2.3b)
Momento de volteo motor	Factor de carga 1.3	
Momento de volteo resistente	Factor de resistencia 0.7	
Empuje, E	Factor de carga 1.3	Factor de carga 1.1
Peso del muro, W_1	Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.3	Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.1
Peso del muro, W_2	Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.3	Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.1
Peso del muro, W_3	Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.3	Factor de carga estabilidad, 0.9 Factor de carga capacidad de carga, 1.1
Fuerza sísmica, F_s		Factor de carga 1.1
Fuerza resistente al deslizamiento, R_d	Factor de resistencia 0.65	Factor de resistencia 0.8
Empuje pasivo, E_p	Factor de resistencia 0.4	Factor de resistencia 0.5

6.2.1.3 Solamente se podrá considerar el empuje pasivo si se garantiza que no habrá excavaciones al pie del muro en el futuro.

6.2.1.4 Para combinaciones de cargas clasificadas en el inciso 2.3.b de las NTC-Criterios, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados por el factor de carga indicado en la sección 3.4 de esta misma norma y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento los momentos o fuerzas motores serán afectados por el mismo factor de carga que en el caso anterior y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9; en la revisión de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motoras serán afectados por un factor de carga unitario y las resistentes por un factor de resistencia de 0.8.

6.2.1.5 Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de existir una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

Comentario:

Un método simplificado de este tipo ha sido propuesto por Terzaghi y Peck (1967).

6.2.1.6 En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los aspectos que se indican a continuación:

6.2.2 Restricciones del movimiento del muro

6.2.2.1 Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de desplazamiento horizontal suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En particular, cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos. Para los muros reforzados con anclas, se aplicará lo establecido en el inciso 5.2.4.2 de esta norma.

Comentario:

Los desplazamientos horizontales por flexión o giro suficientes para que se genere un empuje activo se indican en Terzaghi y Peck (1967) y Bowles (2001). Se cuidará que los desplazamientos no induzcan daños en construcciones o instalaciones vecinas.

6.2.3 Tipo de relleno

6.2.3.1 Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

6.2.4 Compactación del relleno

6.2.4.1 Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales empleados en rellenos, se recurrirá a las pruebas de compactación, tales como Proctor estándar, Proctor modificada, AASHTO, entre otras. Se podrán utilizar también, las pruebas de campo (sección 2.5 de esta Norma). Se vigilarán el espesor y contenido de agua de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño

Comentario:

Para el control de compactación, se podrá consultar Rico y del Castillo (1974)

6.2.5 Base del muro

6.2.5.1 La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1.0 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá ampliar la base del mismo, construir un dentellón o pilotear el muro.

6.3 Estados límite de servicio

6.3.1 Se revisarán los estados límite de servicio: asentamiento, inclinación o deformación excesiva instantánea o diferida del muro. Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales.

6.4 Aspectos sísmicos

6.4.1 Para estructuras de contención, los efectos dinámicos producidos por el sismo se representarán sumando a los empujes de tierras debidos al relleno las fuerzas de inercia debidas a las masas del muro y del relleno con sobrecargas. Las

fuerzas inerciales sobre el muro se obtendrán como una fracción de estas masas afectadas por un coeficiente sísmico horizontal y vertical. Podrá también recurrirse a la modelación numérica para el diseño de sistemas de contención bajo efectos dinámicos.

Comentario:

Para la aplicación de modelos numéricos en los análisis de muros de contención bajo condiciones dinámicas, se sugiere atender las siguientes recomendaciones:

- a) Indicar para cada uno de los estratos o unidades geotécnicas las propiedades dinámicas del suelo, y el modelo constitutivo utilizado*
- b) Indicar las características geométricas del modelo numérico construido y el tipo de fronteras empleadas*
- c) Calibrar los resultados obtenidos del modelo en ausencia del muro con los resultados obtenidos a partir de programas o metodologías específicas para determinar la propagación de ondas. Se deberá asegurar que el modelo numérico reproduzca de manera adecuada al menos los periodos de vibrar en el sitio y las amplificaciones dinámicas producidas en el suelo*
- d) Los acelerogramas empleados como movimiento de entrada en el modelo deberán ser representativos de la demanda sísmica a que estará expuesto el terreno, de acuerdo con lo establecido en las NTC-Sismo*
- e) El movimiento sísmico obtenido en la superficie del terreno, en ausencia del muro, deberá reproducir la respuesta sísmica esperada en el sitio, de acuerdo con lo establecido en las NTC-Sismo*
- f) Los resultados obtenidos del modelo numérico deberán cumplir con los estados límite de falla y de servicio.*

6.4.2 Se considerará que el coeficiente sísmico horizontal k_h , para el análisis de estabilidad de los muros de contención, corresponde a la aceleración del terreno α_0 definida en el espectro de diseño y afectada por factores de amplificación (f_a) y sobre-resistencia (SR).

$$k_h = \frac{\alpha_0 f_a}{SR} \quad (6.4.2)$$

donde:

α_0 es una fracción de g y corresponde a la ordenada al origen del espectro de diseño elástico, que representa de manera transparente los niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño.

Comentario:

Sobre este tema se podrá consultar Mena y Pérez-Rocha (2015).

6.4.4 Para la determinación de α_0 se aplicarán los espectros de diseño establecidos en la NTC-Sismo, considerando el nivel sísmico de diseño en función del tiempo de exposición de la estructura de contención, de acuerdo con lo siguiente:

- a) Acción del sismo frecuente (periodo de retorno de al menos 20 años) para estructuras de contención temporales
- b) Acción del sismo base de diseño (periodo de retorno de al menos 250 años) para estructuras de contención permanentes pertenecientes al Grupo B
- c) Acción del sismo infrecuente (periodo de retorno de al menos 475 años) para estructuras de contención permanentes pertenecientes al Grupo A.

Comentario:

Las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

6.4.5 El factor de amplificación (f_a) con que se escalará la aceleración del terreno tomará en cuenta la altura del muro H_{muro} y el espesor del depósito H_s , mediante:

$$f_a = \begin{cases} \frac{4}{3} & \text{si } \frac{H_{\text{muro}}}{H_s} \leq \frac{2}{5} \\ \frac{4}{3} + \frac{5}{7} \left(\frac{H_{\text{muro}}}{H_s} - \frac{2}{5} \right) & \text{si } \frac{2}{5} < \frac{H_{\text{muro}}}{H_s} \leq \frac{4}{3} \\ 2 & \text{si } \frac{H_{\text{muro}}}{H_s} > \frac{4}{3} \end{cases} \quad (6.4.3)$$

6.4.6 El factor de reducción por sobre-resistencia (**SR**) con que se reducirá la aceleración del terreno se aplicará con el siguiente criterio:

- a) **SR** =1.6 para muros en voladizo
- b) **SR** =1.8 para muros en voladizo con contrafuerte
- c) **SR** =1.1 para muros de gravedad
- d) **SR** =1.6 para muros restringidos al desplazamiento
- e) **SR** =1.0 para otro tipo de muros

6.4.7 Para considerar la acción sísmica vertical, se adoptará un coeficiente sísmico equivalente a una fracción del coeficiente sísmico horizontal. El análisis se realizará considerando que esta componente puede actuar hacia arriba y hacia abajo con la finalidad de producir el efecto más desfavorable. El coeficiente sísmico vertical se establecerá en función de la zona geotécnica, de acuerdo con lo siguiente:

- a) En la zona I, $k_v = 0.65 k_h$
- b) En las zonas II y III, $k_v = 0.40 k_h$

6.4.9 Para estructuras de contención diferentes a las mencionadas y construidas sobre la superficie del terreno, se adoptará el mismo criterio.

6.5 Muros mecánicamente estabilizados

6.5.1 El diseño de estos muros deberá incluir la verificación de la estabilidad interna y externa del conjunto, y cumplirá con los criterios indicados en el presente capítulo. En el procedimiento constructivo, se indicará el tipo de relleno, granulometría y límites de consistencia, el espesor de las capas, el método y energía de compactación, así como los ensayos para verificar el grado de compactación. También se especificarán las características del refuerzo interior, indicando su separación horizontal y vertical, geometría y sistema de fijación a los paneles de concreto exterior. Se presentará el diseño estructural de los paneles de concreto reforzado, señalando la cimentación de la primera hilera, así como sus puntos de maniobra e izado, y procedimiento de montaje.

Comentario:

Los muros de tierra mecánicamente estabilizada se forman colocando en forma alternada una capa de suelo compactado y una capa de refuerzo, que puede consistir en tiras de acero, mallas de acero o geosintéticos, hasta alcanzar la altura deseada. Se colocan paneles de concreto reforzado en el frente, por motivos estéticos y para evitar la pérdida de suelo por intemperismo. El análisis y diseño de muros de tierra mecánicamente estabilizada con tiras de acero, se encuentra en Guerrero (2002).

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones someras

7.1.1.1 Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones someras que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

7.1.1.2 Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

7.1.1.3 El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

7.1.1.4 En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar al concreto o al acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en la parte oriente de la zona III de la Ciudad de México donde el subsuelo presenta una alta salinidad.

7.1.2 Plataformas de trabajo

7.1.2.1 Las plataformas de trabajo en el sitio deberán diseñarse para soportar la carga de los equipos de construcción que realizarán los trabajos. Deberá revisarse el espesor de la plataforma, así como su grado de compactación, para las diferentes operaciones posibles: izaje, tránsito, maniobras, penetración y extracción.

7.1.2.2 Los factores que se deben considerar deben incluir, al menos: peso y dimensiones del equipo y sus componentes, brazo de palanca al centro de gravedad, fuerzas de tirón y fuerzas descendentes.

Comentario:

Para el diseño de plataformas de trabajo, se pueden consultar las siguientes referencias: FPS (2019), EFFC/DFI (2020), ADSC (2021). Se presentan algunos ejemplos en Paniagua (2017a).

7.1.3 Cimentaciones con pilotes o pilas

7.1.3.1 Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones con pilotes o pilas que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

7.1.3.2 Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

7.1.3.3 La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasione daños a las

estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

7.1.3.4 Los pilotes, pilas, micropilotes o cualquier otro elemento que soporte carga vertical, de diámetro menor de 400 mm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial de compresión a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R \left(\frac{N^2 \pi^2 EI}{4L^2} + \frac{4KDL^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (7.1.3.4)$$

donde:

K es el coeficiente de reacción horizontal del suelo para las condiciones geométricas consideradas

D es el diámetro del pilote

E es el módulo de elasticidad del material del pilote

I es el momento de inercia de la sección transversal del pilote

N es el número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P_c

L es la longitud del pilote

F_R se tomará igual a 0.35.

7.1.3.5 Pilotes o pilas colados en el lugar

7.1.3.6 Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodos de perforación o con ademes metálicos (recuperables o no).

Comentario:

El lodo de perforación podrá ser bentonítico o polimérico o constituido por material del lugar si este resulta aceptable en particular en cuanto al contenido de arena (FHA, 2010).

7.1.3.7 Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Comentario:

En las zonas II y III, se recomienda revisar la falla de la pared de la perforación por fracturamiento hidráulico. Las herramientas de cálculo para esta revisión se pueden encontrar en Paniagua (2019). Para la inspección indirecta de las paredes de la perforación, se recomienda utilizar una sonda ecográfica (Paniagua, 2017).

7.1.3.8 Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero *ex profeso* autorizado.

7.1.3.9 Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 200 mm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 500 mm. No deben construirse campanas bajo agua o lodos, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

7.1.3.10 Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, el desarrollo de la columna de concreto durante el colado, el sobrevolumen de concreto respecto al de diseño (en su caso), así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado. Se deberá colocar el concreto lo antes posible después de terminada la perforación; para perforaciones en las que se utilice lodo

bentonítico, en caso de que el tiempo exceda de 8 horas, se deberá limpiar las paredes en los estratos formados por suelos granulares.

7.1.3.11 Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación. En caso de que la remoción del concreto contaminado de la parte superior de la pila se realice con equipo neumático, este no deberá utilizarse en forma vertical, para evitar dañar el concreto sano.

Comentario:

La remoción del concreto contaminado también podrá hacerse utilizando otros procedimientos, como gatos hidráulicos concéntricos (Paniagua, 2017b).

7.1.3.12 En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el sangrado del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

7.1.3.13 En el estudio geotécnico se especificará si será necesario utilizar un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir, definiéndose la geometría y tipo de brocal.

7.1.3.14 No deberán construirse pilas de menos de 60 cm de diámetro hasta 20 m de profundidad, ni pilas de menos de 80 cm hasta 30 m de profundidad, ni pilas de menos de 1 m hasta 40m, ni pilas de menos de 1.2 m hasta 50m de profundidad, ni pilas de menos de 1.4 m hasta profundidades mayores. En la misma forma, las pilas de sección no circular deberán tener dimensiones suficientes para garantizar una buena colocación del concreto. Las profundidades se referirán a la superficie de trabajo.

7.1.3.15 Respecto a la localización de los pilotes o pilas se aceptará una tolerancia de 10 por ciento de su diámetro o 100 mm, lo que resulte menor. La tolerancia en la verticalidad será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

Comentario:

La tolerancia respecto a la localización de pilotes o pilas obedece a evitar elementos estructurales correctivos demasiado robustos o el eventual rechazo de la pila o del pilote, por parte del análisis estructural.

7.1.3.16 Se deberán realizar pruebas para verificar la integridad de pilotes o pilas, de acuerdo con lo especificado en la tabla 7.1.3.16.

Tabla 7.1.3.16 - Número mínimo de pruebas de integridad para pilotes o pilas colados en el lugar

Edificación, de acuerdo con el Art. 139 del RCDF	Número de ensayos mínimo, en % del total de pilotes o pilas
Grupo A	100
Grupo B1: Zona III	75
Grupo B1: Zonas I y II	50
Grupo B2	30

7.1.3.17 Los ensayos de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, cuya validez haya sido confirmada por la experiencia local. Se podrán emplear métodos geofísicos como baja deformación, pozos cruzados, o perfil térmico.

7.1.3.18 Los resultados de las pruebas de integridad deberán entregarse a los responsables del proyecto estructural y geotécnico y al Corresponsable en Seguridad Estructural, para su revisión y, en su caso, aprobación. En caso de que los resultados no sean satisfactorios, el elemento deberá ser reemplazado por uno o más elementos adicionales.

Comentario:

Para la ejecución de las pruebas, se recomienda seguir los procedimientos indicados en las siguientes referencias: a) pruebas de baja deformación: ASTM-5882 (2005); b) pruebas pozos cruzados: ASTM-6760 (2008); c) pruebas térmicas: ASTM-D7949 (2014). Los criterios de aceptación se pueden consultar en Paniagua (2017c).

7.1.4 Pilotes hincados a percusión

7.1.4.1 Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

7.1.4.2 Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

7.1.4.3 El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En el caso de pilotes hincados en suelos cohesivos blandos como los de las zonas II y III, el diámetro de la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que 75 por ciento del diámetro o lado del pilote. En caso de recurrir a perforación previa, el factor de resistencia F_R de la ecuación 3.6.2.5 se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación $(1-0.4D_{\text{perf}}/D)$ donde D_{perf} y D son respectivamente el diámetro de la perforación previa y el del pilote.

7.1.4.4 Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

7.1.4.5 El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

7.1.4.6 Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además, se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

7.1.4.7 En el caso de pilotes hincados a través de un suelo compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote, mediante nivelaciones, si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

7.1.4.8 Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de estos. Si un pilote que se apoya en un estrato duro se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

7.1.4.9 Si el diseño de la cimentación prevé que la punta del pilote quede separada del estrato resistente y si dicho pilote se rechaza por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sean equiparables con las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación. Es recomendable revisar que el nivel de vibración generado durante el hincado, no exceda los valores permisibles en la reglamentación.

Comentario:

Los valores permisibles del nivel de vibración de acuerdo con diferentes normatividades se pueden consultar en Paniagua (2017d).

7.1.5 Pruebas de carga en pilotes o pilas

7.1.5.1 Las pruebas de carga deberán reproducir las condiciones de instalación y trabajo a las que se someterá el elemento por ensayar. Previo al inicio, se presentará un documento que refleje la planeación de las pruebas de carga, que incluirá por lo menos:

- a) Los objetivos de las pruebas de carga, pudiendo ser: ingeniería de valor, validación del diseño o del procedimiento constructivo, control o aseguramiento de calidad u otro
- b) Ubicación de los sitios de prueba
- c) Información geotécnica disponible, relacionada con el diseño de la pila o pilote por ensayar
- d) Tipo de prueba de carga, procedimiento y programa de cargas, incluyendo carga máxima
- e) Sistema de reacción y elementos de reacción adyacentes (en su caso)
- f) Sistema de aplicación y medición de carga, así como calibración de los instrumentos de medición
- g) Programa de instrumentación, indicando el tipo, ubicación y calibración de los instrumentos
- h) Se especificará si se ensayarán elementos de prueba, o definitivos
- i) El criterio de suspensión de prueba, ya sea con carga máxima, o desplazamiento máximo.

7.1.5.2 Este documento será avalado por el corresponsable en seguridad estructural y por el auxiliar geotécnico del proyecto. El elemento de prueba se instalará en las mismas condiciones y utilizando el mismo procedimiento constructivo que los elementos definitivos; si se hace una sola prueba, se ubicará en el sitio con las condiciones geotécnicas más desfavorables.

7.1.5.3 Se llevará registro y se entregará un reporte por lo menos de los datos siguientes:

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba, con la información suficiente para la interpretación de la prueba
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación, incluyendo su registro de hincado o de construcción de pila o micropilote
- c) Descripción de los sistemas de reacción y de carga y del método de prueba, incluyendo el procedimiento de carga
- d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila
- e) Representación gráfica de la curva asentamientos–tiempo para cada incremento de carga, así como carga-tiempo
- f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba
- g) Representación gráfica de la curva asentamientos-carga.

7.1.5.4 Las pruebas de carga no deben realizarse antes de que se haya alcanzado la resistencia deseada en los materiales del elemento por ensayar, además de la disipación del exceso de presión de poro generado durante la instalación. En la zona III, el tiempo de espera será de al menos 60 días.

Comentario:

Para la ejecución de pruebas de carga, se recomienda seguir los lineamientos indicados en las siguientes referencias: pruebas de compresión: ASTM D1143 (2007); pruebas de tensión: ASTM D3689 (2007); pruebas de carga lateral: ASTM D3966 (2013); pruebas bidireccionales: ASTM D8169 (2018); pruebas dinámicas: ASTM D4945 (2014). Se puede encontrar detalles sobre la planeación, implementación, instrumentación e interpretación de pruebas de carga en Ibarra y Rangel (2017).

7.2 Excavaciones

7.2.1 Consideraciones generales

7.2.1.1 Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo 5.

7.2.1.2 Si, por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte constituido por ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas instaladas en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua

en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

7.2.1.3 Los análisis de las condiciones de flujo de agua en excavaciones se realizarán recurriendo a métodos analíticos o numéricos adaptados a la permeabilidad de los materiales del subsuelo, tomando en cuenta que, según el caso, pueden presentarse condiciones de flujo establecidas o transitorias.

7.2.2 Control del flujo de agua

7.2.2.1 Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

7.2.2.2 Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y de la composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación. Se deberá llevar un registro diario de, al menos, los siguientes parámetros: gasto extraído (por pozo o por sistema), nivel dinámico en cada pozo. Los resultados se graficarán en el tiempo, y el reporte se entregará al corresponsable en seguridad estructural y al auxiliar geotécnico del proyecto.

Comentario:

Para el control del sistema de bombeo, se instalará un sistema de observación que puede consistir en pozos de observación y/o piezómetros (abiertos, neumáticos o de cuerda vibrante). Las mediciones se graficarán en función del tiempo, y el reporte se entregará al corresponsable en seguridad estructural y al auxiliar geotécnico del proyecto.

7.2.2.3 En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aíslen.

7.2.2.4 Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto ampliamente superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.

Comentario:

Se recomienda contar en la obra con sistemas de respaldo que aseguren el funcionamiento continuo del sistema de bombeo, como generadores de energía eléctrica, bombas adicionales, etc.

7.2.2.5 En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico tiende a abatirse espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

7.2.2.6 En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar

7.2.3.1 Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables

que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclas horizontales instaladas en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

Comentario:

Los procedimientos para la instalación de tablestacas de acero o concreto, así como muros colados en el lugar, se pueden consultar en Paniagua y Domínguez (2023). En el caso de muros colados en el lugar, se podrán seguir las recomendaciones del Capítulo 7.1.3.1 de esta norma. Para la instalación de tablestacas, convendrá respetar los límites de niveles de vibración permitidos indicados en Paniagua (2017d).

Para la instalación de puntales, es muy importante señalar la precarga requerida en cada nivel de apuntalamiento. Esta carga se verificará utilizando un instrumento calibrado. Además, se tomarán precauciones para evitar la caída de puntales, a causa de cambios de temperatura o algún impacto.

7.2.4 Secuencia de excavación

7.2.4.1 El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

7.2.4.2 De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

7.2.4.3 Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores tolerables por la propia estructura o edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

7.2.4.4 Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

Comentario:

En todos los casos, se buscará no rebasar los límites de desplazamientos horizontales y verticales señalados en el Capítulo 5. Para verificarlo, se instalará la instrumentación necesaria, que podrá incluir mediciones topográficas, inclinómetros, plomadas, etc. Las mediciones se graficarán en función del tiempo, y los reportes se entregarán al Corresponsable en seguridad estructural y al asesor geotécnico del proyecto, con una frecuencia semanal, durante el proceso de excavación.

En caso de utilizarse pilotes de fricción para este objetivo, se deberá analizar su comportamiento a largo plazo, verificando que no darán lugar a emersiones aparentes inaceptables.

7.2.5 Sistema “arriba-abajo” (top-down)

7.2.5.1 Para ciertas condiciones de proyectos en la CDMX las condiciones de colindancia, tipo de suelo y programas de obra, se podrá adoptar el proceso de excavación mediante la técnica conocida comúnmente como “arriba-abajo” (top-down). Este sistema consiste en construir los entresijos de sótanos y los entresijos de la estructura superior de forma simultánea, optimizando así los tiempos de ejecución.

Comentario:

Para ello es necesario que se construyan, como primera etapa, los muros perimetrales de los sótanos, evitando así que, durante la excavación y retiro de material, las paredes colapsen y dañen construcciones colindantes. La cimentación, generalmente pilas, se construye en segundo lugar, con la variante de colocar perfiles o secciones de acero, que hacen la función de columnas, que sirven para apuntalar los muros en conjunto con las losas de entresijo, Figura 7.2.5.2.

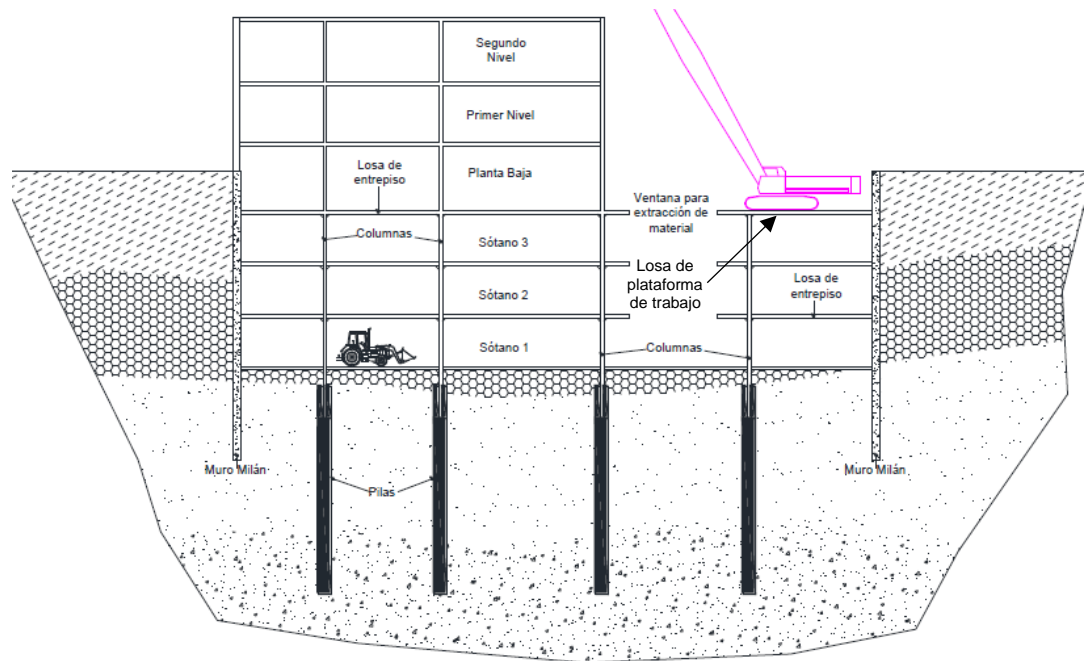


Figura 7.2.5.2 - Esquema del sistema "arriba-abajo" (top down)

7.2.5.2 Este proceso deberá garantizar la estabilidad de las construcciones colindantes y el evitar daños a las instalaciones existentes en el perímetro del predio. Garantizar la estabilidad también implica controlar las deformaciones del suelo circundante para garantizar la operación de las instalaciones y mantener condiciones de circulación adecuada para personas y vehículos.

7.2.5.3 Para usar esta técnica es necesario la construcción de pilas-columna (también conocidas como columnas precimentadas), es decir, pilas de cimentación con un perfil metálico. Para el diseño de estas columnas y de la losa de plataforma de trabajo se seguirán las indicaciones de la NTC-Acero y la NTC-Concreto.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

8. MONITOREO DEL COMPORTAMIENTO DE EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES

8.1 Será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 176 del Capítulo IX del Título Sexto del Reglamento. Al establecer los requisitos mínimos del monitoreo y seguimiento de las excavaciones y cimentaciones, así como de su comportamiento durante la vida útil, deberán tomarse en cuenta la extensión e importancia de la edificación de que se trate, la zona geotécnica correspondiente a su ubicación, así como la presión media de descarga a la cimentación y la profundidad de excavación para el desplante. Otros aspectos que deben tomarse en consideración son los eventuales riesgos a los que la obra podrá estar expuesta, así como la cantidad y calidad de la información geotécnica disponible del subsuelo.

Comentario:

El diseño geotécnico enfrenta siempre incertidumbres, y cada proyecto de construcción no está exento de encontrar sorpresas para su ejecución. Esto es inevitable ya que se trabaja con geomateriales que distan de mantener condiciones uniformes, lo que se suma a las limitaciones usuales en el alcance de la exploración del subsuelo. A su vez, a menudo el constructor selecciona un equipo y un procedimiento constructivo con base en información incompleta o incierta. El monitoreo geotécnico que va desde la mera observación, los levantamientos y nivelaciones topográficas hasta la instrumentación de campo, es el medio para ayudar a generar un diseño seguro y eficiente, y garantizar que la construcción se ejecute con seguridad y economía.

8.2 En las edificaciones del grupo A y subgrupo B1 a las que se refiere el Reglamento de Construcciones vigente, deberán realizarse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos.

Comentario:

El monitoreo de las cimentaciones no inicia a partir de la obra terminada, sino que es necesario implementarlo desde el principio mismo de la construcción, incluyendo la excavación y, en su caso, la demolición de la estructura preexistente. Un programa de monitoreo debe enfocarse a:

- a) Minimizar el daño a estructuras contiguas*
- b) Documentar el comportamiento para la evaluación de posibles daños*
- c) Demostrar que lo medido es satisfactorio y que está dentro de lo previsto por el diseño, o no*
- d) Diseñar medidas correctivas para abordar problemas eventuales*
- e) Evaluar los métodos de construcción de un contratista*
- f) Revelar condiciones desconocidas*
- g) Advertir de una falla inminente*
- h) Avanzar en el estado del conocimiento sobre ingeniería de cimentaciones.*

8.3 Para cumplir con lo dispuesto en este rubro, cada caso deberá reconocerse atendiendo a la distinción que se hace en la Tabla 2.5.2 a la que se añadirá una tercera categoría tomando en cuenta el crecimiento que se está dando en altura de edificios y en profundidad de excavaciones, principalmente en la Zona III. Así, se distinguirán las tres categorías siguientes:

- 1) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras
- 2) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas
- 3) Construcciones muy pesadas, muy extensas o con excavaciones muy profundas.

8.4 Las categorías 1 y 2 son las indicadas en la Tabla 2.5.2. Para las cimentaciones de la categoría 1, sólo se requerirá un seguimiento de los desplazamientos verticales superficiales, mediante nivelación topográfica y con nivel de manguera para estructuras ligeras y simples.

8.5 En las edificaciones de la categoría 2, y en las que especifique la Administración, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros seis meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Después de este lapso, será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 176 del Capítulo IX del Título Sexto del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular inmediatamente después de un sismo.

8.6 Se reconocerán como cimentaciones de categoría 3, aquellas que:

$$\begin{array}{lll}
 w > 250 \text{ kPa} & \text{ó } D_f > 15 \text{ m} & \text{en Zonas I y II} \\
 w > 150 \text{ kPa} & \text{ó } D_f > 7.5 \text{ m} & \text{en Zona III}
 \end{array}$$

8.7 Para las cimentaciones de la categoría 3, será requisito cumplir con lo dispuesto para las categorías 1 y 2; adicionalmente será necesario recabar información por lo menos sobre las variables geotécnicas que se mencionan en la Tabla 8.7, dependiendo del tipo de obra, grupo o subgrupo y zonificación geotécnica.

Tabla 8.7 - Variables que deben monitorearse

Tipo de obra	Variables geotécnicas por registrar y tipo de instrumentación requerida.	Zona Geotécnica
Zapatas y losas de cimentación	Desplazamientos superficiales horizontales y verticales (topografía o levantamientos por métodos indirectos)	I
Excavaciones	Desplazamientos superficiales horizontales y verticales (topografía o levantamientos por métodos indirectos), presiones de poro (piezometría), desplazamientos horizontales con la profundidad (inclinómetros), cargas en puntales o anclas (celdas de carga o cilindros hidráulicos calibrados).	I, II, III
Cajones de cimentación	Desplazamientos superficiales (topografía o levantamientos por métodos indirectos), presiones de poro (piezometría). Cuando el diseñador lo considere útil, se podrán medir las presiones totales en el contacto con el suelo (celdas de presión).	I, II, III
Cimentaciones Profundas	Desplazamientos superficiales (topografía o levantamientos por métodos indirectos), presiones de poro (piezometría). Para el caso de pruebas de carga, mecanismo de transferencia de carga (celdas de carga, deformímetros ahogados en el concreto o adosados al acero de refuerzo).	I, II, III

8.8 La cantidad de instrumentos deberá ser tal que permita verificar las hipótesis de diseño. Además, estará en función del tamaño y grado de dificultad de la obra. El diseño de la instrumentación y su programa de monitoreo estarán a cargo del responsable geotécnico del proyecto.

Comentario:

La periodicidad de la toma de lecturas estará en función de:

- a) *El grado de incertidumbre en las hipótesis de proyecto*
- b) *La complejidad del terreno y condiciones de carga*
- c) *El riesgo potencial de falla durante la construcción*
- d) *La posibilidad de implementar, durante la construcción, modificaciones de proyecto o medidas correctivas.*

Empleando el método observacional (Peck, 1969), el monitoreo es útil para verificar que las variables del sistema se comporten de acuerdo con las hipótesis de diseño. Así, pueden tomarse acciones oportunas, ya sea en los procesos constructivos o en el diseño, además de asegurar la estabilidad de la obra.

Dunnicliff (1988) establece criterios y recomendaciones para llevar a buen fin una instrumentación, así como detalles de la instalación y elección de sensores de acuerdo con los objetivos de la instrumentación. Sin embargo, siempre será pertinente que un experto en instrumentación diseñe la instrumentación ex profeso para cada caso particular. Los dispositivos mencionados en la tabla 8.6 se describen en CONAGUA (2012). Los levantamientos topográficos se efectuarán con equipos tradicionales o con equipos electro-ópticos (estación total) o incluso, los basados en sistemas satelitales de navegación global, si es demostrable que aportan similar precisión. Debe reconocerse que la instrumentación geotécnica no es ajena al desarrollo de los avances tecnológicos; a los transductores eléctricos basados en extensómetros (strain gages) y cuerda vibrante, se añaden ahora los de fibra óptica y los sistemas microelectromecánicos (SMEM). Podrá recurrirse a estos transductores de última generación, si se demuestra que poseen al menos la misma confiabilidad y precisión que los sensores tradicionales.

8.9 Se deberá elaborar una base de datos de los resultados de la instrumentación que permita su fácil manejo e interpretación. La instrumentación a disponer en las edificaciones pertenecientes al Grupo A deberá incluir un sistema de monitoreo diseñado para medir ante condiciones dinámicas, que permita evaluar la integridad y el comportamiento de la estructura, durante y posteriormente a un sismo. En lo que respecta a las estructuras del Grupo B1, el estudio del comportamiento deberá basarse en las mediciones realizadas con la instrumentación. La evaluación del comportamiento de las estructuras del Grupo B2 deberá

ser sencilla, cualitativa y basada en la inspección. En los tres casos, se monitoreará ante condiciones estáticas, durante el procedimiento constructivo y a largo plazo. Se deberán indicar los niveles de alerta (umbrales) a partir de los cuales se encuentre en riesgo la estabilidad de la edificación y las acciones correspondientes requeridas.

Comentario:

Las variables medidas en las diferentes zonas geotécnicas pueden tener un orden de magnitud diferente. Por ello, en el informe geotécnico, deberán plantearse las pautas para la implementación de la instrumentación, así como los valores que deberán registrarse durante la vida del proyecto, desde su construcción, a largo plazo y ante un sismo.

8.10 Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a la Administración cuando ésta lo solicite y a los diseñadores de inmuebles que se construyan en predios contiguos.

8.11 Los niveles freáticos, las presiones intersticiales y las características químicas del agua subterránea, encontrados durante la ejecución se deben comparar, según proceda, con los supuestos en proyecto. Especialmente, se deberá verificar el efecto que tendrán la salinidad, principalmente el contenido de cloruros y sulfatos del agua, y la materia orgánica en las cimentaciones, en particular para la zona III. Para las estructuras del subgrupo B2, las comprobaciones se deberán basar, normalmente, en la experiencia previa adecuadamente documentada en la zona, o en evidencias indirectas. Para las estructuras del Grupo A y subgrupo B1 se deberán realizar mediciones directas de las condiciones del agua subterránea, a fin de establecer si afectan de manera significativa el método constructivo o el comportamiento de la estructura.

8.12 Se deberán definir las características de flujo y distribución de presiones intersticiales del agua subterránea mediante piezómetros, los cuales deberán instalarse por lo menos un mes antes del comienzo de las operaciones constructivas.

8.13 Si durante la construcción se produjeran cambios en las presiones intersticiales susceptibles de afectar el comportamiento de la estructura, se deberá realizar el seguimiento de estas presiones hasta el final de la construcción o hasta que las presiones de poro se hayan disipado hasta alcanzar valores seguros.

8.14 Para estructuras cuya losa de cimentación esté abajo del nivel freático y por tanto sometida a subpresión, se deberá realizar un seguimiento de las presiones intersticiales hasta que el peso propio de la estructura sea suficiente para compensar la subpresión.

8.15 Se deberá comprobar el efecto de las operaciones de construcción (incluyendo procesos tales como el abatimiento del nivel freático o las inyecciones) en el régimen de flujo del agua subterránea.

Comentario:

Para evaluar los cambios en las condiciones piezométricas del subsuelo durante la construcción de la obra o durante eventos sísmicos, se usarán piezómetros de respuesta rápida.

8.16 El responsable del diseño geotécnico deberá proporcionar el cronograma del monitoreo en términos del número de anclas, ubicación, frecuencia y elaboración de informes. También deberá determinar la pérdida máxima de carga o, en su defecto, las máximas ganancias que podrán tolerarse en cualquier ancla durante su vida útil, tomando en cuenta el sistema completo de anclaje. Adicionalmente, deberá especificarse el sistema de medición para monitorear los movimientos del sistema de anclaje en su conjunto; estos desplazamientos deberán conocerse, para vincularlos al cambio de las cargas de tensado de las anclas, y deberán establecerse las acciones que indique el responsable geotécnico.

8.17 Las observaciones de desplazamientos generales de la masa estabilizada, se deberán realizar en intervalos de 1 a 3 meses para las anclas temporales; para las permanentes, se deberán monitorear en intervalos no mayores a 2 años, dependiendo de los resultados. Cualquier cambio significativo deberá ser evaluado por el responsable geotécnico.

Comentario:

Es conveniente considerar la pérdida de carga dependiente del tiempo y el posible movimiento de la estructura de anclaje.

Cuando se mida el aumento de carga de un ancla, el monitoreo continuará hasta que la carga se estabilice. Si la carga del ancla se acerca a la de diseño, el tendón se podrá relajar hasta alcanzar un 75% de la carga de diseño, para evitar sobrecargar el sistema de reacción. Se recomienda realizar el monitoreo de la fuerza, hasta que se estabilice.

9. MEJORAMIENTO DE SUELOS Y ROCAS

9.1 Introducción

9.1.1 El mejoramiento de suelos y rocas es una alternativa que podrá considerarse cuando estos materiales no cumplen con los requerimientos ingenieriles para un proyecto. Su función primaria puede ser alguna (o varias) de las siguientes: incrementar la resistencia al corte, incrementar la compacidad, disminuir la permeabilidad, disminuir las deformaciones (asentamientos, expansiones, distorsiones angulares), mejorar el drenaje, acelerar la consolidación, incrementar la resistencia a la licuación, y transferir cargas superficiales (cimentaciones o terraplenes) a estratos de suelo más competentes. El mejoramiento de suelo solamente será aplicable si es posible garantizar que no se inducirán deformaciones inaceptables o daños en las construcciones vecinas y en los servicios públicos.

9.1.2 En cualquier caso, se determinarán las condiciones iniciales del suelo, y se compararán con las condiciones después del mejoramiento. Se especificará qué propiedades se busca mejorar, y se indicará de qué forma se llevarán a cabo las mediciones para verificarlo.

Comentario:

Los procedimientos de mejoramiento, fueron clasificados por Shu et al. (2009); además, se sugiere consultar Van Impe (1989) y Schaefer et al. (2017). Ejemplos de proyectos desarrollados en México se pueden encontrar en SMMS (1979), SMMS (1989) y SMMS (2002). Ejemplos de proyectos en otros países se presentan en Indraratna et al. (2015).

9.2 Cimentaciones sobre rellenos controlados

9.2.1 En ningún caso será aceptable cimentar sobre rellenos naturales o artificiales que no hayan sido colocados en condiciones controladas o estabilizados.

9.2.2 Se podrá mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de suelos mediante un proceso mecánico utilizando maquinaria consistente en rodillos estáticos o vibratorios lisos o con protuberancias. Se especificará el proceso para la preparación de la superficie, el método y energía de compactación, número y espesor de capas, número de pasadas, así como la frecuencia y tipo de ensayos de control de calidad que deberán realizarse, indicándose el grado de compactación que se busca alcanzar.

Comentario:

La compactación es útil para construir rellenos artificiales estables (Rico y Del Castillo, 1974, Marsal et al., 1979, Alberro et al., 1985).

9.2.3 La construcción de rellenos con suelos estabilizados con cemento u otro cementante deberá basarse en pruebas mecánicas, de intemperización y de abrasión realizadas en el laboratorio. Estas pruebas deberán permitir definir los porcentajes de cementante requeridos, así como las condiciones de colocación y compactación. Las características de los materiales colocados en la obra deberán ser verificadas por muestreo y/o pruebas de campo en el sitio. Las propiedades del material estabilizado deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad del terraplén y de las cimentaciones que descansen sobre él a corto y a largo plazo, aún bajo el efecto de infiltraciones de agua y de otros agentes de intemperización. También se especificará el porcentaje de agua que se agregará, así como la frecuencia y tipo de pruebas de control de compactación. En todos los casos, deberá indicarse el procedimiento constructivo que asegure la homogeneización de la mezcla, y que cumpla con los parámetros de diseño.

9.2.4 Al cimentar sobre rellenos controlados, deberán revisarse los estados límites de servicio y de falla de la cimentación del terraplén, del terraplén mismo y de la propia cimentación, con base en los criterios definidos en las presentes Normas.

Comentario:

La mezcla del suelo y del cemento genera un material que se compacta y se cura para formar un material endurecido con propiedades mecánicas específicas. Su uso incluye estabilización de suelos, pavimentos, y la formación de elementos de soporte, como losas y muros de contención. Otro procedimiento de estabilización de suelos, consiste en añadir cal (CaO), para modificar, estabilizar o secar el suelo. Al agregar cal en el suelo, aumenta la capacidad de carga y disminuye su sensibilidad ante el agua. La metodología para el uso del suelo-cemento se puede encontrar

en IMCYC (2009); ejemplos de uso de elementos de suelo-cemento, como losas y muros se encuentran en SMMS (1992). La estabilización de suelos con cemento y cal está descrita en Fernández (1982) y Castañeda (2023). Para rellenos controlados, podrán usarse materiales reciclados como lo indica la norma ambiental para la Ciudad de México (SEDEMA, 2021) siempre y cuando permitan cumplir con los requisitos de diseño de la obra.

9.3 Sustitución

9.3.1 Podrá excavarse el suelo indeseable y reemplazarse con un suelo de mejores características. De ser conveniente, el relleno podrá hacerse con materiales ligeros, para disminuir la carga vertical o el empuje del suelo.

9.3.2 Se especificará el espesor de suelo que se retirará, así como las características del material de reemplazo, incluyendo su granulometría y límites de consistencia. En caso de utilizarse bancos externos, se deberá contar con la autorización de la Administración para su explotación, así como el sitio donde se dispondrá del material retirado.

Comentario:

El diseño de terraplenes aligerados se presenta en Auvinet y Sánchez (2020); el uso de escoria volcánica o tezontle en la construcción se detalla en Mendoza (2021); la aplicación del poliestireno expandido para terraplenes se puede encontrar en Romo et al. (2011) y Shu et al. (2009).

9.4 Compactación dinámica

9.4.1 Se podrá usar el método consistente en izar una masa hasta una determinada altura y dejarla caer sobre la superficie del suelo para que las ondas que se generan, densifiquen el suelo, hasta una cierta profundidad.

9.4.2 Al inicio de los trabajos, se realizarán zonas de prueba, para determinar los valores óptimos de las variables involucradas. El grado de eficiencia en la compactación se medirá comparando los resultados de pruebas en el suelo, y podrá realizarse con sondeos de penetración estándar, como eléctrico, como dinámico, o ensayos geofísicos, antes y después del proceso de compactación.

9.4.3 Deberá evitarse que las vibraciones generadas con este procedimiento afecten edificaciones o instalaciones en el sitio, así como las colindantes. En caso necesario, se realizarán mediciones de la velocidad pico de partícula en la superficie del suelo, para asegurar que no habrá afectaciones por las vibraciones generadas.

Comentario:

El grado y profundidad de compactación dependen de la magnitud de la masa, la altura de caída, del número de repeticiones y de la separación de los puntos de impacto. Este procedimiento tiene limitaciones en zonas urbanas, debido a la vibración que produce, y sus posibles afectaciones a colindancias. Para un tratamiento detallado del tema, se sugiere consultar Schaefer et al. (2017), López (2002); ejemplos de proyectos en México se presentan en Girault (1984).

9.5 Vibrocompactación

9.5.1 Podrá recurrirse al método de vibrocompactación que consiste en introducir en el suelo un vibrador horizontal cilíndrico, con ayuda de una grúa; si es necesario, se utiliza también un chiflón de agua, para facilitar la penetración del equipo.

9.5.2 Como alternativa, se pueden formar columnas de grava en el suelo en perforaciones realizadas con un vibrador, y posteriormente rellenar el hueco con grava, que se compacta usando el mismo vibrador. Se determinará la separación, diámetro, profundidad y arreglo geométrico en planta, con base en un cálculo analítico, o de preferencia, con un modelado numérico. Se especificará el tipo y granulometría del agregado que formará las columnas. El grado de eficiencia en la compactación entre columnas de grava se medirá comparando los resultados de pruebas en el suelo entre columnas antes y después del tratamiento, con sondeos de penetración estándar o cono eléctrico.

Comentario:

La grava puede colocarse desde la superficie (técnica conocida como vía húmeda) o a través del vibrador (vía seca). Una variante consiste en compactar la grava en capas. También es posible confinar las columnas de grava con una funda geotextil, que incrementa la resistencia horizontal del elemento. La técnica de columnas de grava

instalada con vibración se presenta en López (2023); el uso de columnas de grava compactada se comenta en Arroyo et al. (2023). El uso de columnas de grava confinada en un geotextil se puede consultar en Shu et al. (2009).

9.5.3 Al inicio de los trabajos, se realizarán zonas de prueba, para determinar los valores óptimos de las variables involucradas. El grado de eficiencia en la compactación se medirá comparando los resultados de pruebas en el suelo antes y después del tratamiento, y podrá realizarse con sondeos de penetración estándar, como eléctrico, como dinámico, o ensayos geofísicos, antes y después del proceso de compactación.

Comentario:

Los suelos más aptos para este tratamiento son las arenas con un contenido de finos menor al 15%. Para un tratamiento detallado del tema, se sugiere consultar Schaefer et al. (2017), López (2023); ejemplos de proyectos en México se presentan en López y Ramírez (2002).

9.6 Precarga

9.6.1 Se podrá recurrir a la técnica consistente en colocar una carga igual o mayor que la definitiva, con la intención de disminuir el tiempo requerido para alcanzar un determinado asentamiento bajo la carga de diseño. Una vez alcanzado el asentamiento, se retira la sobrecarga.

9.6.2 El sistema podrá utilizarse sin o con la ayuda de drenes de arena, prefabricados, u otros. Se buscará que el proceso constructivo de los drenes evite o disminuya, en lo posible, el remoldeo del suelo circundante. En caso de utilizarse suelo o roca como precarga, el material deberá provenir de bancos autorizados por la Administración; una vez que se retire el material, se dispondrá del mismo en sitios autorizados para tal efecto.

9.6.3 Para verificar la eficiencia de la precarga, será necesario medir la evolución de los asentamientos en diferentes puntos y a diferentes profundidades, mediante bancos de nivel y placas de asentamientos, verificar la disipación de las presiones intersticiales dentro del suelo durante el proceso y medir el aumento de la resistencia al corte no-drenada del suelo al terminar el tratamiento.

Comentario:

La sobrecarga puede aplicarse incrementando el esfuerzo total, o disminuyendo la presión de poro en la masa de suelo, con ayuda de aplicación de vacío o bombeo. Ejemplos del uso de esta técnica en el Valle de México, se encuentran en Auvinet (1979) y López et al. (2023). Ejemplos en otros países se reportan en Indraratna et al. (2015).

9.7 Congelación de suelos

9.7.1 Se podrá utilizar este procedimiento para estabilizar temporalmente suelos saturados, pero no será aplicable en las Zonas II y III. Se realizarán mediciones periódicas de temperatura en el suelo, y presión del sistema de refrigeración. Además, se protegerá el suelo circundante, mediante un sistema de aislamiento.

Comentario:

El objetivo de este método es la congelación de la masa de suelo, instalando una red de tuberías de agua, y circulando a través de ellas salmuera o nitrógeno líquido. Para que esta técnica sea aplicable, es necesario que el suelo esté saturado. Sus aplicaciones incluyen tuneleo, muros de contención y muros pantalla. El uso de salmuera es más económico que el del nitrógeno líquido, pero con el segundo se consiguen resultados en forma más rápida. Debe subrayarse que, al congelarse, el agua se expande alrededor del 10%, por lo que su uso en arcillas blandas como las del Valle de México no ha sido satisfactoria, como se reporta en SMMS (1984). Se pueden encontrar detalles de su uso en Van Impe (1989) y Paniagua (2018).

9.8 Inclusiones

9.8.1 Se podrá mejorar el suelo con elementos de forma cilíndrica, no conectados con la estructura, que pueden instalarse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas como el hincado de elementos prefabricados de concreto o de tubos de acero, la inyección a baja presión, el jet grouting y la perforación previa con relleno de materiales granulares (columnas balastadas) o de una mezcla de suelo con un material estabilizante formado de cal y cemento (columnas de cal-cemento).

9.8.2 Se determinará la separación, diámetro, profundidad, arreglo geométrico y tipo de inclusión, con base en un modelado numérico, o con un cálculo analítico. El diseño deberá considerar las características geométricas y mecánicas de la plataforma

de transferencia, que se ubica entre la cimentación de la estructura, y la porción superior de las inclusiones. Se indicará el procedimiento constructivo de las inclusiones, así como de la plataforma de transferencia; en caso de que requiera una o más capas de refuerzo con geosintéticos, deberán cumplir con lo señalado en la presente Norma.

Comentario:

En este concepto se incluyen los pilotes de fricción negativa y los terraplenes con pilotes u otros elementos similares. Detalles para el análisis y diseño de inclusiones rígidas, así como ejemplos de aplicación, pueden encontrarse en Auvinet y Rodríguez (2002) y Rangel e Ibarra (2023). Para el análisis y diseño de terraplenes piloteados, se puede consultar Mendoza y Mendoza (2023).

9.9 Inyecciones

9.9.1 Las inyecciones con cemento, a gravedad o bajo presión, podrán utilizarse para mejorar suelos granulares, rocas y cavidades.

9.9.2 Se especificará el producto de inyección, indicándose su dosificación y, en su caso, aditivos; para su aplicación, se indicarán el diámetro, separación y profundidad de las perforaciones, y para el proceso de inyección se establecerán criterios para la presión y control de volumen de inyección. Se tomarán muestras del producto de inyección, obteniendo especímenes para su ensaye posterior. Se verificará topográficamente, que no se presenten movimientos verticales ascendentes de la superficie del suelo, producto de la presión de inyección aplicada.

Comentario:

Es posible utilizar la técnica de tubos de manguitos (tube à manchettes) para lograr mayor presión, aplicar el producto de inyección en determinados horizontes, o realizar inyecciones sucesivas. En el caso de suelos cohesivos, se genera fracturamiento hidráulico en la masa de suelo. Esta técnica puede utilizarse para formar inclusiones, o para mejorar las características mecánicas del suelo o de la roca. La inyección de suelos granulares está descrita en Herrera (2002); la inyección de suelos cohesivos con aplicaciones en la arcilla de la Ciudad de México se presenta en Santoyo y Ovando (2002).

9.10 Clavos (Soil nailing)

9.10.1 Se podrá usar esta técnica para reforzar taludes con inclusiones rígidas, o anclas pasivas.

9.10.2 El diseño deberá considerar la estabilidad externa, así como las deformaciones posibles. Se indicará el tipo de ancla, así como la longitud, espaciamiento, verificándose la resistencia estructural y capacidad geotécnica. Se especificará el sistema de drenaje previsto. Para taludes permanentes, se señalará el sistema de protección contra la corrosión.

Comentario:

A diferencia de las anclas activas, los clavos no se postensan después de instalarse. Dependiendo de su uso como sistema temporal o permanente, se aplican diferentes criterios de diseño. La superficie de los taludes reforzados de esta manera, se cubre típicamente con concreto lanzado, complementado con acero de refuerzo. Un tratamiento detallado del tema se encuentra en Ostermayer and Barley (2003). El diseño de taludes con clavos (soil nailing) se presenta en Paniagua (2002), incluyendo algunos ejemplos de aplicación en México. En Lombardo (2023) se incluyen técnicas para la aplicación de concreto lanzado.

9.11 Vegetación

9.11.1 El uso de vegetación para mitigar la erosión y ayudar a la estabilidad de taludes, deberá estar soportado en la experiencia local, y solo podrá utilizarse como un complemento de otros sistemas mecánicos, como anclaje pasivo o activo. Se buscará utilizar especies nativas del sitio en el que se aplicará esta metodología.

Comentario:

Las raíces provistas por la vegetación pueden constituir un tipo de refuerzo para taludes y muros de contención. Además, remueve el agua y crea succión en el suelo. También ayuda en la prevención de la erosión de la superficie del suelo. Un tratamiento detallado del tema se encuentra en Ng et al. (2019), que incluye ejemplos de aplicación, utilizando diferentes especies vegetales.

9.12 Otros métodos

9.12.1 Cuando se pretenda utilizar métodos de mejoramiento de suelos diferentes de los descritos en la presente Norma, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello, se presentarán los resultados de los estudios y ensayos donde deberán especificarse los criterios de diseño, el procedimiento constructivo, control de calidad, así como las precauciones para evitar afectaciones a las edificaciones e instalaciones, tanto las ubicadas dentro del proyecto, como las que se encuentren en predios colindantes.

Comentario:

Existen otros métodos para mejoramiento de suelos, como explosivos (que no se recomienda para entornos urbanos), que consiste en instalar cargas explosivas dentro del suelo, generando vibraciones que compacten el suelo; impacto rápido (rapid impact compaction, RIC) con un principio similar a la compactación dinámica, pero con equipo más ligero, y con un alcance menor en profundidad, usualmente menos de 5 m; compactación con probetas vibratorias, utilizando vibraciones verticales desde la superficie del suelo. La compactación con explosivos se puede consultar en Dembicki and Kisielowa (1984), Gohl et al. (2000). La técnica de impacto rápido se presenta en Shu et al. (2009). Ejemplos de proyectos de mejoramiento con explosivos en México se presentan en Del Castillo y López (1979) y Gamboa (1984). La metodología para compactar con probetas vibratorias se presenta en Ramírez et al. (2002).

Otros posibles métodos aplicables son los siguientes:

Inyecciones de compactación. Consiste en inyectar un cierto volumen de mortero o concreto, que compensa el volumen de suelo desplazado por algún otro procedimiento, como una excavación adyacente o tuneleo. Se utiliza para minimizar la deformación potencial que pueda afectar cimentaciones superficiales o instalaciones colindantes. Inyecciones químicas. Se inyecta un material que no tiene partículas en suspensión, por lo que puede penetrar en suelos más finos, respecto de las inyecciones con cemento.

Jet grouting. El procedimiento consta de realizar una perforación hasta la profundidad de tratamiento; una vez alcanzada, se genera un chorro de mezcla de agua y cemento, inyectado a alta presión, que erosiona el suelo lateralmente. La herramienta se retira hacia la superficie, rotando y formando columnas de suelo erosionado y cemento.

Métodos biológicos. Consiste en inyectar bacterias bio-cementantes en el suelo, que unen las partículas entre sí y se utiliza principalmente en arenas. La descripción general de estos métodos se presenta en Shu et al. (2009); para la bio-cementación, se sugiere consultar DeJong et al. (2020).

10. RENIVELACIONES Y RECIMENTACIONES

10.1 La renivelación o la recimentación de una estructura será obligatoria cuando existan evidencias observacionales o analíticas que indiquen que no cumple con la presente Norma. La renivelación o la recimentación podrán ser exigidas por la Administración en el caso de construcciones que hayan sido dictaminadas como inseguras y riesgosas para los ocupantes, así como para las construcciones vecinas y/o los servicios públicos.

Comentario:

Renivelación implica recuperar la verticalidad de una estructura dada que la ha perdido. Recimentación implica reconstruir la cimentación de una estructura dada por haberse detectado que no cumple con los estados límite: de falla o de servicio.

La renivelación se considera comúnmente necesaria cuando el desplomo de la estructura alcanza 1.6 %.

10.2 Los trabajos de renivelación o de recimentación deberán basarse en un estudio integral estructural y de mecánica de suelos. Se verificará la compatibilidad de la estructura existente y de la nueva cimentación. Los elementos de cimentación agregados a los existentes deberán ser precargados para asegurar su trabajo conjunto con el resto de la cimentación desde su instalación. El procedimiento constructivo empleado para la renivelación o la recimentación deberá ser aprobado por la Administración.

Comentario:

Experiencias en materia de renivelaciones y recimentaciones de edificios se describen en SMMS (1990).

10.3 Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán realizarse por etapas de tal forma que, en ningún instante, se ponga en peligro la seguridad ni se causen daños en la propia construcción, en las construcciones adyacentes y/o en los servicios públicos.

10.4 Durante las operaciones de renivelación o de recimentación será necesario monitorear el comportamiento de la estructura y de las construcciones e instalaciones adyacentes (Capítulo 8).

11. INFORME GEOTÉCNICO Y MEMORIA DE DISEÑO

11.1 Introducción

11.1.1 Todo estudio o diseño geotécnico deberá documentarse en un informe geotécnico que incluirá una memoria de diseño geotécnico detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente verificada.

11.2 Informe geotécnico

11.2.1 El informe geotécnico deberá incluir, al menos, los temas siguientes:

Resumen

1. Introducción

- 1.1. Descripción general del proyecto
- 1.2. Objetivo
- 1.3. Ubicación y colindancias
- 1.4. Descripción general del predio en estudio
- 1.5. Características del proyecto

2. Condiciones geotécnicas del sitio

- 2.1. Información geológica y geotécnica disponible
- 2.2. Trabajos de campo realizados para la definición de las condiciones estratigráficas, anomalías, propiedades mecánicas y caracterización de condiciones de riesgo
- 2.3. Ensayes de laboratorio
- 2.4. Interpretación estratigráfica y modelos geotécnicos para diseño

3. Análisis y diseño geotécnico de la cimentación

- 3.1. Datos generales
- 3.2. Solución de cimentación para cada una de las edificaciones
- 3.3. Análisis de estabilidad
- 3.4. Análisis de desplazamientos incluyendo asentamiento y/o emersión previsible de las estructuras
- 3.5. Diseño de la excavación
- 3.6. Recomendaciones para el diseño estructural
- 3.7. Recomendaciones de pruebas de carga indicando sus características, proceso de ejecución y control, en caso dado

4. Revisión, de acuerdo con la presente NTC-Cimentaciones, de los estados límite de falla y de servicio de cimentaciones, excavaciones y muros, en su caso

5. Definición del procedimiento de construcción, incluyendo los requerimientos mínimos para garantizar el cumplimiento de las hipótesis de análisis y diseño aplicadas, así como la seguridad y el adecuado comportamiento futuro esperado de la obra en estudio y de las cimentaciones de los inmuebles colindantes

6. Especificación del seguimiento requerido durante la construcción y vida útil de la construcción, incluyendo los procesos de control durante la construcción de las cimentaciones. Presentación, de un proyecto de instrumentación y/o monitoreo geotécnico a corto y largo plazo, indicando objetivos, alcances y características generales de equipos y procesos de observación, interpretación y valores límite de las variables monitoreadas

7. Conclusiones y recomendaciones, indicando las características generales de la cimentación, así como las recomendaciones particulares sobre la solución de cimentación, pruebas de carga, proceso constructivo, objetivos de la supervisión geotécnica y pasos a seguir en caso de modificaciones del proyecto

8. Referencias

- Anexo 1. Informe fotográfico
- Anexo 2. Sondeos de exploración, pruebas de campo e instrumentación geotécnica
- Anexo 3. Resultados de ensayos de laboratorio
- Anexo 4. Combinaciones de cargas proporcionadas por la ingeniería estructural
- Anexo 5. Memoria de diseño.

Comentario:

Para el alcance de los estudios geotécnicos se podrán consultar las referencias: FHA (2003, 2006); Holguín et al. (1992); Simons et al. (2013); WSDT (2022); Jaime (2013); Auvinet et al. (2017).

11.3 Memoria de diseño geotécnico

11.3.1 La memoria de diseño geotécnico incluirá por lo menos los aspectos siguientes:

11.3.1.1 Datos de entrada para el análisis y diseño: Modelos geotécnicos empleados (estratigrafía, modelo constitutivo y propiedades mecánicas de cada unidad estratigráfica, descripción y caracterización de las heterogeneidades), condiciones del agua subterránea (presiones de poro, nivel de agua freáticas y condiciones de flujo actuales y proyecciones a futuro), geometría del proyecto (edificación, excavaciones y cimentación de cada elemento del proyecto), condiciones sísmicas, hundimiento regional, cargas incidentes a la cimentación para cada combinación de análisis, caracterización de las distintas condiciones de riesgo estudiadas, características de las colindancias y limitaciones particulares del proyecto. Esta información deberá estar sustentada por la investigación del sitio y por el reporte de ingeniería estructural.

11.3.1.2 Métodos de análisis: Descripción de los métodos de análisis empleados para determinar los estados límite de falla y servicio para las condiciones de corto y largo plazo, así como de las hipótesis consideradas, incluyendo el análisis y el proceso constructivo de las excavaciones y sus soportes, de las cimentaciones y de los mejoramientos del terreno, en caso dado. Presentación de los modelos de análisis empleados, en especial los modelos numéricos, con justificación de los aspectos siguientes: condiciones de frontera, condiciones iniciales, modelo constitutivo y parámetros, la estrategia empleada para representar el proceso constructivo y la exactitud de los resultados. Se indicarán los nombres de los programas de computadora utilizados y sus versiones.

11.3.1.3 Resultados: Los resultados de los métodos de análisis empleados deberán incluir el estado de esfuerzos y deformaciones en cada etapa de análisis para las condiciones de corto y largo plazo, así como las condiciones de estabilidad en términos del potencial de desarrollo de zonas plásticas que generen mecanismos de fallas cinemáticamente admisibles o en términos de factores de seguridad. Estos resultados deberán presentarse de manera clara y ordenada, y se incluirá su interpretación y la justificación de tipo de cimentación, recimentación, estabilidad y soporte de las excavaciones y procesos constructivos especificados. Se incluirá la revisión conforme a la presente NTC-Cimentaciones en cuanto a estados límites de falla y de servicio. También se incluirá una descripción clara del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en la presente Norma y su comparación con la experiencia que se tiene en el lugar, en caso dado. Asimismo, se indicará el comportamiento futuro esperado de las cimentaciones de las construcciones colindantes y se especificarán las distancias dejadas entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

11.3.1.4 Anexos. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y de campo y otras determinaciones y análisis, las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño y los cálculos realizados.

11.3.2 En el caso de edificios cimentados en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos, antiguas minas u otras discontinuidades o heterogeneidades incluyendo contaminantes en el subsuelo, se agregará a la memoria una descripción detallada de estas condiciones y de la manera como se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS

Abchir, Z., Burlon, S., Frank, R., Habert, J., and Legrand, S. (2016). t-z curves for piles from pressuremeter test results. *Géotechnique* 66 (No. 2).

AENOR. (2018). UNE-EN 1998-5:2018. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos, Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR. (2016). UNE-EN 1997-1: 2016. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales, Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR. (2002). UNE-ENV 1997-3: 2002. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 3: Proyecto asistido por ensayos de campo, Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR. (2001). UNE-ENV 1997-2: 2001. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 2: Proyecto asistido por ensayos de laboratorio, Asociación Española de Normalización y Certificación.

AFNOR. (2012). NF P 94 282. Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes. *French Standard, AFNOR*. Paris.

Alberro, J. (1970). Mediciones efectuadas en las excavaciones. *Revista Ingeniería, julio-septiembre, 252-272*.

Alberro, J. e Hiriart, G. (1973). Resistencia a largo plazo de las arcillas de la ciudad de México, 317. *Series No. 317*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Alberro, J., Marsal, R., y Mendoza, M. (1985). Comportamiento de suelos cohesivos compactados. *Series No. 493*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

American Association of Highway and Transportation Officials, AASHTO. (2022). T-207, Standard method of test for thin-walled tube sampling of soils.

American Drilled Shaft Contractors, ADS. (2021). Recommended Industry Practices for Safe Working Platforms for Construction Equipment. (P. D. Association, Ed.) Deep Foundations Institute.

American Drilled Shaft Contractors, ADSC. (2021). Recommended Industry Practices for Safe Working Platforms for Construction Equipment. (P. D. Association, Ed.) Deep Foundations Institute.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2000). D4318, Standard test methods for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2002). D2938, Standard test methods for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2003). D5333, Standard test methods for measurement of collapse potential of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2004). D427, Standard test methods for shrinkage factors of soils by mercury method. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2004). D7015, Standard practice for obtaining undisturbed block cubical and cylindrical samples of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2005). ASTM-5882, Standard test method for low strain integrity testing of piles. USA. doi:10.1520/D5882-16.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007). D 1143, Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D1143_D1143M-20.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007). D422, Standard test methods for particle size analysis of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2007b). D3689, Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D3689_D3689M-22.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). ASTM 6760, Standard test method for integrity testing of concrete deep foundations by ultrasonic crosshole testing. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D6760-16.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). D1587, Standard method of test for thin walled tube sampling of soil. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2008). D3967, Standard test methods for splitting tensile strength of intact rock core specimens. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D1586, Standard test methods for penetration test and split barrel sampling of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D2435, Standard test methods for one dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D4767, Standard test methods for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2011). D5311, Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2013). D3966, Standard Test Method for Deep Foundations Under Lateral Load. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D3966_D3966M-22

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4220, Standard practice for preserving and transporting soil samples, drive sampling of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4428, Standard testing methods for Crosshole-seismic testing. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D4945, Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D4945-17

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014). D7949, Standard test methods for thermal integrity profiling of concrete deep foundations. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2014b). D4945, Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D4945-17

American Society for Testing Materials, ASTM. (2015). D2850, Standard test methods for unconsolidated undrained triaxial compression test on cohesive soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2015). D6635, Standard test methods for performing the flat plate dilatometer. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D1452, Standard test methods for soil exploration and sampling by auger boring. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D5607, Standard test methods for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens under constant normal force. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2016). D5731, Standard test methods for determination of the point load strength index of rock and application to rock strength classification. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D2487, Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified soil Classification System). *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D3550, Standard practice for thick wall, ring-lined, split barrel, drive sampling of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D7928, Standard test methods for particle size distribution of fine grained soils using the sedimentation analysis. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2017). D854, Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2017e1). D2488, Standard practice for description and identification of soils (Visual Manual Procedure). *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D2573, Standard test method for field vane test in cohesive soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D420, Standard Guide to Side Characterization for Engineering Design and Construction Purposes. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D4427, Standard classification of peat samples by laboratory testing. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D5777, Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D7128, Standard guide for using the seismic reflection method for shallow subsurface investigation. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2018). D8169, Standard Test Method for Deep Foundations Under Bidirectional Static Axial Compressive Load. *Book of ASTM Standards*. USA. doi:10.1520/D8169_D8169M-18

American Society for Testing Materials, ASTM. (2019). D2216, Standard test methods for laboratory determination of water content of soil and rock by mass. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2019). D7400, Standard testing methods for downhole seismic testing. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D2974, Standard test methods for moisture, ash, and organic matter of peat and other organic soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D4719, Standard test method for pressuremeter testing in soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D5429, Standard guide for selecting surface geophysical methods. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D5778, Standard test methods for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2020). D7181, Standard test methods for consolidated drained triaxial compression test for soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D4015, Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D6572, Standard test methods for determining dispersive characteristic of clayey soils by the crumb test. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2021). D7263, Standard test methods for laboratory determination of density and unit weight of soil specimens. *Book of ASTM Standards*. USA.

American Society for Testing Materials, ASTM. (2022). D2434, Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of coarse grained soils. *Book of ASTM Standards*. USA.

Arroyo, J., Valverde, H. y Jiménez, C. (2023). Pilas de agregado compactado. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Auvinet, G. (1979). Precarga en arcillas del Valle de México. *Memorias del Simposio Mejoramiento Masivo de Suelos*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Auvinet, G. y Díaz-Mora (1981), "Programa de computadora para predecir movimientos verticales de cimentaciones. Series del Instituto de Ingeniería No. 438, UNAM, México.

Auvinet, G. (2002). *Incertidumbre en la geotecnia, Decimo sexta conferencia Nabor Carrillo Flores*. Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Auvinet, G. (2008). Fracturamiento de suelos, estado del arte. *Volumen especial "Conferencias temáticas: Avances recientes"*, *Memoria, XXIVa Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Aguascalientes, México.

Auvinet, G. (2010). Soil fracturing induced by land subsidence. *Land subsidence, Associated Hazards and the Role of Natural Resources Development*(ISSN 0144-7815), 20-26. IAHS Publication 339.

Auvinet, G. y Arias, A. (1991). Propagación de grietas. *Memorias del Simposio sobre Agrietamiento del suelo*, Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, 21-31.

Auvinet, G., Juárez, M., Méndez, E., Hernández, F., Martínez, S. y Pérez, M. (2020). Evaluación del mecanismo de agrietamiento del suelo en el sur-oriente de la ciudad de México mediante exploración geotécnica profunda. *Memorias técnicas de la XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Auvinet, G., Juárez, M., Méndez, E., Hernández, F., Martínez, S., Pérez, M., and Sánchez, J. (2022). Assessment of soil cracking mechanism in the south-east area of Mexico City based on deep geotechnical exploration. *Proceedings of the 20th International Conference for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney, Australia: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.

Auvinet, G., Méndez, E., and Juárez, M. (2013). Soil fracturing induced by land subsidence in Mexico City. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris, France: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.

- Auvinet, G., Méndez, E., and Juárez, M. (2015a). Evaluation of regional subsidence and soil fracturing in Mexico City Valley. *Proceedings, Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Buenos Aires, Argentina: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.
- Auvinet, G., Méndez, E., and Juárez, M. (2015b). New information on regional subsidence and soil fracturing in Mexico City Valley. *Proceedings IAHS*, 92, 1-6.
- Auvinet, G., Méndez, E. y Juárez, M. (2017). El subsuelo de la Ciudad de México/The subsoil of Mexico City, Vol. III. *III. Complemento a la tercera edición del libro publicado por R.J. Marsal y M. Mazari ISBN 978-607-02-8198: UNAM.*
- Auvinet, G., Méndez, E., Juárez, M. y Rodríguez, J. (2007). Riesgos geotécnicos para la construcción de vivienda en el valle de México. *Memorias técnicas del V Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, SMIE.
- Auvinet, G. y Mendoza, M. (1986). Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, *Memorias Simposio sobre los Sismos de 1985*, Ciudad de México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. (2002). Inclusiones. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Auvinet, G., Rodríguez, J. y Juárez, M. (2017). Capítulo B.2.5: Cimentaciones en Suelos : Sección B: Geotecnia Tema 2: Mecánica de suelos, *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad, CFE.
- Auvinet, G., Sánchez, J. y Pineda, A. (2019). Mitigación de daños ocasionados por grietas en el suelo. *Revista Ingeniería Investigación y Tecnología*, Vol. XX no.4. Ciudad de México, México: Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
- Auvinet, G. y Sánchez, J. (2020). Diseño de terraplenes ligeros para control de asentamientos. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 21 (04), 1-9. <https://doi.org/10.22201/ifi.25940732e.2020.21.4.034>.
- Bowles, J. (2001). *Foundation Analysis and Design*, 5th Edition, McGraw-Hill, New York.
- Briaud, J. (2013a). *Geotechnical Engineering. Unsaturated and Saturated Soils*, John Wiley & Sons, Hoboken, N.J.-USA 998 pp
- Briaud, J. (2013b). Ménard Lecture: The pressuremeter test: Expanding its use. *Proceedings of the 18th International Conference in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris, France: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.
- Broms, B. (1964a). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 90(2), 27-63.
- Broms, B. (1964b). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 90(3), 123-156.
- Burlon, S., Frank, R., Baguelin, F., Habert, J., and Legrand, S. (2014). Model factor for the bearing capacity of piles from pressuremeter test results. *Eurocode 7 approach, Geotechnique*, Vol. 64, No. 7, 513-525.
- Bustamante, M., and Frank, R. (1999). Current french design practice for axially loaded pipes. *Ground engineering*, 32, March, 38-44.
- Canadian Geotechnical Society, CGS. (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual, 4th edition*. Canadá.
- Castañeda, F. (2023). Estabilización de suelos con cal. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Clavelina, J., Paulín, J., Monroy, R. y Villar, S. (2022). Pruebas de carga estáticas de compresión en pilas en la Zona del Lago de la CDMX: Resultados, interpretación y lecciones aprendidas. *Memorias de la XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Guadalajara, Jalisco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR. (1987). *Manual de diseño geotécnico Tomo I*. México: Departamento del Distrito Federal, Secretaría General de Obras.

Comisión Nacional del Agua, CONAGUA. (2012). *Manual de Mecánica de Suelos. Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas*. México.

Contreras, R., Sánchez, C. y Trigo, M. (2019). Instrumentación geotécnica de un terraplén de prueba con consolidación por vacío en los suelos blandos del Valle de México. *Memorias del XVI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Cancún, Yucatán, México: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.

Cuevas, A. y Cuevas, J. (2023). Sistemas de anclaje en suelos. *Contención, refuerzo y mejoramiento de suelos*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

DeJong, J., Gómez, M., San Pablo, A., Graddy, C., Nelson, D., Lee, M., and Kwon, T. (2020). State of the art: MICP soil improvement and its application to liquefaction hazard mitigation. *Proceedings of the 20th ICSMGE-State of the Art and Invited Lectures*. Sydney, Australia: Australian Geomechanics Society.

Del Castillo, L., Vignaud, R. y Bello, J. (1976). Cimentaciones en zonas minadas de la Ciudad de México. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Del Castillo, R. y López, G. (1979). Densificación de suelos por medio de explosivos. *Memorias del Simposio Mejoramiento Masivo de Suelos*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Dembicki, E., and Kisielowa, N. (1984). Technology of soil compaction by means of explosion. *Proceedings 8th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*.

Dumas, C. (2016). *Confiabilidad de muros rígidos de retención*. Ciudad de México, México: Tesis de Maestría, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional, IPN.

Dunnicliff, J., and Green, G. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. Wiley.

Estaire, J., Pardo de Santayana, F. y Perucho, Á. (2010). Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7. Laboratorio de Geotecnia - CEDEX.

European Committee for Standardization, ECS. (2007). *EN 1993-5, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 5: Piling*. The European Union.

European Federation of Foundation Contractors, EFFC. (2020). Guide to working platforms, 1st edition. Deep Foundation Institute, DFI.

Federal Highway Administration, FHA. (2003). Checklist and Guidelines for review of geotechnical reports and preliminary plans and specifications. *Report No. FHWA ED-88-053*. U.S.: Department of Transportation.

Federal Highway Administration, FHA. (2006). Soils and Foundations Reference Manual - Volume II. *Publication No. FHWA NHI-06-089*. U.S.: Department of Transportation.

Federal Highway Association, FHA (2010). Drilled shafts: Construction procedures and LRFD design methods, *Publication No. FHWA NHI-10-016*, FHWA GEC 010, U.S. Dept. of Transportation, McLean, VA-USA.

Federation of Piling Specialists, FPS. (2019). Working Platform Guidance. London.

- Fellenius, B. (2022). *Basics of Foundation Design*, Electronic Edition, www.fellenius.net
- Fernández, C. (1982). *Mejoramiento y estabilización de suelos*. México: Limusa.
- Flores, A. (1968). Análisis de cimentaciones sobre suelo compresible. *Ia*, 361. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
- Foti, S., Lai, C., Rix, G., and Strobbia, C. (2015). *Surface wave methods for near-surface site characterization*. CRC Press, Taylor and Francis Group.
- Frank, R. (1997). Aspects of pile design following. *Eurocode 7, Part 1, Section 7*.
- Frank, R. (2015). The new French standard for the application of Eurocode 7 to deep foundations. *European Conference in Geo-Environment and Construction*. Tirana, Albania, 318-327.
- Frank, R. (2022). Displacement of piles from pressuremeter test results – a summary of French research and practice. *Geotechnical Engineering Journal Soils and Rocks*. SEAGS & AGSSEA. doi:10.28927/SR.2022.006822.
- Gamboa, J. (1984). Prueba de compactación con explosivos. *Memorias del Simposio Construcción Especializada en Geotecnia*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- García, F., Gómez, R. y Reséndiz, D. (1989). Ingeniería, Vol. 59, N° 1. *Respuesta sísmica de edificios considerando la interacción suelo-estructura*. CDMX, México.
- Girault, P. (1984). Compactación dinámica. Generalidades y casos de aplicación en México. *Memorias del Simposio Construcción Especializada en Geotecnia*. Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos, SMMS.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*. Diciembre 15, CDMX, México.
- Gohl, W., Jefferies, M., Howies, J., et Diggle, D. (2000). Explosive compaction: design, implementation and effectiveness. *Géotechnique, Volume 50 Issue 6*, 657-665. doi:<https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.6.657>
- González, A. (1973). Plano reconstructivo de la región Tenochtitlán. Ciudad de México, México: Instituto Nacional de Antropología e Historia (Serie Historia).
- Guerrero, A. (2002). Tierra armada. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Guglielmetti, V., Piergiorgio, G., Ashraf Mahtab, M., and Shulin, X. (2008). *Mechanized Tunnelling in Urban Areas*. Turin, Italy: Taylor&Francis.
- Herrera, S. (2002). Inyecciones en aluviones. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.
- Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering. Canada: Evert Hoek Consulting Engineer Inc. Retrieved from www.rocscience.com/learning/hoek-corner
- Holeyman, A., Debacker, P., De Cock, F., Dupont, E., Hilde, J., Legrand, C., and Simon, G. (1997). Design of axially loaded piles-Belgian practice. *Proc. ERTC3 Seminar on Design of Axially Loaded Piles European Practice*, Cook & Legrand Eds., 57-82, Bruselas
- Holguín, E. y Ovando, E. (2002). Sistemas de anclaje. *Manual de Construcción Geotécnica*. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Holguin, E., Gutiérrez, C., Cuevas, A. y Segovia, J. (1992). *Diseño Geotécnico de Cimentaciones*. Ciudad de México, México: TGC Geotecnia.

Horvath, R., and Kenney, C. (1979). Shaft resistance in rock socketed drilled piers. *Proceedings of the symposium on deep foundations*. USA: American Society of Civil Engineers, ASCE, 182-213.

Ibarra, E. y Rangel, J. (2017). Capítulo 9 Pruebas de Carga. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*, Vol. 2, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG, 609-706.

Ibarra, E., Rangel, J., Holgín, E. y Flores, R. (2018). Desarrollo de esfuerzo cortante en el fuste de pilas largas coladas in-situ en suelos estratificados. *Memorias de la XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. León, Guanajuato, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Indraratna, B., Chu, J., and Rujikiatkamjorn, C. (2015). *Soil improvement case histories*. Elsevier Ltd.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC. (2009). *Manual de construcción de suelo-cemento*.

International Organization for Standardization, ISO. (22476-1). *Electrical cone and piezocone penetration test*.

Jaime, A. (2013). Estudios e informes de mecánica de suelos, *Geotecnia No. 228*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG, 31-35.

Jiménez, F. y Paniagua, W. (2022). Desplazamientos horizontales en excavaciones hechas en la Ciudad de México. *Memorias de la XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Guadalajara, Jalisco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Juárez, B. y Rico, R. (1991). *Mécanica de suelos Tomo II*. Limusa, México

Juárez, M., Román, H., Auvinet, G. y Méndez, E. (2022, Noviembre). Predicción del hundimiento regional en el Valle de México. *Memorias técnicas de la XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Guadalajara, Jalisco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Koerner, M. (2012). *Designing with geosynthetics*, 6th edition, vols I and II. Bloomington: Xlibris Corp.

Lombardo, A. (2023). *Concreto lanzado. Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

López, N.P. y Martínez, E. (2021). Pilotes de control: funcionamiento, diseño y aplicación. (*SID 710*). Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

López, N.P., Espinosa, L. y Pineda, V. (2023). *Sistemas de precarga. Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

López, R. (2002). Compactación dinámica. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMIG.

López, R. (2023). Vibrosustitución. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica .

López, R. y Ramírez, A. (2002). Vibrocompactación. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Lysmer, J. (1978). Analytical procedures in soil dynamics, *Report No. EERC 78/29*, University of California, Berkeley.

Marsal, R. y Mazari, M. (1969). *El subsuelo de la ciudad de México, The subsoil of Mexico City*. Facultad de Ingeniería, México, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Marsal, R. y Mazari, M. (2017). El subsuelo de la ciudad de México volúmenes I a III, con ampliación de Auvinet G., Mendez E. y Juárez M. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Marsal, R. y Reséndiz, D. (1979). Compactación de suelos, *Presas de Tierra y Enrocamiento*, Limusa, México.

Martínez, S. (2012). *Método de análisis simplificado para un nuevo tipo de cimentación en suelos blandos*. Tesis doctoral, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Martínez, S., and Romo, M. (2018). Assessment of an alternative to deep foundations in compressible clays: the structural cell foundation. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 12, 67-80.

Martínez, S., Auvinet, G., and Juárez, M. (2022). Numerical analysis of the seismic response of a cracked soft soil clay deposit. *Proceedings of the 20th International Conference for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Sydney, Australia: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.

Mayoral, J. y Romo, M. (2017). Capítulo B.2.2 Pruebas de Laboratorio para Determinar las Propiedades de los Suelos y Enrocamientos: Sección B: Geotecnia Tema 2: Mecánica de Suelos. *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad, CFE.

Meli, R. (2002). *Diseño Estructural* (2a ed.). México: Limusa.

Mena U., Pérez, L., Aguilera, M. y Alarcón N. (2015). Sección C: Estructuras. Tema 1: Criterios generales de análisis y diseño. Capítulo: C13, Diseño por sismo. *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad, CFE.

Méndez, E. (1991). Evolución de las propiedades de la arcilla de la Ciudad de México, Tesis de Licenciatura. México, Ciudad de México: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional, IPN.

Mendoza, M. (2004). Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la Ciudad de México, bajo carga estática y sísmica, Tesis Doctoral. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Mendoza, M. (2021). Tezontles o escorias volcánicas del Valle de México: génesis, propiedades ingenieriles y usos en construcción. *Novena Conferencia Raúl J. Marsal Córdoba*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Mendoza, M. (2022). Perspectivas actuales sobre el diseño de cimentaciones profundas en la Ciudad de México. *Conferencia Magistral, 5º Simposio Internacional de Cimentaciones Profundas*. Ciudad de México, México: Geo- Institute, Deep Foundation Institute, DFI; SMIG.

Mendoza, M., Camargo, J., Gómez, F. y Abad, C. (2017). Capítulo C. 2. 1. Diseño estructural de cimentaciones. *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad, CFE.

Mendoza, M.J. y Mendoza, S.A. (2023). Terraplenes piloteados. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Mendoza, M., Ibarra, E., Rufiar, M., Paniagua, W. y Garcés, E. (2012). Pruebas de carga axial, y su previsión teórica, en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México. *Memorias de la XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Cancún, Quintana Roo, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Mendoza, M. J., Rodríguez, M., Rufiar, M., e Ibarra, E. (2017). Capítulo B.2.3: Pruebas de campo para determinar propiedades de los suelos y enrocamientos, *Manual de Diseño de Obras Civiles*, Comisión Federal de Electricidad, CFE.

Mendoza, M., Romo, M., Botas, G., Olivares, A., Ibarra, E., Saldaña, F. y Gómez, E. (2004). Planeación de pruebas de carga axial y lateral en pilas del distribuidor vial San Antonio, D. F. *Memorias de la XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Guadalajara, Jalisco, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Meyerhof, G. (1953). The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, *Proceedings 3th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Suiza, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE.

Mooser, F. (1975). Historia geológica de la cuenca de México. En Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal. *Tomo 1*, 7-38.

Mooser, F. (2018). Geología del Valle de México y otras regiones del país. Colegio de Ingenieros civiles de México.

Mooser, F., Montiel, A. y Zúñiga, A. (1996). Nuevo mapa geológico de las cuencas de México, Toluca y Puebla. (ISBN 968-7780-00-2). México: Comisión Federal de Electricidad, CFE.

Morales, R. (2002). Geosintéticos. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Morales, R. (2023). Refuerzo de terraplenes con geosintéticos. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Ng, C., Leung, A., and Ni, J. (2019). Plant-soil slope interaction. CRC Press. doi:10.1201/9781351052382

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE). (2002). NMX-C-431-ONNCCE-2002 Industria de la Construcción - Geotecnia Cimentaciones - Toma de Muestra Alterada e Inalterada - Métodos de Prueba. México.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (2018). NMX-C-493-ONNCCE-2018, Industria de la Construcción - Geotecnia - Límites de Consistencia de Suelos - Método de Ensayo. México.

Ostermayer, H., and Barley, T. (2003). Chapter 2.5 Ground Anchors. *Geotechnical engineering handbook*, 2, 269-219. Ernst & Sohn.

Ovando, E., Ossa, A., and Romo, M. (2007). The sinking of Mexico City: Its effects on soil properties and seismic response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* No. 27. Elsevier.

Paniagua, W. (2002). Soil nailing. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Paniagua, W. (2017a). Cap. 5.8.5 Plataformas de trabajo. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. (2017b). Cap. 5.2.11 Descabece de pilas. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. (2017c). Cap. 10.4 Pruebas de integridad. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. (2017d). Cap. 5.7.3 Vibraciones por hincado de pilotes y tablestacas. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. (2017e). Cap. 5.9 Extracción de Pilotes. *Ingeniería de Cimentaciones Profundas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. (2018, Octubre). Congelación artificial del suelo. *Revista Construcción Panamericana*. Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesionales Afines.

Paniagua, W. (2019). Fracturamiento hidráulico en suelos cohesivos durante la construcción de cimientos profundos. *Revista Geotécnica* 254. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. y Domínguez, R. (2023). Cap. 3 Muros pantalla, Cap. 4 Tablestacas. *Contención, tratamiento y mejoramiento masivo de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Paniagua, W. y Elvira, A. (2017). Patología de cimentaciones profundas. *Ingeniería de cimentaciones Profundas, Capítulo 10*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Park, C., Miller, R., Xia, J., and Ivanov, J. (2007). Multichannel analysis of surface waves (MASW)- Active and passive methods. *The Leading Edge*, 26(1).

Peck, R. (1969). Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *Géotechnique*, 19(2), 171-187.

Pino, Y. (2018). SEHEDIS – CDMX: Sistema de Evolución del Hundimiento y Espectros de Diseño Sísmico. *Evolución de la respuesta sísmica de la Ciudad de México*. Retrieved from <https://sismica.com.mx/sehedis/>

Pino, Y. (2018). SEHEDIS – CDMX: Sistema de Evolución del Hundimiento y Espectros de Diseño Sísmico, *Evolución de la respuesta sísmica de la Ciudad de México*, Tesis de Maestría. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Poulos, H. (1985). Lateral response of single piles.

Quinn, T.A.C, and Brown, M. (2011, September 1). Effect of strain rate on isotropically consolidated kaolin over a wide range of strain rates in the triaxial apparatus. *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*. Seoul, Korea.

Ramírez, A., López, R. y Báez, J. (2002). Deep mixing. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Ramírez, A., López, R. y Paniagua, W. (2002). Métodos vibratorios. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Rangel, J., Ibarra, E. y Eslava, R. (2022). Influencia de la velocidad de giro de la veleta en la determinación de la resistencia no drenada en depósitos lacustres y de residuos mineros. *XXXI Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*, 811-817. Guadalajara.

Rangel, J., Ibarra, E. y Ovando, E. (2023). Inclusiones rígidas. *Contención, tratamiento y mejoramiento de suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Reséndiz, D. y Auvinet, G. (1973). "Analysis of pile foundations in consolidating soils, *Proceedings of the VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ISSMFE, Vol. 3, 211-218, Moscú.

Reséndiz, D. y Auvinet, G. (2017). Confusiones surgidas a partir de los sismos del 2017 en la ciudad de México, *Geotecnia No. 246*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Reséndiz, D., Springall, G., Rodríguez, J. y Esquivel, R. (1970). Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México. *Memoria de la V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo 1*. México.

Rezazadeh, S., and Eslami, A. (2017). Empirical methods for determining shaft bearing capacity of semi-deep foundations socketed in rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. doi:10.1016/j.jrmge.2017.06.003

Rico, A. y Del Castillo, H. (1974). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*. México: Limusa.

Robertson, P., and Cabal K. (2015). Guide to cone penetration testing for Geotechnical Engineering, 6th edition. California, USA: Gregg Drilling & Testing, Inc.

Rodríguez, J. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional en la zona lacustre de la Ciudad de México, Tesis doctoral. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Rollins, K., Clayton, R., Mikesell, R., and Blaise, B. (2005). Drilled shaft side friction in gravelly soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131 (8), pp. 987-1003.

Romo , M., Mendoza, M., and García , S. (2000). Geotechnical factors in seismic design of foundations: State-of-the-Art report. *Proceedings of the twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2832*. Auckland, New Zealand.

Romo, M., Ossa, A. y Flores, O. (2012). Terraplén aligerado usando mezclas de suelo con perlas de poliestireno expandido, EPS, *Informe Técnico elaborado para Aeropuertos y Servicios Auxiliares*, octubre, 2012. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Sánchez, J. y Auvinet, G. (2020). Modelado con medios discretos de la mitigación de daños inducidos por grietas del suelo. *Memorias técnicas de la XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Sánchez, J. y Auvinet, G. (2020a). Mejoramiento de terreno afectado por grietas para la cimentación de viviendas de mampostería. *Revista Ingeniería Investigación y Tecnología, Vol. XXII no.1*. Ciudad de México, México: UNAM.

Santoyo, E. (2010). Exploración de suelos. Métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo. *Vigésima conferencia Nabor Carrillo* . México : Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG.

Santoyo, E. y Ovando, E. (2002). Inyecciones por fracturamiento hidráulico. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Santoyo, E., Lin Xue, R. y Ovando, E. (2012). *El cono en la exploración geotécnica*. México: TGC Geotecnia.

Santoyo, E., Ovando, E., Mooser, F. y León, E. (2005). Síntesis geotécnica de la Cuenca del Valle de México. TGC Geotecnia.

Santoyo, E., Riqing, L. y Ovando, E. (2012). *El Cono en la Exploración Geotécnica*, 2a edición. México: TGC Geotecnia.

SASID: Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México. (2017). Retrieved from <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>

Schaefer, V., Berg, R., Collin, J., Christopher, B., DiMaggio, J., Filz, G., and Ayala, D. (2017). Ground Modification Methods – Reference Manual, vols. I and II. *FHWA NHI-06-019/20*. Washington, U.S. Department of Transportation, USA: Federal Highway Administration.

Secretaría de Recursos Hidráulicos, SARH. (1970). *Manual de Mecánica de Suelos, Quinta Edición*. México: Dirección de proyectos, Departamento de Ingeniería Experimental.

Secretaría del Medio Ambiente, SEDEMA. (2021, julio 20). Norma Ambiental para la Ciudad de México NACDMX-007-RNAT-2019. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*. CDMX, México: Gobierno de la Ciudad de México.

Shu, J., Varaksin, S., Klotz, U., and Mengé, P. (2009). Construction processes. *State of the art report, 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Alexandria, Egypt.

Simons, N., Menzies, B., & Mawththews. (2013). A short course in geotechnical site investigation. (ISBN: 978-0-7277-2948-9). Thomas thelford.

Siskind, D., Stagg, M., Kopp, J., and Dowding, C. (1980). Structure response and damage produced by ground vibrations from surface mine blasting. *Report of Investigation 8507, (USBM RI 8507)*. USA: United States Bureau of Mines, USBM.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, SMIG. (1990). *Memoria del Simposio sobre "Recimentaciones"*. Ciudad de México, México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1970). *Memorias de la V Reunión Nacional*. México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1970). *Memorias del congreso de la V Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1979). Mejoramiento masivo de suelos. *Memorias del Simposio Internacional de Mecánica de Suelos*. Oaxaca, México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1989). Construcción especializada en geotecnia. *Memorias del Simposio*.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1989). Construcción especializada en geotecnia. *Memorias del Simposio Construcción especializada en Geotecnia*. México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1991). Agrietamiento de suelos. *Simposio de Agrietamiento de Suelos*. (W. Paniagua, Ed.) México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1992). Experiencias geotécnicas en la zona Poniente del Valle de México, Junio, Ciudad de México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS. (1992b). *Manual de construcción geotécnica*.

Taboada, V., Correa, F., and López, R. (2002). Jet grouting. *Manual de construcción geotécnica*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Tamez, E., Auvinet, G., Rangel, J. y López, F. (2007). Diseño geotécnico de lumbreras en suelos blandos: procesos constructivos y métodos de análisis, *Memorias conmemorativas 50 aniversario*, Ciudad de México, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.

Terzaghi, K., and Peck, R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering practice* 2nd edition. New york: John Wiley & Sons.

Tomlinson, M., and Woodward, J. (2015). *Pile Design and Construction Practice*. 5a y 6a. USA: CRC Press.

U.S. Army Corps Engineers. (1991, January 15). Desing of pile foundations. *Engineer Manual, Engineering and Design*. Washington, DC.

U.S. Department of Transportation. (2017). Ground Modification Methods – Reference Manual, vols. I and II. *FHWA NHI-06-019/20*. Washington, USA: Federal Highway Administration.

Van Impe, W. (1989). *Soil improvement techniques and their evolution*. Netherlands: Balkema, Rotterdam.

Wilson, L., Kouretzis, G., Pineda, J., and Kelly, R. (2016). On the determination of the undrained shear strength from vane shear testing in soft clays. *Geotechnical and Geophysical Site Characterizations 5*. Lehane, Acosta-Martínez y Kelly (Eds) Sydney, Australian Geomechanics Society. ISBN 978-0-9946261-1-0.

Washington State Department of Transportation, WSDT. (2022). Geotechnical Design Manual M-46-03-16. U.S.: Enviromental and Engineering Program.

Wysockey, M. (1999). *The axial capacity of drilled shafts*. Doctoral thesis, Illinois University, Urbana-Champaign.

Zeevaert, L. (1973). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Ed. Van Nostrand, 652 pp, New York.

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO

ÍNDICE

NOTACIÓN	5
TERMINOLOGÍA	27
1. CONSIDERACIONES GENERALES	36
1.1 Alcance.....	36
1.2 Unidades	36
1.3 Disposiciones complementarias	37
1.4 Materiales	37
1.5 Especificaciones y dibujos de diseño	48
1.6 Criterios de diseño.....	48
1.7 Tipos de estructuras y métodos de análisis	49
1.8 Estructuras regulares o irregulares	52
2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS.....	53
2.1 Determinación del área de la sección transversal	53
2.2 Relaciones ancho/grueso y pandeo local.....	57
3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES	64
3.1 Disposiciones generales.....	64
3.2 Rigidez lateral.....	65
3.3 Efectos de esbeltez de conjunto	65
3.4 Métodos para el análisis por estabilidad.....	67
3.5 Método de análisis directo	67
3.6 Método de la longitud efectiva.....	70
3.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden.....	72
4. DISEÑO POR MÉTODOS DETALLADOS	78
4.1 Alcance.....	78
4.2 Requisitos generales	78
4.3 Diseño por análisis elástico.....	78
4.4 Diseño por análisis inelástico.....	79
5. MIEMBROS EN TENSIÓN	84
5.1 Alcance.....	84
5.2 Estados límite.....	84
5.3 Resistencia de diseño	84
5.4 Miembros armados.....	85
5.5 Relaciones de esbeltez.....	86
5.6 Conexiones especiales en elementos a tensión	87
6. MIEMBROS EN COMPRESIÓN	89
6.1 Alcance.....	89
6.2 Estados límite.....	89
6.3 Resistencia de diseño	89
6.4 Miembros armados por varios perfiles	94

7. MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)	101
7.1 Estados límite.....	101
7.2 Consideraciones generales.....	103
7.3 Miembros compactos (tipo 1 y 2) de secciones IE, IR o IS con dos ejes de simetría y canales CE, flexionados alrededor del eje de mayor inercia	104
7.4 Miembros de sección IE, IR o IS de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 y tipo 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia	106
7.5 Miembros de sección IE, IR, IS de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia	107
7.6 Miembros de sección IE, IR o IS y canales CE, flexionados alrededor del eje de menor inercia.....	108
7.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular OR, laminados o formados por cuatro placas soldadas	109
7.8 Miembros de sección tubular circular OC.....	110
7.9 Miembros de secciones TR o formadas por dos ángulos LI o LD espalda con espalda cargados en el plano de simetría	111
7.10 Ángulos sencillos LI o LD.....	113
7.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza OS.....	118
7.12 Miembros de sección sin ningún eje de simetría	118
7.13 Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y trabes armadas	119
8. MIEMBROS EN CORTANTE	124
8.1 Generalidades.....	124
8.2 Resistencia en cortante sin considerar el campo de tensión diagonal.....	124
8.3 Resistencia en cortante considerando el campo de tensión diagonal.....	125
8.4 Atiesadores transversales	127
8.5 Ángulos sencillos.....	129
8.6 Tubos OR (HSS) de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas.....	129
8.7 Tubos OC de sección circular.....	129
8.8 Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia	130
8.9 Vigas y trabes armadas con aberturas en el alma.....	130
9. MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS	135
9.1 Miembros en flexocompresión.....	135
9.2 Miembros en flexotensión.....	139
9.3 Miembros en flexión y cortante combinados.....	140
10. MIEMBROS COMPUESTOS	141
10.1 Consideraciones generales.....	141
10.2 Vigas y armaduras compuestas	145
10.3 Columnas y muros compuestos	160
10.4 Casos especiales	172
11. CONEXIONES	173
11.1 Disposiciones generales.....	173
11.2 Soldaduras	178
11.3 Tornillos y partes roscadas.....	187
11.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros.....	193
11.5 Placas de relleno	195
11.6 Empalmes	196
11.7 Barras de anclaje y embebidos.....	197
11.8 Almas y patines con cargas concentradas	197
11.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas	204
12. TRABES ARMADAS	224
12.1 Estados límite de resistencia.....	224
12.2 Estados límite de servicio	225

13. PLACAS BASE Y SISTEMAS DE ANCLAJE	226
13.1 Diseño de placas base.....	229
13.2 Resistencia en flexión de la placa base	239
13.3 Resistencia al aplastamiento del concreto	240
13.4 Resistencia del sistema de anclaje	240
13.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje	246
14. CONEXIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES HUECOS OR (RECTANGULARES), OC (CIRCULARES) Y EN CAJÓN DE PAREDES DE ESPESOR UNIFORME	249
14.1 Tipos de nudos o conexiones.....	249
14.2 Conexiones con placas (fuerzas concentradas).....	252
14.3 Conexiones directas entre perfiles OR (cuadrados) y OC (circulares) en armaduras	257
14.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles huecos (OR y OC).....	265
14.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles OR (rectangulares).....	269
15. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	273
15.1 Disposiciones generales.....	273
15.2 Contraflechas.....	273
15.3 Expansiones y contracciones	274
15.4 Deflexiones.....	274
15.5 Vibraciones verticales de entepiso	275
15.6 Desplazamientos laterales.....	281
15.7 Fuego y explosiones	282
15.8 Durabilidad.....	282
16. ESTRUCTURAS DÚCTILES	283
16.1 Requisitos generales	283
16.2 Marcos rígidos de acero.....	294
16.3 Marcos contraventeados.....	311
16.4 Marcos con muros de placa de acero (MPD) de ductilidad alta, $Q=4$	337
16.5 Marcos rígidos compuestos (MRC).....	344
16.6 Marcos compuestos con contraventeos	360
16.7 Marcos con muros compuestos (MMC)	363
16.8 Sistema Diagrid	368
17. ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL	374
17.1 Aspectos generales.....	374
17.2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas concentradas.....	374
18. DISEÑO POR FATIGA	381
18.1 Aspectos generales.....	381
18.2 Diseño por fatiga.....	384
18.3 Grúas viajeras	401
19. EDIFICIOS INDUSTRIALES	405
19.1 Edificios industriales	405
19.2 Acciones.....	405
19.3 Estructuración y configuraciones.....	407
19.4 Diseño de las armaduras	412
19.5 Diseño de las columnas	414
19.6 Diseño por sismo.....	415
19.7 Análisis.....	416
19.8 Naves a base de muros Tilt-Up.....	417

20. DISEÑO DE RACKS	443
20.1 Alcance.....	443
20.2 Consideraciones generales.....	443
20.3 Análisis estructural.....	443
20.4 Parámetros para diseño por sismo.....	444
20.5 Contenidos.....	445
20.6 Placas base y anclajes.....	445
20.7 Diseño de elementos estructurales.....	447
21. CIMENTACIONES CON MIEMBROS DE ACERO	449
21.1 Consideraciones generales.....	449
21.2 Elementos de carga.....	452
21.3 Elementos de contención.....	452
21.4 Aspectos constructivos.....	454
21.5 Método de subexcavación.....	457
22. MODELADO	459
22.1 Consideraciones generales.....	459
22.2 Validación del modelo.....	459
22.3 Imperfecciones.....	460
22.4 Estabilidad.....	461
22.5 Interacción suelo-estructura.....	462
22.6 Fatiga.....	462
22.7 Soportes.....	465
22.8 Restricciones impuestas.....	467
22.9 Conexiones.....	469
22.10 Zona del panel.....	474
22.11 Sistemas de piso.....	476
22.12 Armaduras.....	477
22.13 Miembros de sección variable o acartelados.....	478
22.14 Marcos rígidos.....	478
22.15 Marcos contraventeados.....	480
22.16 Marcos compuestos.....	481
22.17 Marcos con muros de cortante de placa de acero.....	482
22.18 Marcos con muros de cortante en sección compuesta.....	484
23. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	487
23.1 General.....	487
23.2 Planos y dibujos.....	487
23.3 Fabricación.....	488
23.4 Montaje.....	493
APÉNDICE A. ESTÁNDARES Y REFERENCIAS DE LOS COMENTARIOS	495
Significado de las abreviaturas.....	495
Referencias de los Comentarios.....	496

NOTACIÓN

A	área de la sección transversal de una columna; área de la sección transversal de una viga tubular; área total de la sección transversal de un miembro; área total de un eslabón
A_1	área efectiva del concreto bajo soporte directo; área de una placa base
A_2	área del dado de apoyo de una placa base
A_{MB}	área de la sección transversal del metal base de una soldadura
A_N	área proyectada de la superficie de falla del ancla o grupo de anclas
A_{No}	área proyectada de la superficie de falla de un ancla alejada de los bordes
A_S	área efectiva de una soldadura
A_a	área del alma o almas de una viga o trabe armada; área de aplastamiento; área del perfil de acero de una sección compuesta; área del alma de un eslabón
A_{ap}	área de contacto lateral de la columna y la placa base contra el concreto; área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca
A_{at}	área de la sección transversal de un atiesador o par de atiesadores transversales en el alma de una trabe armada; área total del par de atiesadores colocados en el alma de la columna frente a uno de los patines de la viga en una conexión viga–columna
A_b	área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada de un tornillo o barra roscada
A_c	área de concreto de una columna compuesta; área efectiva de la losa de concreto en una viga compuesta; área de la sección transversal de una columna; área de la sección transversal en un elemento vertical de borde; área de la superficie de contacto entre una placa base y el mortero de relleno o superficie de concreto
A_{cc}	área de la sección transversal de un conector
A_{ci}	área de la sección transversal de la cuerda inferior de una armadura o larguero que trabaja en construcción compuesta
A_e	área neta efectiva de la sección transversal de un miembro; área de la varilla de los estribos
A_g	área bruta de la sección transversal del muro
A_l	área de contacto entre la llave de cortante y el concreto de cimentación
A_n	área neta de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal del núcleo de la diagonal
A_{nc}, A_{nt}	áreas netas sujetas a cortante y a tensión, respectivamente, a lo largo de una trayectoria de falla
A_{np}	área neta del patín en tensión
A_p	área total del patín del miembro de la cuerda del segmento especial
A_{pc}	área del patín comprimido

A_{pl}	área de las placas de acero longitudinales; área de placas de acero en la dirección de cizallamiento en el plano; área de las placas de acero en la dirección del plano de cortante
A_{plreq}	área requerida de la placa base
A_{pt}	área total del patín en tensión
A_{pv}	área del patín de viga
A_r	área del acero de refuerzo longitudinal de una sección compuesta
A_s	área de la sección transversal de la sección de acero de una viga compuesta
A_{sc}	área de la sección transversal del vástago de un conector
A_{sf}	$= 2t(a+d/2)$ es el área en la trayectoria de la falla a cortante; a es la menor distancia del extremo del agujero del perno al extremo del elemento medida de forma paralela a la dirección de la fuerza
A_{sn}	área de acero del n-ésimo lecho de acero.
A_t	área total de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal de una columna compuesta
A_{tc}	área total sujeta a cortante
A_v	área de la sección transversal de un elemento horizontal de borde; área del cono de concreto del ancla o grupo de anclas en cortante
A_{vo}	área del cono completo de concreto para un ancla en cortante
a	distancia entre sujetadores o entre soldaduras de un miembro armado; distancia entre atiesadores transversales en una viga o trabe armada; separación entre líneas de tornillos o soldaduras que conectan las placas de unión de columnas armadas; profundidad de la zona de concreto de una viga compuesta que trabaja en compresión; tamaño de la pierna de una soldadura de filete; mitad de la longitud de la raíz no soldada en la dirección del espesor de una placa sometida a tensión
a_p/g	aceleración como fracción de la gravedad
a_r	cociente del área del alma entre el área del patín comprimido de una sección I; distancia entre un atiesador extremo y el borde más cercano de un agujero, en vigas con agujeros en el alma
a'	longitud continua de la soldadura en el borde de una cubreplaca que la une con una viga o trabe armada
a_0	dimensión horizontal de agujero rectangular en el alma
B	factor utilizado para el cálculo del momento nominal de pandeo lateral por flexotorsión de un miembro de sección T; ancho total de una sección en cajón, paralelo al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X; ancho de una placa base; ancho total de un miembro tubular rectangular principal, medido a 90 grados del plano de la conexión
B_1, B_2	factores de amplificación de momentos para diseño de piezas flexocomprimidas
B_b	ancho total de miembros del alma rectangulares, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
B_{bi}	ancho total del miembro rectangular del alma que se monta sobre otro
B_{bj}	ancho total del miembro rectangular del alma que queda debajo de otro

B_p	ancho de una placa, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
b	ancho de un elemento plano comprimido; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; ancho del patín de una sección I o H; ancho del ala comprimida de un ángulo; ancho del ala que resiste la fuerza cortante; ancho interior de una sección cajón; la mitad del ancho del patín, para miembros de sección I, y el ancho nominal del patín, para miembros de sección canal, de elementos flexionados alrededor del eje de menor inercia
b_0	dimensión vertical de agujero rectangular en el alma
b_a	ancho del agujero de acceso de una placa de unión perforada
b_c	dimensión menor de la sección transversal de una columna compuesta embebida
b_{cp}	ancho del patín de la columna y peralte total de la sección que se está revisando (generalmente una columna)
b_e	ancho efectivo de elementos planos comprimidos que forman parte de secciones tipo 4; ancho efectivo de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta
b_{eoi}	ancho efectivo de la cara del miembro del alma soldada a la cuerda
b_{eov}	ancho efectivo de la cara del miembro del alma soldada al miembro superpuesto
b_p	ancho total del patín de una sección I, H o canal; ancho del patín de una columna; la menor dimensión entre a y h
b_{pc}	ancho del patín comprimido
b_{ps}	ancho y espesor del patín superior
b_{pt}	ancho del patín en tensión
C_1	incremento de la distancia al borde para un agujero estándar
C_a	constante de torsión por alabeo
C_b	factor que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión o en flexocompresión; factor de amplificación por deflexión de un contraventeo restringido al pandeo
C_c	coeficiente de rigidez para el concreto; resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión en una viga compuesta
C_f	fuerza de compresión en la losa de concreto de una sección compuesta; constante para el cálculo de la amplitud de esfuerzos permisibles
C_m	coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante
C_{pr}	coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores
C_r	coeficiente para el pandeo del alma; resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión en una viga compuesta
C_r'	resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión de una viga compuesta

C_v	coeficiente para el cortante del alma
C_{ve}	coeficiente para el cortante del alma, en pandeo elástico
C_{vi}	coeficiente para el cortante del alma, en pandeo inelástico
c	distancia mínima al borde desde un ancla o el centroide de un grupo de ellas
c_1	distancia al borde en la dirección de la carga
c_2	distancia al borde en la dirección perpendicular a la carga
c_a	distancia crítica
c_{max}	distancia máxima al borde
c_{min}	distancia mínima al borde
D	diámetro exterior de una sección circular hueca; diámetro de los agujeros de una placa perforada
D_0	para agujeros circulares
D_1	para agujeros rectangulares; para agujeros circulares
D_b	diámetro exterior de una diagonal o montante circular
d	ancho de una placa; peralte de una sección; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; distancia entre centros de placas de unión de una columna armada; diámetro nominal de un tornillo; diámetro del rodillo o mecedora de un apoyo libre
d_a	distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero
d_b	diámetro efectivo de la barra de unión
d_{bg}	es el peralte del grupo de tornillos de una conexión a cortante
d_c	peralte total de una columna
d_o	diámetro nominal de un ancla
d_r	diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal de una columna compuesta embebida
d_{rt}	diámetro del refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
d_v	peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga)
E	módulo de elasticidad del acero 200 000 MPa (2 040 000 kg/cm ²)
EI	rigidez en flexión del tablero del sistema de piso
EI^*	rigidez efectiva reducida en flexión de una columna compuesta
EI_e	rigidez efectiva en flexión de una columna compuesta
E_c	módulo de elasticidad del concreto de acuerdo con la NTC-Concreto

E_s	módulo de elasticidad del acero de refuerzo
e	longitud del eslabón, definida como la distancia libre entre los extremos de dos diagonales o entre la diagonal y la cara de la columna; distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero de una viga compuesta en flexión; excentricidad de diseño de una placa base; excentricidad en una conexión de armadura
e_N'	excentricidad de la carga con respecto al centroide de las anclas en tensión
e_{crit}	excentricidad crítica de una placa base
e_h	longitud del gancho de una barra de anclaje con gancho
e'	distancia entre las resultantes de las compresiones en el concreto y las tensiones en el acero de una viga compuesta en flexión
F_C	factor de carga que se indica en la NTC-Criterios; factor de carga correspondiente a la acción o combinaciones de acciones que se esté considerando
F_{EXX}	clasificación de un electrodo para soldadura al arco eléctrico
F_L	esfuerzo de flexión del patín en compresión
F_{MB}	resistencia nominal del metal base, para diseño de soldaduras
F_R	factores de reducción de las resistencias que se indican en esta Norma
F_{SR}	amplitud de esfuerzos permisibles
F_{TH}	umbral de la amplitud de esfuerzos permisibles
F_{cr}	esfuerzo crítico de pandeo lateral por flexotorsión del miembro, pandeo local o pandeo por cortante
F_e	esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión; esfuerzo crítico de Euler
F_{ex}, F_{ey}, F_{ez}	esfuerzos críticos de pandeo elástico por flexión o por torsión
F_{in}	esfuerzo nominal de adherencia acero-concreto, 0.40 MPa (4 kg/cm ²)
F_n	esfuerzo nominal en compresión; resistencia nominal en tensión de un tornillo o barra roscada
F_{nc}	esfuerzo nominal en cortante de un tornillo o barra roscada
F_{nt}	esfuerzo nominal en tensión de un tornillo o barra roscada
F_{nt}'	esfuerzo nominal en tensión modificado para incluir los efectos de los esfuerzos cortantes
F_{ns}	resistencia nominal de la soldadura sin incremento debido a la dirección de la carga
F_{nv}	resistencia nominal en cortante del remache instalado
F_s	resistencia nominal del metal del electrodo, para diseño de soldaduras
F_t	esfuerzo resistente nominal de tensión de un ancla

F_u	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión; esfuerzo último en cortante de un conector de una columna compuesta
F_{ub}	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero de una diagonal o montante
F_{ue}	esfuerzo último esperado
F_v	resistencia nominal en cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico
F_y	valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero en tensión
F_{ya}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del alma
F_{yat}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del atiesador
F_{yb}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una diagonal o montante
F_{yc}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una columna
F_{ye}	esfuerzo de fluencia esperado
F_{yi}	valor mínimo garantizado del límite inferior de fluencia del material del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
$F_{ymáx}$	esfuerzo de fluencia máximo del material del núcleo determinado a partir del ensaye de probetas
F_{yp}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una placa
F_{yr}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta, de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta, del refuerzo transversal de una columna compuesta
F_{ys}	valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia del material del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
f	esfuerzo de compresión en un elemento plano
f_a	esfuerzo normal en una columna, producido por la fuerza axial de diseño
f_e	frecuencia de la actividad
f_{er}	módulo de ruptura del concreto
f_c'	resistencia especificada del concreto en compresión
f_c''	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto en compresión
$f_{máx}$	es negativo, es decir bajo esta condición el elemento no fallará por fatiga
f_{min}	este se tomará igual a cero si el esfuerzo máximo
f_o	frecuencia fundamental de vibración; frecuencia del primer modo de vibrar del tablero
f_p	esfuerzo de aplastamiento
f_{pu}	resistencia al aplastamiento del concreto

f_{rc}	esfuerzo cortante requerido
f_{sr}	amplitud de variación de esfuerzos
f_{srmax}	amplitud máxima de variación de esfuerzos
f_t	esfuerzo de tensión calculado en una región de un miembro
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo
G	módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero 77 200 MPa (784 000 kg/cm ²)
G_c	módulo de cortante del concreto de acuerdo con la NTC-Concreto
g	separación transversal centro a centro entre dos agujeros para tornillos (gramil); separación entre elementos del alma en conexiones tipo K abiertas, despreciando la soldadura; aceleración de la gravedad
H	peralte total de una sección en cajón o I de patines anchos, perpendicular al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X; peralte total de un miembro tubular rectangular, medido en el plano de la conexión; altura de un entrepiso; fuerza horizontal; suma de alturas medidas desde el centro del nodo hasta el punto de inflexión de cada columna (inferior, y superior si la hay), que se puede asumir en el centro de la altura de cada columna
H_b	peralte total de una diagonal o montante tubular rectangular, medido en el plano de la conexión
H_c	altura de una columna entre intersecciones con vigas; altura libre de una columna (y de la placa del alma) entre los patines de la viga para marcos con muros de placa
H_e	altura del desnivel de la cimentación de los muros Tilt-Up
H_n	altura libre del muro medida a partir del nivel de piso de la nave
H_s	longitud de un conector soldado
h	peralte del alma de una viga o trabe armada; distancia libre entre patines menos las soldaduras de filete o las curvas de unión en secciones laminadas; en miembros armados, distancia entre líneas adyacentes de tornillos; en miembros soldados, distancia libre entre patines; distancia entre centroides de los elementos individuales que forman un miembro armado en compresión; distancia entre ejes de los elementos horizontales de borde
h_c	en secciones con un solo eje de simetría, dos veces la distancia desde el centro de gravedad a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los dos patines
h_{cc}	peralte de la sección transversal del concreto confinado por el refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
h_{ef}	longitud de anclaje
h_o	distancia entre los centroides de los patines; brazo de palanca del par de fuerzas cortantes en el panel, igual a la distancia entre centros de patines de viga ($h_o = d_v - t_{vp}$), entre centros de placas de continuidad, o entre centros de cubreplacas si hay
h_p	en secciones con un solo eje de simetría, dos veces la distancia desde el eje neutro plástico a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines

h_r	altura nominal de las nervaduras de una lámina acanalada
h_{st}	es la altura de la placa end plate medida sobre el patín de la viga
I	índice de estabilidad de un entrepiso; momento de inercia
I_a	momento de inercia de la sección de acero de una viga compuesta; momento de inercia de la sección de acero alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta
I_{at}	momento de inercia de un atiesador transversal respecto a un eje en el centro del alma para atiesadores en pares, o en la cara en contacto con la placa del alma, para atiesadores individuales
I_{at1}	momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia al pandeo por cortante del alma
I_{at2}	momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia completa al pandeo por cortante del alma más la debida al campo de tensión
I_a'	momento de inercia de una armadura, reducido por flexibilidad del alma
I_c	momento de inercia de la sección de concreto de una viga compuesta; momento de inercia de un elemento vertical de borde respecto a un eje perpendicular a la placa del alma; momento de inercia de la columna que forma el apoyo; momento de inercia de la sección de concreto alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta
I_{cr}	es la inercia de agrietamiento; inercia de agrietamiento del elemento resistente (base del muro o pilastra)
I_e	momento de inercia efectivo de una viga parcialmente compuesta
I_g	inercia bruta (sin agrietar) del elemento resistente (base del muro o pilastra)
I_r	momento de inercia del acero del refuerzo longitudinal de una viga compuesta
I_{tr}	momento de inercia de una sección compuesta transformada no agrietada
I_t'	momento de inercia de una armadura compuesta, reducido por flexibilidad del alma
I_v	momento de inercia de un elemento horizontal de borde respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
I_w	momento de inercia con respecto al eje principal de mayor inercia de un ángulo de alas desiguales en flexión
I_x	momento de inercia de la sección transversal de una columna o viga alrededor de su eje centroidal y principal X; momento de inercia del miembro de una cuerda del segmento especial respecto al eje de flexión, X; momento de inercia alrededor del eje de simetría horizontal
I_y	momento de inercia de la sección transversal de una columna o viga alrededor del eje centroidal y principal Y; momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma de una sección I; momento de inercia alrededor del eje de simetría vertical
I_{yc}	momento de inercia del patín en compresión de una sección I o H en flexión, alrededor del eje Y
I_z	momento de inercia con respecto al eje principal de menor inercia de un ángulo de alas desiguales en flexión
J	constante de torsión de Saint Venant

K	factor de longitud efectiva
KL	longitud efectiva de una columna
KL/r	relación de esbeltez de una columna
$(KL/r)_0$	relación de esbeltez de un miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad en la dirección de pandeo considerado
$(KL/r)_m$	relación de esbeltez modificada de un miembro armado
K_b	rigidez de un arriostramiento lateral de una viga de un marco rígido compuesto
K_c	factor de confinamiento
K_i	factor de longitud efectiva de un elemento individual de un miembro armado por varios perfiles
K_s	rigidez secante bajo cargas de servicio de una conexión parcialmente restringida
K_x, K_y, K_z	factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
k	coeficiente de pandeo de placas; distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma; radio exterior de las esquinas de una sección OC (circular)
k_1	factor de corrección por hiperestaticidad
k_c	coeficiente para algunos elementos esbeltos no atiesados
k_c	en anclajes, coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión
k_{cp}	en anclajes, coeficiente para el cálculo de la resistencia al desprendimiento del concreto
k_v	coeficiente de pandeo en cortante de la placa del alma
$k_{\tau a}$	coeficiente de pandeo en cortante para vigas con agujeros en el alma
L	longitud libre de una columna entre secciones soportadas lateralmente; longitud de una conexión en la dirección de la carga; longitud libre de un miembro en tensión; distancia entre secciones de una viga soportadas lateralmente; altura de un entrepiso; longitud de una soldadura; claro de una viga; distancia entre ejes de los elementos verticales de borde; longitud libre del contraventeo; suma de longitudes medidas desde el centro del nodo hasta el punto de inflexión de cada viga (izquierda y/o derecha), que se puede asumir en el centro del claro de cada viga
L'	es la distancia que separa la posición de las articulaciones plásticas S_h
L_b	longitud entre soportes laterales
L_c	distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero para un tornillo y el borde del agujero adyacente, o el extremo del material; longitud sin restricción de la columna que forma el apoyo
L_g	distancia al borde de una losa compuesta
L_h	distancia entre puntos de formación de articulaciones plásticas
L_{in}	longitud de introducción de la carga en una columna compuesta

L_{pc}	distancia libre entre los patines de los elementos verticales de borde
L_{pd}	longitud máxima sin arriostramiento lateral en un segmento de un miembro prismático en el que se formarán articulaciones plásticas
L_r	longitud característica, de un miembro en flexión, que separa los intervalos de pandeo lateral inelástico y plástico
L_s	longitud del segmento especial de un marco rígido con armadura
L_u	longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p
L_v	distancia entre los puntos de cortante máximo y nulo de un tubo de sección circular hueca
L_x, L_y, L_z	longitudes libres de una columna para pandeo por flexión o torsión
L_{ysc}	longitud efectiva de fluencia del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
l	longitud de una soldadura; longitud de una conexión; longitud de aplastamiento; claro del piso; longitud de apoyo de una carga
l_a	longitud del agujero de acceso de una placa de unión perforada
l_b	longitud de una viga
l_c	longitud de una columna
l_{cc}	longitud de un conector de cortante de sección canal
l_e	longitud efectiva de la soldadura de penetración o filete en miembros <i>HSS</i> rectangulares para el cálculo de la resistencia de la soldadura
l_{ov}	longitud traslapada de dos diagonales o montantes, medida a lo largo de la cara de la cuerda a la que se unen
l_p	longitud proyectada sobre la cuerda del traslape de los miembros del alma
M	momento que deben resistir los montantes y sus conexiones de los elementos perpendiculares a los principales en elementos armados; momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada
M_1, M_2	momento menor y mayor, en valor absoluto, en los extremos de un segmento no soportado lateralmente
M_1'	momento efectivo en el extremo de la longitud sin arriostrar opuesto a M_2
M_A	momento, en valor absoluto, a un cuarto del inicio del segmento no soportado lateralmente
M_B	momento, en valor absoluto, en el centro del segmento no soportado lateralmente
M_C	momento, en valor absoluto, a tres cuartos del inicio del segmento no soportado lateralmente
M_{CE}	momento esperado que resiste una sección de un eslabón
M_{CM}	momento por carga muerta

M_{CV}	momento por cargas vivas
M_R	resistencia de diseño en flexión
M_{RC}	resistencia de diseño en flexión de una viga compuesta
M_{RX}, M_{RY}	resistencias de diseño en flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de columnas flexocomprimidas de sección transversal tipo 3 o 4
M_a	momento actuante de diseño
M_b	resistencia mínima de diseño en flexión de un arriostramiento lateral de una viga de un marco rígido compuesto
M_{cr}	momento crítico de una columna compuesta
M_{csrc}^*	momento resistente esperado de una conexión semirrígida compuesta, en la intersección del paño con los de la columna
M_{csrc}^+, M_{csrc}^-	momentos resistentes positivo y negativo, respectivamente, de conexiones semirrígidas compuestas para una rotación de 0.02
M_{c-ip}	resistencia de diseño en flexión en el plano
M_{c-op}	resistencia de diseño en flexión fuera del plano
M_e	momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión
M_m	momento resistente de diseño
M_{max}	momento flexionante máximo, en valor absoluto, en el segmento comprendido entre secciones soportadas lateralmente, incluyéndolas a ellas; momento flexionante máximo, positivo o negativo, para el cálculo de los conectores de cortante
M_{mid}	momento en el centro de la longitud sin arriostrar
M_n	momento resistente nominal
M_n^+, M_n^-	momentos resistentes nominales positivo y negativo, respectivamente, de una viga compuesta
M_{nc}	resistencia nominal en flexión del miembro de una cuerda del segmento especial de un marco rígido con armadura
M_{nv}	resistencia nominal en flexión de los miembros verticales o montantes en el segmento especial
M_{ou}	momento máximo entre apoyos, debido a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, de un miembro flexocomprimido
M_p	momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión
M_{pc}	menor de las resistencias nominales en flexión de las secciones de columnas en la dirección de análisis de un empalme de columna
M_{pcx}, M_{pcy}	momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales y principales, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño de compresión

M_{pe}	resistencia plástica esperada en flexión de una viga
M_{pr}	momento máximo probable en la articulación plástica
M_{pv}	momento plástico resistente nominal de una viga
M_{px}, M_{py}	momentos plásticos resistentes nominales de una sección para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente
M_r	momento resistente de diseño de la sección de acero de una viga compuesta
M_{r-ip}	resistencia requerida en flexión en el plano
M_{r-op}	resistencia requerida en flexión fuera del plano
M_s	momento máximo resistente de una conexión semirrígida
M_{ti}	momento de diseño de primer orden en el extremo de una columna producido por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos (momento de traslación impedido)
M_{tp}	momento de diseño de primer orden en el extremo de una columna producido por acciones que sí ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos (momento de traslación permitido)
M_u	momento último requerido; momento flexionante máximo de diseño
M_{ua}	momento actuante máximo (multiplicado por el o los factores de carga correspondientes)
M_{uox}, M_{uoy}	momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales extremas de una barra flexocomprimida; momentos de diseño en la sección considerada de una barra en flexotensión
M_{uox}^*, M_{uoy}^*	momentos de diseño amplificados que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales de una barra flexocomprimida o en flexotensión
M_{uv}	momento de diseño debido a la aplicación de la fuerza cortante
M_{ux}, M_{uy}	momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales extremas de una columna compuesta en flexocompresión
M_v	momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna
M_y	momento nominal correspondiente a la iniciación de la fluencia en una sección (sin considerar esfuerzos residuales)
m	número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de la longitud L_{in} ; longitud crítica probable del volado de una placa base; exponente que depende de la categoría en estudio para el diseño por fatiga; distancia entre el borde de una apertura y el patín más cercano, en vigas con agujeros en el alma
N	número de conectores de cortante para la transferencia de carga en una viga compuesta; longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica una fuerza lineal; longitud de una placa base; número de estribos en el área del cono de concreto
NL	número de lechos de acero

N_s	número de planos de deslizamiento en una conexión de deslizamiento crítico
N_b	número de tornillos que resisten una fuerza de tensión que reduce el apriete en una conexión de deslizamiento crítico
N_i	fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel i ; número de ciclos para el porcentaje de carga máxima i
N_r	número de filas horizontales de perforaciones en un muro de placa; número de conectores en una nervadura en su intersección con una viga compuesta
N_y	resistencia en tensión de las anclas
n	coeficiente adimensional en la expresión para determinar la resistencia de diseño de miembros comprimidos
n	número de planos paralelos en los que están colocadas las placas de unión de columnas armadas
n	relación entre los módulos de elasticidad del acero y el concreto
n	longitud crítica probable del volado de una placa base
n_{SR}	número de ciclos de esfuerzos de amplitud constante durante la vida útil
n'	longitud crítica probable del volado de una placa base
O_v	$l_{ov} / l_p \times 100$, en porcentaje
P	fuerza vertical; fuerza axial máxima que aplican los contraventeos concéntricos a columnas o vigas; fuerza axial en un miembro cuando se alcanza el desplazamiento objetivo en un análisis estático no lineal, o en el instante calculado en un análisis dinámico no lineal
P_0	fuerza equivalente al paso de una persona al caminar
P_R	resistencia de diseño de una columna en compresión axial
P_a	resistencia en compresión de un elemento de acero estructural de una columna compuesta
P_b	resistencia en compresión de un arriostramiento lateral para vigas de marcos rígidos compuestos
P_{bx}	fuerza axial en la diagonal asociada con la distorsión elástica de entrepiso
P_c	resistencia en compresión del concreto de una columna compuesta; resistencia axial de diseño
P_{cs}	producto de la deformación por contracción del concreto
P_e	carga crítica de pandeo de Euler; carga crítica de pandeo elástico de un miembro compuesto
P_{e1}	carga crítica de pandeo elástico de una columna
P_{e2}	carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna
P_{in}	perímetro de la superficie efectiva de adherencia del mecanismo de resistencia de carga de adherencia directa de una columna compuesta
$P_{máx}$	resistencia máxima ajustada de diseño en compresión

P_n	resistencia disponible en compresión del segmento especial de un marco rígido con armadura; resistencia axial nominal
P_{nc}	resistencia nominal en compresión de los extremos de los elementos de las cuerdas de un marco rígido con armadura; resistencia nominal en compresión de una diagonal del segmento especial de un marco rígido con armadura
P_{nt}	resistencia nominal en tensión de una diagonal del segmento especial
P_o	resistencia nominal en compresión de la sección transversal de una columna compuesta
P_p	resistencia en compresión de columnas compuestas formadas por perfiles tipo 1 o 2 de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto
P_r	resistencia en compresión del acero de refuerzo de una columna compuesta; resistencia requerida en compresión
P_u	fuerza axial de diseño que obra en una columna comprimida axialmente o flexocomprimida; fuerza axial de diseño en una barra en tensión o en flexotensión
P_{uc}	fuerza axial de diseño en compresión de una columna
P_y	fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material
P_{ye}	fuerza axial esperada que ocasiona la plastificación del miembro, igual a $A_t F_{ye}$
p	cociente de la fuerza axial de diseño y la fuerza axial nominal ($p = P_u / F_R P_y$)
p_{fo}	distancia vertical entre tornillos cercanos al patín (mm)
p_{fy}	distancia vertical entre tornillos cercanos al patín (mm)
Q	factor de comportamiento sísmico
Q_f	parámetro de interacción de los elementos del alma de una conexión HSS
Q_y	resistencia nominal de un conector de cortante
q	es la longitud de superposición medida a lo largo de la cara del elemento principal debajo de la región de los elementos superpuestos
R	radio de la superficie de una junta para el tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas; radio de los cortes en un muro de placa
R_{Ca}	resistencia máxima ajustada de diseño en compresión de un contraventeo restringido al pandeo
R_F	factor de reducción, por soldadura, de la amplitud de esfuerzos permisibles
R_N	resistencia nominal en flexión de un patín con carga lineal; resistencia nominal del alma de una sección I o H
R_{Ta}	resistencia máxima ajustada de diseño en tensión de un contraventeo restringido al pandeo

R_V	resistencia nominal en cortante del alma de una sección sujeta a fuerzas cortantes, o a fuerzas axiales y cortantes
R_{ap}	resistencia al aplastamiento del concreto debajo de la placa base
R_b	resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión de un ancla en concreto fisurado
R_c	resistencia de diseño de un elemento estructural en compresión axial; carga máxima que resiste de compresión de cada columna tomando en cuenta efectos de pandeo, si es el caso
R_{cc}	resistencia de diseño en compresión de la sección de concreto de una columna compuesta
R_{et}	aporte de la resistencia proporcionada por la capacidad a cortante de los estribos
R_{ev}	aporte de la resistencia proporcionada por la capacidad a tensión de los estribos
R_f	factor de reducción de la resistencia de un conector de una viga compuesta
R_n	resistencia nominal por aplastamiento del material conectado; resistencia nominal de elementos de conexión
R_{nwl}	resistencia total de las soldaduras longitudinales (paralelas a la carga)
R_{nwt}	resistencia total de las soldaduras transversales (perpendiculares a la carga) sin tomar en cuenta el 50 por ciento del incremento en su resistencia descrito en el último término de la ec. (11.2.8.3)
R_t	menor resistencia en tensión del anclaje; resistencia de diseño de un elemento estructural en tensión
R_u	cociente del esfuerzo esperado de ruptura en tensión entre el mínimo especificado
R_v	menor resistencia en cortante del anclaje; resistencia de diseño en cortante de una placa base
R_{va}	resistencia de diseño en cortante de una columna y placa base empotradas
R_{vc}	resistencia del sistema de anclaje
R_y	cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado
r, r_x, r_y	radios de giro
r_i	radio de giro mínimo de un elemento individual de miembros armados por varios perfiles
r_o	radio polar de giro
r_{str}	resistencia nominal de diseño al deslizamiento por tornillo
r_z	radio de giro alrededor del eje principal de menor inercia de un ángulo respecto al centro de torsión
S	módulo de sección elástico; separación de los atiesadores de un eslabón
S_a	módulo de sección del perfil de acero de una sección compuesta, referido a su patín en tensión
S_c	módulo de sección elástico con respecto al eje de flexión correspondiente al borde extremo comprimido de un ángulo
S_{diag}	distancia mínima entre los centros de los agujeros de un muro de placa perforado

S_{diag}	distancia mínima entre centros de agujeros
S_e	módulo de sección elástico efectivo de secciones cuyo patín comprimido es tipo 4; módulo de sección elástico efectivo referido al patín en tensión de vigas en construcción compuesta parcial
S_h	distancia de la cara de la columna a la articulación plástica en la viga
S_{ip}	módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión en el plano
S_{op}	módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano
S_{min}	módulo de sección elástico mínimo con respecto al eje de flexión
S_n	acción especificada en el reglamento, la sumatoria indica que deben considerarse todas las acciones que tengan una probabilidad de ocurrir simultáneamente
S_{tr}	módulo de sección de una sección compuesta no agrietada transformada, referido al patín en tensión de la viga de acero
S_x	módulo de sección elástico respecto al eje X; módulo de sección elástico respecto al eje de mayor momento de inercia
S_{xc}, S_{xt}	módulos de sección elásticos de una sección, referidos a los patines en compresión y tensión, respectivamente, considerados con respecto al eje X
S_y	módulo de sección elástico respecto al eje Y; módulo de sección elástico respecto al eje de menor momento de inercia
s	separación longitudinal centro a centro entre agujeros consecutivos para tornillos, en la dirección en que se transmiten las fuerzas (paso); distancia entre ejes de vigas compuestas; separación del refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
s_{cc}	separación entre conectores distribuidos en la longitud L_{in}
s_o	separación entre anclas en la dirección paralela a la fuerza
T	fuerza de tensión, de servicio, en un tornillo de una conexión de deslizamiento crítico
T_1	fuerza de tensión resultante del pandeo local de las placas de acero en muros compuestos rellenos
T_2	fuerza de tensión resultante del desprendimiento del concreto en muros compuestos rellenos
T_b	fuerza de pretensión mínima en un tornillo de alta resistencia
T_i	fuerza axial T_1 o T_2 correspondiente a la fuerza tomada en cada extremo de la placa
$T_{máx}$	resistencia máxima de diseño en tensión
T_r	resistencia en tensión del acero de refuerzo de una columna compuesta; resistencia en tensión de la parte del área de acero que trabaja en tensión, aplicada en el centroide de esa parte, de una viga compuesta
T_{req}	tensión requerida en las barras de unión de muros compuestos rellenos
T_u	fuerza de tensión que actúa en una conexión de deslizamiento crítico; fuerza axial máxima de tensión de diseño, N (kg)

t	grueso de un elemento plano; grueso de la pared de una sección circular hueca; grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso total del alma en una junta viga–columna; grueso de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta; grueso de una placa de relleno; grueso de la parte conectada crítica en una junta atornillada; ancho de una barra, de sección rectangular maciza, paralelo al eje de flexión
t	ancho de una barra, de sección rectangular maciza, paralelo al eje de flexión
t_a	grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso del alma de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del alma de una sección I, H, T o canal; grueso del alma de un muro de placa
t_b	grueso de diseño de la pared del miembro <i>HSS</i> del alma
t_{bi}	grueso de diseño de la pared del miembro <i>HSS</i> del alma del elemento que se monta sobre otro
t_{bj}	grueso de diseño de la pared del miembro <i>HSS</i> del alma del elemento que queda debajo
t_c	grueso del alma de una columna
t_{cp}	peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga); espesor del patín de la columna
t_{ef}	grueso efectivo de la placa de un muro de placa dúctil
t_m	espesor total del muro compuesto relleno, que incluye el espesor de las placas de acero y del relleno de concreto
t_{mc}	espesor del muro compuesto
t_p	grueso del patín de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del patín de una sección I o H; grueso de una placa; espesor de la zona del panel, igual al espesor de la columna de acero más, en su caso, el espesor de la placa adosada
t_{ps}	ancho y espesor del patín superior
t_s	la menor garganta efectiva de la soldadura alrededor del perímetro de una diagonal o placa
t_{vp}	espesor del patín de la viga de acero
t_w	espesor del muro
U	coeficiente de reducción del área para calcular el área neta efectiva; relación de uso
U_{bs}	coeficiente de reducción para determinar la resistencia de ruptura en bloque por cortante
u	relación entre la carga axial de diseño producida por cargas muertas y constantes, y la carga axial de diseño total producida por cargas muertas y vivas; no debe ser mayor que 1.0; se define en la NTC-Concreto
V	cortante que deben resistir los montantes y sus conexiones de los elementos perpendiculares a los principales en elementos para armar miembros
V_R	resistencia de diseño en cortante
V_{TR}	resistencia en cortante de la superficie de concreto-acero de una columna compuesta
V_{Tu}	fuerza última de cortante que actúa en la superficie de concreto-acero de una columna compuesta
V_a	resistencia en cortante del perfil de acero estructural de una columna compuesta

V_{ap}	cortante ocasionado por la formación de una articulación plástica en un marco rígido, que considera la sobrerresistencia del material
V_c	resistencia en cortante de la sección de concreto de una columna compuesta
V_{c1}	la menor de las resistencias en cortante disponibles de los paneles del alma adyacentes a un atiesador
V_{c2}	la menor de las resistencias en cortante disponibles de los paneles del alma adyacentes a un atiesador considerando la acción del campo de tensión diagonal
V_{fv}	cortante ocasionado al alcanzarse la resistencia en flexión de una viga
V_n	resistencia nominal en cortante, resistencia nominal a cortante del alma (V_a)
V_{na}	resistencia nominal a cortante en vigas con agujeros en el alma
V_p	cortante de plastificación del eslabón
V_{pa}	fuerza cortante que produce la plastificación del alma, reducida por la presencia de agujeros
V_r	la mayor de las resistencias en cortante requeridas en los paneles del alma adyacentes a un atiesador; resistencia en cortante del acero de refuerzo de una columna compuesta
V_t	resistencia a cortante debida al campo de tensión diagonal
V_u	resistencia requerida en cortante
W_i	carga gravitacional que actúa en el nivel i
w	ancho de la placa de una conexión; ancho de una cubreplaca; tamaño nominal de soldadura de filete de contorno o refuerzo, en su caso, en la dirección del espesor de la placa en tensión; suma de cargas gravitacionales por unidad de longitud
w_1	espaciamiento vertical de las barras de unión en muros compuestos rellenos
w_2	espaciamiento horizontal de las barras de unión en muros compuestos rellenos
w_{min}	valor mínimo de los espaciamientos vertical, w_1 , y horizontal, w_2 , de las barras de unión en muros compuestos rellenos
w_p	peso efectivo por unidad de área de los participantes distribuidos sobre el tablero, kN (kg/m ²)
w_r	ancho medio de las nervaduras de una lámina acanalada
w_t	peso efectivo por unidad de área del tablero, kN (kg/m ²), considerando peso propio, carga muerta y w_p
w_z	ancho de la zona del panel, igual a la altura del alma de la columna de acero ($w_z = d_c - 2t_{cp}$)
X_r	factor para calcular la longitud característica L_r
X_u	factor para calcular la longitud característica L_u
x_o, y_o	distancia del centro de torsión al centroide a lo largo de un sistema de ejes centroidales y principales
\bar{x}	excentricidad de una conexión

Y	longitud de aplastamiento del concreto
Y_t	ajuste para la comparación de las cantidades $F_u A_{np}$ y $F_y A_{pt}$ para el cálculo de la resistencia nominal en flexión de vigas laminadas y travesaños armados
y	distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de una sección compuesta
y_n	distancia del centroide del lecho de acero al centroide de la sección
Z	módulo de sección plástico
Z_c	módulo de sección plástico de una columna
Z_b	módulo de sección plástico del miembro del alma alrededor del eje de flexión
Z_o	distancia a lo largo del eje Z del centro de cortante con respecto al centroide de un ángulo
Z_x, Z_y	módulos de sección plástico para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente
α	ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal; ángulo de fluencia del alma de un muro de placa medido con respecto a la vertical; ángulo de las líneas más cortas entre centros de agujeros de un muro de placa perforado, con respecto a la vertical, grados
α_i	relación de la amplitud de esfuerzo i , respecto a la amplitud máxima; coeficiente dinámico
α_m	factor relativo al número de elementos m que serán restringidos por los contraventeos
β	factor de reducción para calcular la longitud efectiva de una soldadura de filete; factor de ajuste de la resistencia en compresión de un contraventeo restringido al pandeo; cociente del diámetro de la diagonal o montante entre el de la cuerda, para miembros OC (circulares); cociente del ancho de la diagonal o montante entre el de la cuerda, para OR (rectangulares)
β_1	factor definido en 3.6.1.e de la NTC-Concreto, que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
β_{ef}	relación efectiva de anchos, suma de los perímetros de los dos elementos del alma en conexiones tipo K dividida entre ocho veces el ancho de la cuerda
β_{eop}	representa la relación del ancho efectivo por penetración por cortante en la cara del elemento principal, adyacente a uno (ec. 14.3.15) o dos (ec. 14.3.8) elementos secundarios
β_w	propiedad de la sección de ángulos de lados desiguales
γ	relación de esbeltez de la cuerda; factor de ajuste por compensación en el modelo de tijera
γ_p	ángulo de rotación inelástico del eslabón, radianes
$\Delta, \Delta_{OH}, \Delta_x$	desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan un entrepiso
Δ_T	es la deformación axial esperada de un contraventeo ante la carga de fluencia
Δ_c	deformación axial esperada ante la carga de pandeo
Δ_p	deflexión al centro de la viga principal

Δ_s	deflexión al centro de la viga secundaria
Δ_y	es la deformación axial esperada de fluencia de un contraventeo restringido al pandeo
δ	relación entre la gravedad y la deflexión máxima, s^{-2}
δ_{bm}	distorsión de diseño de un contraventeo restringido al pandeo
δ_{bx}	deformación axial elástica de la longitud efectiva de un contraventeo restringido al pandeo
δ_{cr}	deflexión esperada con la ocurrencia del momento de agrietamiento M_{cr}
δ_n	máxima deflexión esperada al centro del elemento resistente
δ_o	deflexión máxima entre apoyos, debida a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, de un miembro flexocomprimido
δ_q	deflexión en el plano del elemento en el punto de la imperfección obtenida del análisis elástico de primer orden
ϵ_{CRP}	deformación unitaria del núcleo de acero de un contraventeo restringido al pandeo
ϵ_{bm}	deformación axial asociada a la distorsión de diseño de un contraventeo restringido al pandeo
ϵ_f	deformación unitaria del concreto producida por contracción libre, igual que 200×10^{-6}
ϵ_n	deformación unitaria
ϵ_y	deformación axial de fluencia del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
η	factor para el cálculo del esfuerzo en el concreto en compresión para columnas compuestas circulares rellenas; parámetro de la longitud de aplicación de la carga para miembros OR (rectangulares); cociente de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda
θ	ángulo que forman los elementos de una celosía con el eje longitudinal del miembro armado completo; ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de una soldadura; ángulo agudo entre un miembro del alma y la cuerda; ángulo de rotación de una conexión semirrígida; ángulo entre la banda de tensión diagonal y la horizontal
θ_0	ángulo entre la banda de tensión diagonal y la horizontal; ángulo entre la diagonal geométrica del agujero y una horizontal
θ_i	ángulo agudo entre el miembro del alma que se monta sobre el otro y la cuerda
θ_j	ángulo agudo entre el miembro del alma que queda debajo del otro y la cuerda
θ_s	rotación correspondiente a la rigidez secante K_s , de una conexión semirrígida
θ_y	rotación de fluencia
λ	parámetro de esbeltez de una columna; parámetro para determinar el ancho efectivo de elementos planos comprimidos de paredes delgadas
λ_c	parámetro de esbeltez

λ_{da}	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad alta
λ_{dm}	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media
λ_{max}	valor límite de la relación ancho/grueso para columnas compuestas de secciones esbeltas tipo 4
λ_p	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 2
λ_{pt}	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 1
λ_{pp}	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para patines de sección tipo 2
λ_r	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 3
λ_{rp}	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para patines de sección tipo 3
λ_x	parámetro de esbeltez de una columna respecto al eje de mayor momento de inercia, X
μ	coeficiente de deslizamiento medio; coeficiente de fricción
ΣH	fuerza cortante de diseño en un entrepiso (suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima de él)
ΣM_{csrc}^*	suma de los momentos resistentes esperados de las conexiones semirrígidas compuestas que llegan a una junta
ΣM_{pc}	suma de los momentos plásticos nominales de las columnas situadas arriba y debajo del empalme de una columna
ΣM_{pcc}	suma de las resistencias plásticas a flexión en los extremos superior e inferior de la columna
ΣM_{pc}^*	suma de momentos de diseño en las columnas que concurren en un nudo en el plano de flexión
ΣM_{pv}^*	suma de momentos de diseño en las vigas que concurren en un nudo en el plano de flexión
ΣP_u	fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración; incluye cargas muertas y vivas (suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso)
ΣQ_n	suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre las secciones de momento máximo y momento nulo
ξ	relación de separación; cociente de la separación de los miembros del alma de una conexión tipo K abierta entre el ancho de la cuerda
ρ	masa por unidad de longitud; relación entre el cociente de la carga axial de diseño entre la fuerza axial que ocasiona la plastificación, y el cociente de la fuerza cortante de diseño entre la fuerza cortante de plastificación del eslabón
ρ_{at}	el menor de F_{ya}/F_{yat} y 1.0
ρ_{sr}	cuantía de acero de refuerzo longitudinal de una columna compuesta
τ	cociente del diámetro de un conector de cortante entre el grueso del material al que se suelda
τ_{cr}	esfuerzo cortante crítico de pandeo, en el intervalo inelástico

τ_{cre}	esfuerzo cortante crítico de pandeo, en el intervalo elástico
τ_y	esfuerzo cortante de fluencia
X	factor de reducción por esbeltez en columnas en compresión axial
ψ_1	factor para considerar la distancia al borde en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
ψ_2	factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
ψ_3	factor para considerar anclaje post-instalado en concreto no agrietado en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
ψ_4	factor para considerar grupos de anclas cargados excéntricamente en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
ψ_5	factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia a extracción de un sistema de anclaje
ψ_6	factor para considerar grupos de anclas cargados excéntricamente en la determinación de la resistencia en cortante del concreto en un sistema de anclaje
ψ_7	factor para considerar la distancia al borde en la determinación de la resistencia en cortante del concreto en un sistema de anclaje
ψ_8	factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia a cortante del concreto en un sistema de anclaje
Ω	factor de ajuste de endurecimiento por deformación de un contraventeo restringido al pandeo

Espacio en blanco dejado de manera intencional

TERMINOLOGÍA

Abertura de raíz

Holgura o separación en la raíz entre dos partes por soldar.

Alas

Lados de un ángulo LI o LD.

Ancla

Elemento de conexión entre la cimentación y la superestructura.

Ángulo

Perfil metálico con forma geométrica de "L"; puede ser de lados iguales (LI) o desiguales (LD).

Aplastamiento

Tipo de conexión en donde la carga se transmite por contacto entre los tornillos y los bordes de la placa en donde se encuentran los agujeros. Estado límite en el cual un elemento deforma a otro mediante una presión.

Apriete inicial ajustado o al contacto (*snug-tight*)

Estado que se logra con algunos impactos con una llave de impacto, o todo el esfuerzo de un trabajador utilizando una llave ordinaria para poner en contacto firme los elementos conectados.

Arandela

Elemento de conexión que sirve para mantener apretado a un tornillo o ancla, y en algunos casos para transmitir las fuerzas entre anclas y placas con agujeros sobredimensionados. También se le conoce como rondana o roldana.

Área k

Zona del alma de perfiles IR que se extiende 38 mm más allá de la distancia k, desde el punto tangente del alma y el filete del patín.

Área neta efectiva

Área neta modificada para tomar en cuenta que la carga axial de tensión o compresión no se transite en la totalidad de la sección transversal del elemento.

Área neta

Área total reducida por remoción de material, generalmente agujeros para colocar tornillos.

Armadura

Estructura reticular bidimensional en donde sus componentes trabajan en carga axial y generalmente se utilizan para cubrir grandes claros.

Articulación plástica

Plastificación completa en la sección transversal de un miembro estructural que ocurre cuando la sollicitación alcanza la magnitud del momento plástico. Se supone que el miembro rota como si estuviera articulado, excepto que dicha rotación se limita por el momento plástico.

Atiesador

Elemento de acero, por lo general una placa o un ángulo conectado a un miembro para resistir carga concentradas, incrementar la resistencia a cortante o evitar el pandeo local. También se le conoce como rigidizador.

Bisel

Preparación o corte que se realiza a una placa o perfil para depositar el metal de aporte o soldadura.

Cajón

Sección transversal cuadrada o rectangular hueca armada por placas soldadas entre ellas.

Calza

Placa delgada o lámina que se usa para llenar el espacio entre superficies de contacto o de apoyo.

Campo de tensión diagonal

Desarrollo de pandeo en vigas con alma rigidizada por tensión diagonal en el alma esbelta del panel o tablero, y por compresión en los atiesadores transversales que rodean al tablero.

Canales

Perfil metálico con forma geométrica en "C".

Capacidad de rotación

Rotación angular que puede soportar un determinado miembro antes de sufrir una pérdida notable de resistencia.

Carga ficticia

Carga hipotética o virtual que se aplica durante el análisis estructural para tomar en cuenta las imperfecciones y otros efectos desestabilizantes que no son considerados en el diseño.

Celosías

Estructura reticular tridimensional compuesta por elementos que trabajan bajo cargas axiales.

Concentración de esfuerzos

Esfuerzos notablemente incrementados en una zona reducida, producidos por un cambio brusco de geometría o por aplicarse una carga concentrada.

Conector de acero

Perno con cabeza o perfil CE que se suelda a un elemento de acero y que es embebido en el concreto para transmitir fuerzas cortantes, de tensión, o la combinación de ambos entre los dos materiales.

Conexión en K

Conexión de perfil tubular estructural rectangular OR o circular OC, donde las fuerzas están equilibradas por diagonales conectadas a una cuerda o miembro principal del mismo lado.

Conexión en T

Conexión de un montante a una cuerda de perfil tubular estructural rectangular OR o circular OC que resiste por cortante la fuerza que le es transmitida.

Conexión en X o cruz

Conexión de perfil tubular estructural rectangular OR o circular OC, donde la fuerza en el montante o diagonal que se conectan de un lado de una cuerda o miembro principal son equilibradas por la fuerza en el montante o diagonal que se conectan en el lado opuesto.

Conexión en Y

Conexión de una diagonal a una cuerda de perfil tubular estructural rectangular OR o circular OC que resiste por cortante la fuerza que le es transmitida.

Conexión por deslizamiento crítico

Conexión atornillada en la que la fuerza normal entre sus superficies de contacto producida por el apriete de los tornillos desarrolla la fricción suficiente para evitar movimiento relativo entre sus partes.

Conexión simple

Unión entre miembros con capacidad de transmisión de momento despreciable.

Cono de concreto

Superficie de falla que se genera cuando se somete a tensión un ancla embebida en concreto.

Construcción compuesta

Condición estructural en la que elementos de acero estructural y de concreto trabajan conjuntamente para resistir las cargas.

Contraflecha

Curvatura o deformación vertical que se impone en dirección opuesta a una viga o armadura durante su fabricación para compensar o contrarrestar la curvatura o deformación vertical que producirán las cargas.

Contraventeado

Estructura que se encuentra restringida lateralmente por diagonales con distintos tipos de configuración.

Contraventeo

Elemento diagonal que restringe el desplazamiento lateral de una estructura. Ver riostra.

Cordón

Metal de la soldadura que se deposita en la unión de miembros de acero.

Corte térmico

Corte hecho con gas, plasma o laser.

Cubreplaca

Placa que se utiliza para facilitar la conexión entre miembros de acero y/o incrementar la resistencia de un elemento estructural en zonas específicas.

Cuerda

Elemento horizontal que forma parte de una viga de alma abierta o armadura y que no se interrumpen en las conexiones con los montantes y diagonales.

Curvatura

Ángulo que se forma con la vertical y la línea que describe el perfil de deformaciones unitarias de la sección transversal.

Desgarramiento laminar

Fractura frágil en placas soldadas como consecuencia de deformaciones en la dirección del espesor o de las capas de laminación, provocadas por la contracción del material de aporte.

Deslizamiento

Movimiento relativo entre sus partes antes de alcanzar la resistencia nominal en una conexión atornillada.

Despatinado

Recorte del patín o patines en una viga laminada para que se pueda conectar a una viga transversal.

Diafragma

Elemento estructural tridimensional con dos de sus dimensiones mayores a la tercera, su función es acoplar la rigidez lateral de los elementos verticales. También se utiliza para referirse a las placas de continuidad interiores en columnas cajón.

Efectos P- δ

Incremento de los momentos flexionantes ocasionados por la carga axial al deformarse el elemento por flexión exclusivamente.

Efectos P- Δ

Incremento de los elementos mecánicos generados al aplicar las cargas a la estructura desplazada lateralmente.

Eje de mayor inercia

Eje centroidal de una sección, sobre el que se obtienen las propiedades de sección de mayor magnitud.

Eje de menor inercia

Eje centroidal de una sección transversal sobre el que se obtienen las propiedades de sección de menor magnitud.

Elastoplástico

Comportamiento de un material que tiene una relación lineal entre los esfuerzos y deformaciones hasta alcanzar su resistencia de fluencia, posteriormente se deforma sin perder resistencia.

Electrodo

Varilla metálica empleada como material de aportación en el proceso de soldadura.

Elemento atiesado

Elemento plano apoyado continuamente en dos sus bordes (ej. Patines o almas de una sección cajón o el alma de un perfil I).

Elemento no atiesado

Elemento plano apoyado continuamente en uno de sus bordes (e.j. ala de un ángulo, patín de un perfil canal, o la mitad del patín de un perfil I).

Empalme

Unión de dos miembros estructurales para formar una sola pieza más larga.

Enmantequillado (*buttering*)

Cordón de soldadura que se deposita sobre un elemento llevándose a efecto que las primeras contracciones, derivadas por el calor del procedimiento de soldadura, ocurran libremente sin ninguna restricción exterior, para que a continuación, se suelde el segundo elemento de la unión sobre el cordón enmantequillado ya enfriado. El enmantequillado reduce o elimina el efecto del desgarramiento laminar.

Esfuerzo residual

Esfuerzo inducido en el acero que se generan por el proceso de enfriamiento del acero posterior a su laminación, por el proceso de enderezado, o bien, durante el proceso de soldado.

Eslabón

Porción de la viga que se genera por la excentricidad que existe entre dos contraventeos o entre un contraventeo y el eje de la columna.

Esmerilado

Proceso mecánico para pulir una superficie, retirar material o bien para quitar imperfecciones.

Espalda

Parte trasera de un perfil tipo ángulo.

Estabilidad

Condición que se logra cuando al aplicar cargas a un miembro o estructura, un cambio pequeño en las cargas o en la geometría no produce deformaciones importantes.

Excentricidad

Distancia entre el centro geométrico de la pieza y la posición de la carga.

Excentricidad Sísmica

Distancia entre el centro de masas y el centro de rigideces en un nivel dado de una estructura.

Factor de longitud efectiva, K

Relación entre la longitud efectiva y la longitud sin arriostrar de un miembro.

Factor de resistencia, F_R

Factor que reduce la resistencia nominal para tomar en cuenta las incertidumbres en su determinación y las consecuencias de la falla.

Fatiga

Estado límite de servicio producido cuando los miembros estructurales se someten a un alto número de ciclos de carga y descarga.

Filete

Tipo de soldadura de forma triangular que se crea al depositarse el metal de aporte entre dos placas perpendiculares o que se traslapan.

Fundentes

Elemento que forma parte del electrodo de soldaduras; su función es eliminar óxidos que puedan formarse en el proceso de soldadura, aislar el contacto con el aire y generar que el metal de aportación pueda fluir.

Garganta

Distancia más corta entre la raíz de la soldadura y la cara de una soldadura de filete.

Gramil

Distancia que existe entre centros de agujeros en los patines de perfiles I, H o W. Para el caso de ángulos es la distancia del centro del agujero al borde del perfil.

Granalla

Material abrasivo que se utiliza para preparar la superficie de piezas metálicas previo al pintado.

Inmersión

Proceso de aplicación de un recubrimiento en el que se sumergen las piezas para darles protección anticorrosiva o acabado.

Izaje

Maniobra que se realiza para colocar un elemento estructural en su posición final de proyecto.

Lainas

Ver placas de relleno.

Larguero

Elemento secundario que se utiliza para soportar sistemas de piso y cubiertas.

Losacero

Sistema estructural que se conforma por una lámina acanalada y un relleno de concreto para formar un sistema de piso.

Mecedoras

Tipo de apoyo que genera una conexión de tipo articulación perfecta.

Metal de aporte

Metal o aleación que se deposita para producir una junta soldada.

Metal de soldadura

Porción de la soldadura totalmente fundida durante su aplicación, consistente en una aleación del metal base y del metal de aporte.

Montante

Elemento vertical que forma parte de una viga de alma abierta o armadura.

Nudos

Se refiere a las zonas rígidas que se forma en las uniones de vigas y columnas; o vigas, columnas y contraventeos; o uniones en elementos de armaduras.

Normas

Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

NTC-Acero

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

NTC-Cimentaciones

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC-Concreto

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-Criterios

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

NTC-Evaluación y Rehabilitación

Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

NTC-Madera

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

NTC-Mampostería

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-Proyecto Arquitectónico

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

NTC-Revisión

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

NTC-Sismo

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

NTC-Viento

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

Oblongo

Es un agujero de tamaño estándar en su dirección principal menor, y con un sobredimensionamiento en su dirección principal mayor. También se le conoce como agujero de ranura.

Ovalización

Deformación de un agujero producto de las cargas impuestas a un tornillo.

Pandeo lateral-torsional

Modo de falla de un miembro en flexión al deformarse lateralmente a su plano al tiempo que gira alrededor del centro de cortante de su sección transversal.

Pandeo local

Estado límite de deformación de la sección transversal de una parte de un miembro en compresión. Este término aplica a diferentes componentes (por ejemplo, patín o alma).

Pandeo por cortante

Modo de pandeo de un elemento de placa, como el alma de una viga, que se deforma por efecto de la sola aplicación de fuerza cortante.

Pandeo por flexión

Deformación que se produce al flexionarse lateralmente un miembro en compresión, sin torcerse ni cambiar la forma de su sección transversal.

Pandeo por flexotorsión

Deformación que se produce al flexionarse y torcerse simultáneamente un miembro en compresión, sin cambiar la forma de su sección transversal.

Pandeo torsional

Modo de pandeo de un elemento en compresión al girar su sección transversal alrededor de su eje central de cortante.

Pandeo

Estado límite de un cambio brusco en la geometría de una estructura o de cualquiera de sus elementos, bajo una carga de compresión denominada carga crítica.

Panel

Zona del alma de una columna ubicada entre los planos horizontales en donde intersecan las vigas con la columna. Zona del alma de la viga localizada entre atiesadores verticales. Es la placa que se coloca en los marcos con tableros de placas dúctiles.

Pared

Se refiere al espesor de un perfil de sección hueca.

Pasador

Elemento de unión que se utiliza para conexiones articuladas.

Paso

Espaciamiento longitudinal centro a centro de los sujetadores. Espaciado de centro a centro de las roscas del tornillo a lo largo del eje de éste.

Perfil

Se refiere a un miembro estructural de acero que puede tener distinta forma en su sección transversal (ej., IR, HR, CE, OR, OC, etc.).

Pie de filete

Punto de unión de la cara del filete de soldadura y el metal base. Punto tangente del filete en un perfil laminado.

Pierna

Longitud horizontal de una soldadura de filete.

Placa adosada

Placa de refuerzo soldada en el alma o patines de una viga o columna para aumentar su resistencia a fuerzas concentradas.

Placa de conexión (*gusset plate*)

Placa en la que se conectan los miembros de una armadura, un puntal o una riostra a una columna o viga.

Placa de relleno

Placa o laines que se usan para llenar las holguras o tolerancias por fabricación y montaje.

Placa diafragma

Placa con rigidez y resistencia suficientes en su propio plano para transmitir fuerzas a sus elementos de conexión.

Porcentaje de elongación

Medida de ductilidad que se obtiene con un ensaye a tensión, que expresa la deformación máxima del espécimen como porcentaje de su longitud original.

Precalentamiento

Se refiere al tratamiento térmico que se debe aplicar al acero previo a la colocación de una soldadura.

Prueba de impacto Charpy con muesca en V

Prueba de impacto que mide la tenacidad de una probeta.

Raíz

Primer paso de una soldadura de penetración parcial o completa.

Resonancia

Vibración excesiva que se produce por una amplificación dinámica asociada a la cercanía entre la frecuencia del sistema y la frecuencia de la excitación.

Riostra

Elemento de acero que restringe el desplazamiento o pandeo de un miembro estructural que está sujeto a cargas. También se le llama contraviento.

Sobrerresistencia

Resistencia adicional debido a que la resistencia real es mayor que la resistencia teórica nominal.

Soldadura de filete

Soldadura con sección transversal aproximadamente triangular que se deposita en la intersección de las superficies de dos elementos.

Soldadura de penetración

Soldadura en la ranura formada en la unión entre dos elementos de una conexión.

Soldadura de ranura

Soldadura que se hace en un agujero alargado u oblongo uniendo un elemento a otro por fusión en ambas partes.

Soldadura de tapón

Soldadura que se deposita en el agujero circular de uno de los elementos de una unión para conectarlo con otro.

Soplete

Herramienta que permite realizar cortes en placas y perfiles metálicos mediante procesos térmicos y una mezcla de gases como el oxígeno y el acetileno.

Tés

Perfil metálico con forma geométrica de "T".

Tornillo pretensionado

Tornillo con un apriete mínimo del 70 por ciento de la capacidad a tensión del tornillo.

Vástago

Zona fuera de la cabeza de un perno de cortante o tornillo.

Zona del panel

En las conexiones de vigas a columnas, la zona de alma limitada por los patines de la columna y la prolongación de los patines de la viga a través de la unión, donde el momento de flexión en los elementos se transmite al panel o tablero como fuerzas cortantes.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

1. CONSIDERACIONES GENERALES

En este capítulo se presentan consideraciones generales para el diseño de elementos y sistemas de acero estructural.

Está integrado por las secciones siguientes:

- 1.1 Alcance
- 1.2 Unidades
- 1.3 Disposiciones complementarias
- 1.4 Materiales
- 1.5 Especificaciones y dibujos de diseño
- 1.6 Criterios de diseño
- 1.7 Tipos de estructuras y métodos de análisis
- 1.8 Estructuras regulares o irregulares.

1.1 Alcance

1.1.1 En esta Norma se proporcionan disposiciones y procedimientos para el diseño y construcción de estructuras de acero con el fin de que resistan las combinaciones de acciones que obrarán sobre ellas.

1.1.2 Estas especificaciones son aplicables al diseño de estructuras comunes en zonas urbanas y naves industriales como; edificios para habitación u oficinas, naves para bodegas, salones de espectáculos, centros comerciales, hospitales, etc. Parte de las especificaciones se pueden aplicar a edificaciones como tanques, estructuras colgantes, etc., siempre que se demuestre que el diseño conduce a los mismos niveles de confiabilidad que para una estructura convencional.

1.1.3 En todas las estructuras diseñadas de acuerdo con esta Norma en las que deban considerarse combinaciones de cargas que incluyan acciones de sismo, deberán satisfacerse todos los requisitos aplicables de los Capítulos 1 al 20. En todos los casos se utilizará la condición más desfavorable.

Comentario:

No es admisible aplicar cargas, factores de carga, factores de reducción de resistencia, factores de comportamiento sísmico o de sobrerresistencia, espectros de diseño por sismo, por viento, etc., que no estén definidas en las distintas Normas.

Todas las edificaciones deben contar con un sistema estructural que proporcione una o más trayectorias de resistencia y rigidez adecuadas, esto con el fin de que todas las acciones que actúan, permanentes o eventuales, se transmitan desde sus puntos de aplicación a la cimentación. Las barras y conexiones que forman parte de las trayectorias mencionadas, se dimensionarán para que resistan dicha transmisión de acciones.

1.2 Unidades

1.2.1 En las ecuaciones y expresiones que aparecen en esta Norma se utilizan las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N·mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)
Temperatura	K (kelvin)
Energía	J (joule)
Frecuencia	Hz (hertz)

1.2.2 Siempre que es posible, las ecuaciones están escritas en forma adimensional; cuando no lo es, junto a las expresiones en sistema internacional se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en sistema métrico decimal; en ese caso, las unidades son:

Fuerza	kg (kilogramo)
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kg·cm
Esfuerzo	kg/cm ²
Temperatura	C (celsius)
Energía	kg·cm
Frecuencia	Hz (hertz)

1.2.3 Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Comentario:

Las unidades que se mencionan aquí son las básicas y derivadas de los dos sistemas; sin embargo, no se pretende prohibir el uso de otros múltiplos y submúltiplos empleados correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema internacional puede ser preferible expresar las fuerzas en kilo newton (kN) y los momentos en kN·m; así mismo en el sistema métrico decimal puede ser preferible expresar las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en toneladas metro (t·m).

1.3 Disposiciones complementarias

1.3.1 Cuando en esta Norma no se cubra algún tópico, o esté tratado de manera poco detallada, se recurrirá a la literatura especializada, siempre y cuando se satisfagan los requisitos mínimos establecidos en esta Norma. Por ejemplo, para procesos de soldadura se pueden aplicar las especificaciones del *American Welding Society* (AWS).

1.4 Materiales

En 1.4.1 a 1.4.7 se presentan los materiales empleados en la fabricación de los perfiles de acero estructural y placas que pueden utilizarse en estructuras diseñadas de acuerdo con esta Norma, así como los elementos de conexión tales como tornillos, conectores de cortante, metales de aportación y fundentes para soldadura. Otros materiales y productos diferentes a los indicados pueden ser utilizados si son aprobados por el diseñador y la administración. La aprobación puede basarse en especificaciones publicadas que establezcan las propiedades y características del material o producto, que lo hacen adecuado para el uso que se le pretende dar, o en ensayos realizados en un laboratorio acreditado por la entidad reconocida en los términos de la Ley de la Infraestructura de la Calidad y su Reglamento.

En los Capítulos 11 y 16 relativos a conexiones y diseño de estructuras dúctiles se incluyen recomendaciones adicionales.

Los valores del esfuerzo de fluencia, F_y , y de ruptura en tensión, F_u , que se utilizarán en el diseño, serán los mínimos especificados en la norma correspondiente. No se emplearán en el diseño los valores reportados en certificados de ensayos de los productos laminados.

1.4.1 Acero estructural

1.4.1.1 Para la correcta aplicación de esta Norma se enlistan los tipos de acero con su normativa correspondiente vigente o las que sustituyan enlistadas en la tabla 1.4.1.1 El uso de normativas de acero que no se incluyan en esta lista deberán ser aprobadas por la Administración.

Comentario:

La normativa que se enlista en la tabla 1.4.1.1 corresponde a la Norma Mexicana NMX, y entre paréntesis se incluye la norma ASTM equivalente, cuando existe.

Tabla 1.4.1.1 - Aceros estructurales

NMX (ASTM)	Título
NMX-B-060-1990	Lámina de acero al carbono galvanizado por el proceso de inmersión en caliente, acanalada.
NMX-B-066-1986	Lámina de acero al carbono, galvanizada por el proceso de inmersión en caliente para uso estructural.
NMX-B-069-1986	Tubos sin costura o soldados de acero de baja aleación y alta resistencia.
NMX-B-072-CANACERO 2017	Varilla corrugada de acero, grado 60, laminada en frío para refuerzo de concreto.
NMX-B-099-1986 (ASTM A529/A529M)	Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 290 MPa (29 kg/mm ²) y con espesor máximo de 127 mm.
NMX-B-177-1990 (ASTM A53/A53M)	Tubos de acero con o sin costura negros y galvanizados por inmersión en caliente.
NMX-B-199-1986 (ASTM A500/A500M)	Tubos sin costura o soldados de acero al carbono, formados en frío, para usos estructurales.
NMX-B-200-CANACERO 2021 (ASTM A501/A501M)	Tubos de acero al carbono, sin costura o soldados, conformados en caliente para usos estructurales.
NMX-B-248-CANACERO 2006 (ASTM A1011/A1011M)	Acero al carbono, alta resistencia baja aleación y alta resistencia baja aleación con formabilidad mejorada laminado en caliente, en calidad comercial, troquelado y estructural, en rollo.
NMX-B-252-1988 (ASTM A6/A6M)	Requisitos generales para planchas, perfiles, tablaestacas y barras, de acero laminado, para uso estructural.
NMX-B-254-CANACERO 2008 (ASTM A36/A36M)	Acero estructural especificaciones y métodos de prueba.
NMX-B-277-1986 (ASTM A606/A606M)	Lámina de acero de baja aleación y alta resistencia, laminada en caliente y laminada en frío, con resistencia a la corrosión.
NMX-B-281-1987 (ASTM A283/A283M)	Planchas, perfiles y barras de acero al carbón para uso estructural con baja e intermedia resistencia a la tensión.
NMX-B-284-CANACERO 2017 (ASTM A572/A572M y ASTM A992/A992M)	Acero estructural de alta resistencia baja aleación al manganeso-niobio- vanadio-especificaciones y métodos de prueba
NMX-B-286-1991	Perfiles I y H de tres planchas soldadas de acero.
NMX-B-348-1989	Lámina de acero al carbono laminada en frío para uso estructural.
NMX-B-353-1988 (ASTM A148/A148M)	Piezas coladas de acero de alta resistencia, para uso estructural.
NMX-B-456-CANACERO-2017	Armaduras electrosoldadas de alambre de acero para castillos y dalas.
NMX-B-457-CANCAERO-2018 (ASTM A706/A706M)	Varilla corrugada de acero baja aleación para refuerzo de concreto.
NMX-B-461-1996 (ASTM A595/A595M)	Tubos de acero de bajo carbono, troncocónicos, para uso estructural.
NMX-B-471-1990	Lámina acanalada de acero al carbono con recubrimiento de aleación, aluminio - cinc, para muros y techos.
NMX-B-480-CANACERO-2011	Perfiles y planchas de acero de baja aleación y alta resistencia al manganeso-niobio-vanadio para uso estructural.
NMX-B-506-CANACERO-2019 (ASTM A615/A615M)	Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto.
(ASTM A618/A618M)	Especificación estándar para tubos estructurales con y sin costura formados en caliente de alta resistencia y baja aleación.
(ASTM A847/A847M)	Especificación estándar para tubos estructurales con y sin costura formados en frío de alta resistencia baja aleación con resistencia a la corrosión atmosférica mejorada

Tabla 1.4.1.1 - Aceros estructurales (continuación)

NMX (ASTM)	Título
(ASTM A1065/A1065M)	Especificación estándar para tubos estructurales formados en frío con soldadura de fusión por arco eléctrico, de alta resistencia y baja aleación con 345 Mpa mínimo de límite de fluencia
(ASTM A1085/A1085M)	Especificación estándar para secciones estructurales huecas formadas en frío por medio de soldadura, fabricadas a partir de acero al carbono
(ASTM A588/A588M)	Especificación estándar para acero estructural de alta resistencia y baja aleación con límite de fluencia de hasta 345 MPa y resistencia a la corrosión atmosférica mejorada
(ASTM A913/A913M)	Especificación estándar para perfiles estructurales de alta resistencia y baja aleación, fabricados por medio del proceso de temple y auto revenido
(ASTM A514/A514M)	Especificación estándar para placa de alta resistencia a la fluencia, aleada, templada y revenida, adecuada para la aplicación de soldadura

1.4.1.2 En la tabla 1.4.2.1 se indican los valores de los esfuerzos F_y y F_u de los aceros listados anteriormente.

1.4.1.3 La dirección en que se laminan los perfiles y placas es la de mayor interés en el diseño de las estructuras, por lo que el esfuerzo de fluencia es considerado en esa dirección, determinado por medio de ensayos estándar de tensión, es la propiedad mecánica que decide, en la mayoría de los casos, el tipo de acero que ha de emplearse. Sin embargo, otras propiedades mecánicas, tales como anisotropía, ductilidad, tenacidad, facilidad de formado en frío, resistencia a la corrosión, pueden ser también importantes para el comportamiento correcto de algunas estructuras. Cuando éste sea el caso, habrá que remitirse a la literatura especializada para obtener la información que permita seleccionar el material más adecuado.

Comentario:

Las propiedades mecánicas más importantes del acero estructural se pueden determinar con la curva esfuerzo-deformación, obtenida sometiendo una probeta de sección usualmente circular (en placas y perfiles estructurales se emplean probetas de sección rectangular) a una fuerza de tensión de magnitud creciente, hasta llegar a la falla; la curva se traza en un sistema de ejes esfuerzo-deformación, como se ve, ligeramente simplificada, en la fig. C1.4.1.3; está formada por un primer tramo de comportamiento elástico con pendiente constante, definida por el módulo de elasticidad o de Hooke, E , comportamiento que termina cuando el esfuerzo alcanza el valor de fluencia, σ_y , el cual se presenta significativamente antes la fractura prevista por el comportamiento elástico, seguido (Bruneau et al., 2011) por una zona importante de deformación bajo esfuerzo σ_y constante (zona de respuesta plástica), de longitud comprendida entre 5 y $15\epsilon_y$, con promedio de $10\epsilon_y$, según el tipo de acero, hasta llegar a la deformación ϵ_{ed} , donde se inicia el endurecimiento por deformación y el estrangulamiento de la probeta (reducción de la sección transversal en una zona aislada del material derivado de micro imperfecciones, también conocido comúnmente como el cuello de botella). El cociente de la contracción transversal unitaria entre el alargamiento longitudinal unitario en tensión es el módulo de Poisson, μ . Los aceros empleados en el diseño deben cumplir las propiedades descritas en la tabla 1.4.1.1 así como las Normas Mexicanas NMX.

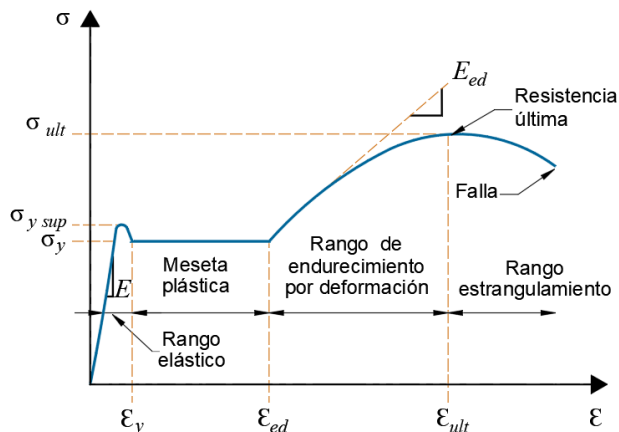


Figura C1.4.1.3 - Representación de la curva esfuerzo-deformación del acero estructural (Bruneau et al., 2011).

1.4.1.1 Perfiles pesados, laminados o formados por placas soldadas

1.4.1.1.1 Los perfiles laminados con patines de un grosor mayor que 50 mm y las secciones formadas por placas de un grosor mayor que 50 mm se consideran, respectivamente, *perfiles laminados pesados* y *secciones armadas pesadas*. Cuando se emplean como miembros sometidos a esfuerzos primarios (calculados) de tensión, producidos por fuerzas de tensión o por flexión, y se empalman o conectan a otros miembros con soldaduras de penetración completa, que funden el espesor completo de las placas, ambos tipos de perfiles y secciones deberán tener una tenacidad mínima promedio de 27 J a una temperatura de 294 K (21 °C), obtenida con una prueba de impacto Charpy con muesca en V bajo la normativa mexicana NMX-B-120 (ASTM E23).

1.4.1.1.2 Cuando un perfil laminado pesado o una sección armada pesada se suelda a la superficie de otro perfil con soldadura de penetración completa, el requisito anterior se aplica solo al perfil que tiene metal de aportación fundido en todo su grosor.

1.4.1.1.3 Los requisitos mencionados arriba no se aplican si los empalmes y conexiones se hacen con tornillos.

Comentario:

El acero laminado es anisotrópico, especialmente en lo que respecta a la ductilidad; por lo tanto, las tensiones de contracción de soldadura en la región de conexiones soldadas altamente restringidas (conexiones rígidas o de momento) pueden exceder la resistencia del acero laminado cuando no se presta especial atención a la selección de este material, detalles, mano de obra e inspección.

El requerimiento de tenacidad mínima se establece, ya que los perfiles laminados pesados o secciones armadas pesadas se unen por medio de empalmes o conexiones con soldadura de penetración completa, por lo que el esfuerzo de tensión inducido por la contracción de la soldadura puede producir un agrietamiento en dicha unión, lo que conlleva al aumento del potencial de fractura (falla frágil). Para evitar concentraciones de esfuerzos, es necesario cuidar la mano de obra y detalles de diseño incorporando una geometría de junta.

Cuando se construyan estructuras en zonas sísmicas, deben atenderse disposiciones adicionales que se incluyen en el Capítulo 16, para diseño de estructuras dúctiles.

1.4.2 Remaches

1.4.2.1 Los remaches usualmente no son empleados en estructuras modernas para edificios y similares; han sido sustituidos por la soldadura y los tornillos de alta resistencia. Sin embargo, hasta hace unos sesenta años todas las conexiones, tanto de taller como de campo, eran remachadas, y aparecen cuando se rehabilitan o modernizan edificios antiguos. Por eso es conveniente tener conocimientos, aunque sean limitados, sobre el uso de los remaches, y completarlos con manuales y libros de texto de la época en que se usaban. La normativa mexicana que abarca los requisitos generales para remaches sólidos de acero es la NMX-H-117 (SAE J430).

Comentario:

Se recomienda que para la revisión o en su caso rehabilitación de edificaciones antiguas se realice una inspección visual de los remaches en conexiones y zonas representativas de la estructura, para determinar fallas, cuando no se puedan identificar visualmente deberán tomarse muestras para determinar su resistencia a tensión y corte en laboratorio. Los remaches deberán asumirse con las propiedades de la norma ASTM A502 grado 1, a menos que se indique un grado mayor mediante una prueba de resistencia a tensión y corte. Se puede consultar esta norma ASTM para determinar las propiedades y diseño de conexiones remachadas.

Tabla 1.4.2.1 - Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales

Norma				Propiedades mecánicas			
NMX ^[1]	ASTM ^[2]	Clase	Grado	F_y ^[3]		F_u ^[4]	
				MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
NMX-B-060	N/A ^[5]	A	N/A ^[5]	230	2 345	310	3 161
		B		255	2 600	360	3 671
		C		275	2 804	380	3 875
		D		345	3 518	450	4 589
		E		550	5 608	570	5 812
		F		345	3 518	480	4 895
NMX-B-066	N/A ^[5]	A	N/A ^[5]	230	2 345	310	3 161
		B		255	2 600	360	3 671
		C		275	2 804	380	3 875
		D		345	3 518	450	4 589
		E		550	5 608	570	5 812
		F		345	3 518	480	4 895
NMX-B-069	N/A ^[5]	N/A ^[5]	I	345	3 518	485	4 946
			II	345	3 518	485	4 946
			III	345	3 518	450	4 589
			IV	250	2 549	400	4 079
			V - tipo F	275	2 804	380	3 875
			V - tipo E y S	315	3 212	450	4 589
			VI - tipo E y S	315	3 212	450	4 589
			VII - tipo E y S	310	3 161	450	4 589
VIII - tipo E y S	345	3 518	485	4 946			
NMX-B-072	N/A ^[5]	Designación 1/4" y 5/16" ^[6]	60	687	7 005	588	5 996
		Designación 3/16" y 5/32" ^[6]	60	687	7 005	588	5 996
NMX-B-099	ASTM A529/A529M	N/A ^[5]	42	290	2 957	414 - 586	4 222 – 5 976
NMX-B-177	ASTM A53/A53M	Tipo F ^[7]	N/A ^[5]	172	1 754	310	3 161
		Tipo E ^[7]	A	207	2 111	331	3 375
		Tipo S ^[7]	B	241	2 458	414	4 222
NMX-B-199	ASTM A500/A500M	N/A ^[5]	A (OC)	228	2 325	310	3 161
			B (OC)	290	2 957	400	4 079
			C (OC)	317	3 233	427	4 354
			A (OR)	269	2 743	310	3 161
			B (OR)	317	3 233	400	4 079
			C (OR)	345	3 518	427	4 354
NMX-B-200	ASTM A501/A501M	N/A ^[5]	A	250	2 549	400	4 079
			B	345	3 518	483	4 925

Tabla 1.4.2.1 - Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales (continuación)

Norma				Propiedades mecánicas			
NMX ^[1]	ASTM ^[2]	Clase	Grado	F_y ^[3]		F_u ^[4]	
				MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
NMX-B-248	ASTM A1011/A1011M	Aceros estructurales ^[7]	30	205	2 090	340	3 467
			33	230	2 345	360	3 671
			36	250	2 549	400 - 550	4 079 – 5 608
			40	275	2 804	380	3 875
			45	310	3 161	410	4 181
			50	340	3 467	450	4 589
			55	380	3 875	480	4 895
		Aceros alta resistencia baja aleación (ARBA) ^[7]	45 CL 1	310	3 161	410	4 181
			45 CL 2	310	3 161	380	3 875
			50 CL 1	340	3 467	450	4 589
			50 CL 2	340	3 467	410	4 181
			55 CL 1	380	3 875	480	4 895
	ASTM A1018/A1018M	Aceros alta resistencia baja aleación (ARBA) ^[7]	55 CL 2	380	3 875	450	4 589
			60 CL 1	410	4 181	520	5 303
			60 CL 2	410	4 181	480	4 895
			65 CL 1	450	4 589	550	5 608
			65 CL 2	450	4 589	520	5 303
			70 CL 1	480	4 895	590	6 016
	Aceros alta resistencia baja aleación formabilidad mejorada (ARBA-F) ^[7]	ASTM A1018/A1018M	70 CL 2	480	4 895	550	5 608
			50	340	3 467	410	4 181
60			410	4 181	480	4 895	
70			480	4 895	550	5 608	
NMX-B-252	ASTM A6/A6M	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	
							NMX-B-254
Perfiles ^[7]	36	250	2 530	400 - 550	4 079 – 5 608		
NMX-B-277	ASTM A606/A606M	Laminada en caliente (condición laminado) hoja ^[7]	N/A ^[5]	343	3 498	481	4 905
		Laminada en caliente (condición laminado) rollo ^[7]	N/A ^[5]	304	3 100	441	4 497
		Laminada en caliente (condición recocido o normalizado) hoja y rollo ^[7]	N/A ^[5]	304	3 100	441	4 497
		Laminada en frío, hoja y rollo ^[7]	N/A ^[5]	304	3 100	441	4 497

Tabla 1.4.2.1 - Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales (continuación)

Norma				Propiedades mecánicas			
NMX ^[1]	ASTM ^[2]	Clase	Grado	F_y ^[3]		F_u ^[4]	
				MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
NMX-B-281	ASTM A283/A283M	N/A ^[5]	A	167	1 703	314 382	3 498 – 3 895
			B	186	1 897	343 - 412	3 498 – 4 201
			C	206	2 101	382 - 451	3 895 – 4 599
			D	227	2 315	412 - 490	4 201 – 4 997
NMX-B-284	ASTM A572/A572M ASTM	A	290	290	2 957	415	4 232
			345	345	3 518	450	4 589
			380	380	3 875	485	4 946
			415	415	4 232	520	5 303
			450	450	4 589	550	5 608
	ASTM A992/A992M	B	345	345	3 518	450 - 550	4 589 – 5 608
	C	345	345 - 450	3 518 – 4 589	450	4 589	
NMX-B-286	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]
NMX-B-348	N/A ^[5]	A	N/A ⁽⁵⁾	176	1 795	284	2 896
		B	N/A ^[5]	206	2 101	304	3 100
		C	N/A ^[5]	226	2 305	333	3 396
		D	N/A ^[5]	275	2 804	363	3 702
		E	N/A ^[5]	549	5 598	559	5 700
NMX-B-456	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]	N/A ^[5]
NMX-B-457	ASTM A706/A706M	Designación 3, 4, 5, 6 ^[6]	42	412 - 540	4 201 – 5 506	550	5 608
		Designación 7, 8, 9, 10, 11, 12 ^[6]		412 - 540	4 201 – 5 506	550	5 608
		Designación 14, 16, 18 ^[6]		412 - 540	4 201 – 5 506	550	5 608
		Designación 3, 4, 5, 6 ^[6]	56	550 - 675	5 608 – 6 883	690	7 036
		Designación 7, 8, 9, 10, 11, 12 ^[6]		550 - 675	5 608 – 6 883	690	7 036
		Designación 14, 16, 18 ^[6]		550 - 675	5 608 – 6 883	690	7 036
NMX-B-461	ASTM A595/A595M	N/A ^[5]	A	379	3 865	448	4 568
		N/A ^[5]	B	414	4 222	483	4 925
		N/A ^[5]	C	414	4 222	483	4 925
NMX-B-471	N/A ^[5]	N/A ^[5]	33	226	2 305	314	3 202
		N/A ^[5]	37	255	2 600	363	3 702
		N/A ^[5]	40	275	2 804	382	3 895
		N/A ^[5]	50	343	3 498	451	4 599
		N/A ^[5]	80	549	5 598	569	5 802

Tabla 1.4.2.1 - Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales (continuación)

Norma				Propiedades mecánicas			
NMX ^[1]	ASTM ^[2]	Clase	Grado	F_y ^[3]		F_u ^[4]	
				MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
NMX-B-480	N/A ^[5]	N/A ^[5]	50	343	3 498	451	4 599
NMX-B-506	ASTM A615/A615M	Designación 2.5 ^[6]	42	412	4 201	618	6 302
		Designación 3 ^[6]		412	4 201	618	6 302
		Designación 4, 5, 6 ^[6]		412	4 201	618	6 302
		Designación 7, 8 ^[6]		412	4 201	618	6 302
		Designación 9 a 18 ^[6]		412	4 201	618	6 302
		Designación 2.5 ^[6]	52	510	5 201	706	7 199
		Designación 3 ^[6]		510	5 201	706	7 199
		Designación 4, 5, 6 ^[6]		510	5 201	706	7 199
		Designación 7, 8 ^[6]		510	5 201	706	7 199
		Designación 9 a 18 ^[6]		510	5 201	706	7 199
N/A ^[5]	ASTM A618/A618M	Espesor de pared hasta 19.05 mm ^[6]	Ia Ib y II	345	3 518	485	4 946
		Espesor de pared de 19.05 mm a 38.1 mm ^[6]	N/A ^[5]	315	3 212	460	4 691
		N/A ^[5]	III	345	3 518	450	4 589
N/A ^[5]	ASTM A847/A847M	N/A ^[5]	50	345	3 518	483	4 925
N/A ^[5]	ASTM A1065/A1065M	N/A ^[5]	50	345	3 518	414	4 222
			50W	345	3 518	483	4 925
N/A ^[5]	ASTM A1085/A1085M	N/A ^[5]	50	345 - 483	3 518	448	4 568
N/A ^[5]	ASTM A588/A588M	Placas y barras espesores menores a 100 mm ^[6]	A, B y K	345	3 518	485	4 946
		Placas y barras espesores entre 100 mm y 125 mm ^[6]	A, B y K	315	3 212	460	4 691
		Placas y barras espesores entre 125 mm y 200 mm ^[6]	A, B y K	290	2 957	435	4 436
		Perfiles estructurales ^[6]	A, B y K	345	3 518	485	4 946
N/A ^[5]	ASTM A913/A913M	N/A ^[5]	50	345	3 518	450	4 589
			60	415	4 232	520	5 303
			65	450	4 589	550	5 608
			70	485	4 946	620	6 322
N/A ^[5]	ASTM A514/A514M	Espesor hasta 20 mm ^[6]	A, B, C, E, F, H, J, K, M, P, Q, R, S, T	690	7 036	760 - 895	7 750 - 9 126

Tabla 1.4.2.1 - Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales (continuación)

Norma				Propiedades mecánicas			
NMX ^[1]	ASTM ^[2]	Clase	Grado	F_y ^[3]		F_u ^[4]	
				MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
		Espesor entre 20 mm y 65 mm ^[6]	A, B, C, E, F, H, J, K, M, P, Q, R, S, T	690	7 036	760 - 895	7 750 – 9 126
		Espesor entre 65 mm y 150 mm ^[6]	A, B, C, E, F, H, J, K, M, P, Q, R, S, T	620	6 322	690 - 895	7 036 – 9 126

^[1] Estándar mexicano

^[2] *American Society for Testing and Materials*

^[3] Valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia

^[4] Valor mínimo garantizado del esfuerzo último

^[5] No aplicable

^[6] No corresponde a una clase, sin embargo, la designación separa los requisitos mecánicos

^[7] No corresponde a una clase, sin embargo, en la normativa se define tipo de acero y posteriormente el grado correspondiente al tipo de acero

1.4.3 Tornillos, tuercas y roldanas

a) Tornillos

NMX-H-118-1996 Sujetadores roscados exteriormente de acero al carbono.
(ASTM A307) $F_u=414$ MPa; 4 220 kg/cm².

Comentario:

Debe tenerse en cuenta que los tornillos A307 se encuentran bajo la clasificación de grado B y grado A. Los tornillos de grado B son empleados para atornillar bridas en tuberías y los de grado A son de uso prolongado para aplicaciones estructurales.

b) Tornillos de alta resistencia

1.4.3.1 Se dividen en tres grupos, de acuerdo con su resistencia.

Grupo A: ASTM F3125/F3125M grados A325 (NMX-H-124), A325M (NMX-H-124), F1852, y ASTM A354 (NMX-H-122) Grado BC

Grupo B: ASTM F3125/F3125M grados A490 (NMX-H-123), A490M (NMX-H-123), F2280, y ASTM A354 (NMX-H-122) Grado BD

Grupo C: ASTM F3043 y F3111

1.4.3.2 La pretensión de diseño en los tornillos F1852 y F2280 se alcanza cuando se rompe, por torsión, una parte diseñada para ello, denominada vástago.

1.4.3.3 Las normas NMX de conectores que tienen propiedades semejantes a las de algunos tornillos de los grupos A y B son las siguientes:

NMX-H-124-1990 Tornillos de alta resistencia para uniones de acero estructural.
(ASTM F3125 Gr. A325) $F_u=830$ MPa (8 440 kg/cm²) para diámetros de 13 a 25 mm ($1/2$ a 1 pulg.), $F_u=725$ MPa (7 380 kg/cm²) para diámetros de 29 y 38 mm ($1 1/8$ y $1 1/2$ pulg.).

NMX-H-123-1990 Tornillos de acero aleado templados y revenidos para juntas de acero estructural.
(ASTM F3125 Gr. A490) $F_u=1 035$ MPa (10 550 kg/cm²).

NMX-H-122-1990 (ASTM A354) Tornillos, birlos y sujetadores roscados externamente, de acero aleado, templados y revenidos.

c) Tuercas y roldanas

1.4.3.4 Los tornillos de alta resistencia de los grupos A y B deben estar provistos de tuercas hexagonales pesadas ASTM A563.

1.4.3.5 Salvo otra indicación, las roldanas planas, circulares o cuadradas, y las rectangulares biseladas, deben satisfacer los requisitos indicados en ASTM F436.

Comentario:

La especificación ASTM (1976) permite el galvanizado de los tornillos de grado A325, pero no de los tornillos grado A490, ya que se corre el riesgo de que este acero de alta resistencia se vuelva frágil, por la posibilidad de que penetre hidrógeno en su constitución interna durante la operación de limpieza con baño químico que realiza en el proceso de galvanizado.

1.4.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura

1.4.4.1 Los metales de aportación y fundentes para soldadura que se permiten en esta Norma se enlistan en la tabla 1.4.4.1. El uso de metales de aportación y fundentes que no se incluyan en esta lista deberán ser aprobadas por la Administración.

Comentario:

Las normas que se enlistan en la tabla 1.4.4.1 corresponde a la Norma Mexicana NMX, y entre paréntesis se incluye la norma AWS equivalente.

Tabla 1.4.4.1 - Materiales de aportación y fundentes

Norma NMX (ASTM)	Título
NMX-H-077-CANACERO-2017 (AWS A5.1/A5.1M)	Electrodos de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico
NMX-H-08CANACERO-2011 (AWS A5.5/A5.5M)	Electrodos de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico
NMX-H-108-CANACERO-2019 (AWS A5.17/A5.17M)	Electrodos desnudos de acero al carbono y fundentes para soldadura por arco eléctrico sumergido
NMX-H-097-CANACERO-2021 (AWS A5.18/A5.18M)	Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico protegido con gas
NMX-H-099-CANACERO-2016 (AWS A5.20/A5.20M)	Electrodos de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico con electrodo tubular continuo

1.4.4.2 La certificación del fabricante constituye evidencia suficiente de que se cumplen los requisitos especificados.

1.4.4.3 Las nomenclaturas B-XXX y H-XXX designan normas elaboradas por el Comité Técnico de Normalización de la Industria Siderúrgica, oficializadas por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Economía; entre paréntesis se han indicado las normas correspondientes de la Sociedad Americana de Ensayes y Materiales (ASTM) y de la Sociedad Americana de la Soldadura (AWS).

Comentario:

Cuando no hay una norma mexicana para materiales que se emplean con frecuencia en nuestro medio, se ha indicado solo la especificación ASTM o AWS.

Los electrodos deben estar secos y en condiciones adecuadas para su aplicación. La resistencia del material de aporte debe ser la misma que la del metal base, en lo referente a esfuerzo máximo y en el punto de fluencia con una ductilidad similar, es decir, el material de aportación y el metal base deben ser compatibles.

Los códigos restringen el uso de ciertos materiales de aportación o imponen pruebas de clasificación para demostrar la idoneidad del electrodo específico a fin de asegurarse de que se usen los materiales de aportación adecuados. Puede haber situaciones particulares en las que se deben utilizar materiales de aportación con propiedades específicas de tenacidad, como en el caso de estructuras sujetas a carga cíclica o sísmica.

1.4.5 Conectores de cortante

1.4.5.1 Los conectores de cortante de barra con cabeza que se utilizan en la construcción compuesta (Capítulo 10) deben fabricarse con barras que cumplan los requisitos de la especificación ASTM A108, “Especificación estándar para barras de acero, carbón y aleación, acabadas en frío”.

1.4.5.2 Las propiedades mecánicas principales de los conectores son:

$F_y =$	345 MPa (3 515 kg/cm ²)	(correspondiente a una deformación permanente de 0.2 por ciento)
$F_u =$	414 MPa (4 220 kg/cm ²)	
Elongación en 50 mm	20 por ciento,	mínimo
Reducción de área	50 por ciento,	mínimo

1.4.5.3 La certificación del productor constituye evidencia suficiente de que se cumplen los requisitos especificados.

1.4.6 Identificación

1.4.6.1 La especificación, incluyendo tipo, clase o grado, en su caso, a que pertenecen los materiales o productos, se identificará de alguna de las maneras siguientes:

- Por medio de certificados proporcionados por el laminador o fabricante, debidamente correlacionados con el material o producto al que pertenecen
- Por medio de marcas legibles en el material o producto, hechas por el laminador o fabricante, de acuerdo con la especificación correspondiente.

1.4.7 Acero estructural no identificado

1.4.7.1 Con la aprobación del diseñador, puede utilizarse acero estructural no identificado sin defectos perjudiciales (Ver ISO 20723:2004 y sección 9 de ASTM A6/A6M 2019) en miembros o detalles poco importantes, en los que las propiedades físicas precisas y la soldabilidad del acero no afecten la resistencia de la estructura.

1.4.8 Nomenclatura de perfiles

1.4.8.1 La designación utilizada en esta Norma para los perfiles corresponde a la definida en el Manual de Construcción en Acero, del IMCA (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C).

Tabla. 1.4.8.1 - Designación IMCA para perfiles de acero estructural

Descripción	Designación	Descripción	Designación
Ángulo de lados iguales	LI	Sección armada I soldada	IS
Ángulo LI milimétrico	LM	Sección armada cruciforme	IC
Ángulo de lados desiguales	LD	Redondo sólido liso	OS
Perfil C estándar	CE	PTE circular	OC
Perfil I estándar	IE	PTE rectangular	OR
Perfil I rectangular	IR	Perfil C conformado en frío	CF
Perfil T rectangular	TR	Perfil Z conformado en frío	ZF
Perfil H rectangular	HR	Perfil H pilotes	HP

1.5 Especificaciones y dibujos de diseño

1.5.1 Los dibujos de diseño estructural deben describir de forma detallada las características geométricas, ubicación y dimensiones de los diferentes miembros y elementos de conexión que forman parte del proyecto a realizar. Deben generarse los planos, elevaciones, cortes, detalles que sean necesarios para lograr una adecuada interpretación de la configuración e interacción de los miembros del sistema estructural propuesto. Adicionalmente, se deben incluir las especificaciones correspondientes, que contengan toda la información necesaria para que el fabricante pueda llevar a cabo el proceso de preparación, producción y ensamblado de cada uno de los componentes estructurales, cumpliendo todos los aspectos considerados en el diseño.

Comentario:

Algunas de las disposiciones indicadas en esta sección que deben incluirse en los dibujos de diseño y especificaciones son:

- a) Identificación detallada de los perfiles de los miembros, así como, la orientación, alineamiento relativo de los mismos, mediante la elaboración de vistas en planta, alzado y cortes según resulte necesario*
- b) Implementación de la simbología de soldadura estandarizados por el AWS D1.1 y AWS D1.8*
- c) Determinación de los perfiles pesados, laminados o secciones armadas mediante placas, en los que se requiere determinar la tenacidad del material mediante ensayos de impacto Charpy con muesca en V con base en la NMX B-120 (ASTM E23) (Sección 1.4.1.1)*
- d) Descripción en conexiones atornilladas, de las características de los conectores, de los procedimientos de atornillado, para la verificación de la preinstalación, instalación e inspección de su montaje en condiciones de apretado inicial, así como relativos a la determinación del pretensionado requerido. Deben indicarse las conexiones atornilladas diseñadas como críticas al deslizamiento (véase en 11.3.2)*
- e) Descripción de los procedimientos y tipos de soldaduras, identificando aquellas que deben realizarse en taller, así como las de campo (véase en 11.2)*
- f) Identificación de zonas protegidas, así como de conexiones en las que se requiere soldadura de demanda crítica (AWS D1.8) (véase en 16.1.6)*
- g) Descripción de las características y requisitos referentes a la aplicación de recubrimientos, miembros por recubrir, preparaciones correspondientes, así como, el espesor de la película seca en micras de este*
- h) Otras disposiciones e información adicional que sea necesaria para fabricar y realizar el montaje de un elemento que forma parte del sistema estructural.*

1.6 Criterios de diseño

1.6.1 Todos los edificios deben contar con una estructura que proporcione una o más trayectorias, de resistencia y rigidez adecuadas, a través de las que todas las acciones que actúan sobre la construcción, permanentes y accidentales, se transmitan desde sus puntos de aplicación a la cimentación.

1.6.2 Las barras y conexiones entre ellas que forman parte de las trayectorias mencionadas se dimensionarán para que resistan las acciones correspondientes.

1.6.3 El dimensionamiento de las estructuras y de los elementos que las componen se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en la NTC-Criterios.

1.6.4 Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de todos los elementos que las componen con respecto a cada fuerza o momento interno que actúe en ellos (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño incluyen el factor de resistencia F_R correspondiente.

1.6.5 Las acciones de diseño son las producidas por las combinaciones de carga que deban considerarse en el estudio, multiplicadas por el o los factores de carga, F_C , correspondientes, como se indica en la NTC-Criterios

1.6.6 Los efectos geométricos de segundo orden se obtienen con las acciones externas de diseño, que se determinan multiplicando las acciones nominales por los factores de carga, antes de efectuar el análisis; éste se lleva a cabo con las acciones externas factorizadas (acciones de diseño).

1.6.7 Además de los estados límite de falla, deben revisarse también los estados límite de servicio; es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, vibraciones, etc.), producidas por las acciones nominales (o de servicio), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Comentario

Toda la estructura y cada uno de sus elementos, deben diseñarse para cumplir con los siguientes requisitos básicos:

1) Tener seguridad adecuada para todo estado límite de falla posible generados por las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil esperada.

2) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación. Dentro de los estados límite de servicio se encuentra el de vibraciones, deformaciones, fatiga, etc.

Para satisfacer los requisitos indicados en 1, debería revisarse que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el Reglamento y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual que el efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

La condición anterior se expresa como sigue:

$$F_R R > F_c \sum S_n \quad (C1.6.7)$$

Esto es que la resistencia de diseño debe ser mayor que la suma de las acciones multiplicadas por el factor de carga.

R = Resistencia nominal.

F_R = Factor de reducción de resistencia correspondiente a la resistencia que se está considerando.

S_n = Acción especificada en el reglamento, la sumatoria indica que deben considerarse todas las acciones que tengan una probabilidad de ocurrir simultáneamente.

F_c = Factor de carga correspondiente a la acción o combinaciones de acciones que se esté considerando.

Los factores de reducción de resistencia y las expresiones y procedimientos para evaluar las resistencias se definen en esta Norma, mientras que los factores de carga y combinaciones de diseño se definen en la NTC-Criterios.

En la revisión de los estados límite de servicio se toma siempre un factor de carga unitario, es decir, la revisión se efectúa con las cargas nominales.

1.7 Tipos de estructuras y métodos de análisis

1.7.1 Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección. Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta también los efectos producidos por otras acciones, como se indica en el Artículo 150 del Título Sexto del Reglamento y en la NTC-Criterios.

Comentario:

Toda estructura debe tener resistencia y rigidez suficientes para soportar los efectos de las cargas verticales permanentes actuando por sí solas, y los producidos por la combinación de cargas permanentes y accidentales, satisfaciendo cada uno de los estados límite de resistencia y de servicio. El arreglo general del sistema estructural y de las conexiones entre sus elementos deben proporcionar la resistencia suficiente para evitar el colapso total de la estructura, o de una parte de ella, como consecuencia de la falla local. Los requisitos de esta norma proporcionan, en general, un nivel satisfactorio de integridad estructural. Las características de una estructura de acero dependen, en buena parte, de las conexiones entre los elementos que la componen, ya que determinan la manera en que éstos interactúan.

*Existen diversos métodos para el análisis de estructuras de acero, los cuales pueden ser elásticos o plásticos. Todos los efectos que no se tomen en cuenta en el análisis, por ejemplo, efectos **P δ** y **P Δ** , se deberían considerar en el diseño; esto se realiza generalmente mediante factores que permiten una aproximación adecuada a los elementos mecánicos generados por dichos efectos.*

A lo largo del proceso de carga se forma una sucesión de articulaciones plásticas en la estructura, en las que el momento se mantiene constante; esto produce una redistribución de acciones internas. El proceso termina cuando se forma un mecanismo inestable o se presenta otro tipo de inestabilidad, que debe evitarse en general, utilizando principios del diseño por capacidad los cuales están definidos en el Capítulo 16 de esta Norma.

Entre 1950 y 1980, aproximadamente, se estudió a fondo el diseño plástico de estructuras reticulares con lo que se obtuvieron métodos manuales de aplicación práctica, pero el desarrollo de las computadoras y la facilidad de utilizarlas en análisis elásticos llevaron al abandono de los métodos plásticos, a pesar de ser más exactos que los primeros. Sin embargo, el análisis actual de estructuras de acero (y de otros materiales), sobre todo en

combinaciones de cargas que incluyen sismo está basado, en muy buena parte, en su comportamiento fuera del intervalo elástico, por lo que en el diseño deben incluirse factores que no se han tomado en cuenta en el análisis. El análisis paso a paso no lineal especificado en la NTC-Sismo no está considerado como un método de diseño, sino como un método de revisión, por lo que no es posible utilizarlo directamente para diseño.

1.7.1 Integridad estructural

1.7.1.1 El arreglo general del sistema estructural y de las conexiones entre sus miembros debe proporcionar la resistencia suficiente para evitar el colapso total de la estructura, o de una parte de ella, como consecuencia de una falla local. Los requisitos de esta Norma proporcionan, en general, un nivel satisfactorio de integridad estructural.

1.7.2 Sistemas estructurales

1.7.2.1 Pueden utilizarse estructuras de alguno de los tres tipos que se describen a continuación. En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

1.7.2.2 Las estructuras tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Las conexiones deben satisfacer todos los requisitos aplicables del Capítulo 11, Capítulo 14, y en su caso, del Capítulo 16.

1.7.2.3 Las estructuras tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones simples, que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados. En el análisis se ignoran las restricciones a las rotaciones y se considera que pueden girar libremente. La estabilidad de la estructura y su resistencia ante cargas laterales se obtienen por medio de contraventeos laterales, muros de rigidez o algún otro sistema apropiado, o utilizando conexiones rígidas o semirrígidas en partes de ella.

1.7.2.4 Las estructuras tipo 3 están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones semirrígidas o parcialmente restringidas, capaces de transmitir momentos, pero con rotaciones no despreciables entre sus extremos.

Comentario:

En acero, tradicionalmente se han admitido tres tipos de estructuras que dependen de las características de las conexiones y que están definidas en esta Norma.

El diseño de las conexiones debe hacerse de manera que su comportamiento sea lo más cercano posible al correspondiente a las suposiciones hechas durante el análisis, satisfaciendo los requisitos definidos en el Capítulo 16 y de preferencia las condiciones del diseño por capacidad.

Las conexiones completamente restringidas o rígidas son aquellas que conservarían los ángulos originales durante la aplicación de las acciones de diseño, aplicables a estructuras tipo 1, y su eficiencia debería establecerse por medio de estudios analíticos o bien experimentales. En el diseño de este tipo de conexiones se admite que se presenten deformaciones inelásticas restringidas en algunas de sus partes.

Las conexiones tipo rígidas son aquellas que pueden resistir cuando menos el 90 por ciento del momento de empotramiento de la viga conectada a un apoyo completamente rígido; son conexiones simples las que no desarrollan más del 25 por ciento del momento de empotramiento del miembro soportado. Las conexiones semirrígidas son todas aquellas que se hallan entre los dos extremos anteriores.

1.7.2.1 Estructuras tipo 1

1.7.2.1.1 Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o inelásticos; estos últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

- En miembros en los que se formarán articulaciones plásticas, el valor mínimo especificado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 85 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , ni que 450 MPa (4 600 kg/cm²).

- b) La curva carga-deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor que uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento correspondiente a la ruptura regularmente no es menor que 20 por ciento.
- c) Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 o 2 (ver 2.2), cuando los efectos sísmicos no son críticos, y de las secciones tipo 1 cuando sí lo son.
- d) Los miembros están contraventeados lateralmente con longitudes menores que L_u (ver 7.3.1).
- e) Se colocan pares de atiesadores, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.
- f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionado por cargas de impacto, bajas temperaturas, una combinación de varias de ellas, u otros factores.
- g) Los empalmes en vigas o columnas se diseñan para transmitir 1.1 veces el mayor del momento de diseño (bajo cargas factorizadas) máximo calculado en la sección de la unión, o $0.25M_p$.

1.7.2.1.2 Requisitos adicionales de tenacidad deben de ser considerados cuando elementos en los que interviene el mecanismo de colapso estén sometidos a bajas temperaturas y puedan presentar una posible falla frágil.

1.7.2.1.3 En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos por carga vertical obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, y de manera que ningún momento negativo en un punto de apoyo o nudo se reduzca en valor absoluto en más de 30 por ciento en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 o 2 de 2.2 y cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que L_{pd} (ecs. 4.4.2.3.3.a y 4.4.2.3.4.c) en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas con secciones tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 o 3.

1.7.2.1.4 No se permite ninguna redistribución de momentos en vigas o columnas con secciones tipo 4.

Comentario:

Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o inelásticos. Para que estos sean aplicables deberían de satisfacerse varias condiciones que se enumeran en las Normas, relativas a las propiedades físicas del material, las características geométricas de los perfiles y la manera en que deben estar soportados lateralmente (estos dos últimos requisitos tienen por objetivo evitar fallas prematuras por pandeo local o lateral).

Para estructuras tipo 1 analizadas elásticamente puede hacerse una redistribución de momentos con la que, sin violar las condiciones de equilibrio, se disminuyen los momentos más grandes, lo que permite reducir las dimensiones de los perfiles, y obtener estructuras más económicas que las correspondientes al análisis elástico sin modificar. En estructuras tipo 2 no hay redistribución, pues las vigas que las componen son isostáticas.

Como la redistribución de momentos está basada en el comportamiento de las estructuras dúctiles en la cercanía del colapso, para poder efectuarla deben evitarse fallas prematuras por pandeo local o lateral, y la reducción de momentos máxima depende de la capacidad de rotación de los elementos en los que aparecerían las articulaciones plásticas.

No pueden hacerse redistribuciones en vigas o columnas con secciones tipo 4, que están compuestas por elementos planos en los que la falla por pandeo local puede presentarse antes de que se alcance el momento de fluencia M_y ; además, su capacidad de rotación bajo momento constante es nula o muy pequeña. Tampoco se permite ninguna redistribución en vigas de alma abierta salvo los sistemas a base de armaduras definidos en 16.2.

1.7.2.2 Estructuras tipo 2

1.7.2.2.1 Las estructuras tipo 2 pueden usarse en elementos secundarios y se aceptan en la estructura principal si se utilizan muros, contraventeos, marcos rígidos o una combinación de ellos que junto con las losas u otros diafragmas horizontales proporcionen a la construcción en conjunto rigidez lateral adecuada y capacidad para resistir las fuerzas horizontales que puedan obrar sobre ella.

1.7.2.3 Estructuras tipo 3

1.7.2.3.1 Si se conocen las características de resistencia, rigidez y ductilidad de conexiones comprendidas entre las correspondientes a los dos tipos de estructuras mencionados arriba, esas características pueden incorporarse en el análisis y diseño, con lo que se obtienen estructuras tipo 3. Estas conexiones, “parcialmente restringidas”, pueden usarse en la estructura principal de edificios cuya altura no exceda de cuatro pisos o 12 m, o de altura mayor, si se complementan con muros, contraventeos, marcos rígidos o una combinación de ellos.

1.7.2.3.2 Las características de las conexiones parcialmente restringidas deben estar documentadas en la literatura; en caso contrario, se establecerán con métodos analíticos o experimentales que deberán ser aprobados por la Administración.

Comentario:

En la fig. C1.7.2.3.2 se muestran esquemáticamente las características de rigidez, resistencia y ductilidad de una conexión parcialmente restringida. La rigidez secante bajo cargas de servicio, $K_s = M_s/\theta_s$, donde M_s y θ_s son el momento y la rotación producidos por esas cargas, se toma como un índice de la rigidez de la conexión. Si $K_s L/EI \geq 20$, la conexión se considera completamente restringida, y si $K_s L/EI < 2$, libre, de manera que gira bajo momento nulo, donde L y EI son la longitud y la rigidez en flexión de la viga. Si la rigidez está entre esos límites, la conexión es parcialmente restringida, y sus propiedades se deben tener en cuenta en el análisis y diseño. Un caso particular se ilustra en 16.5.4.

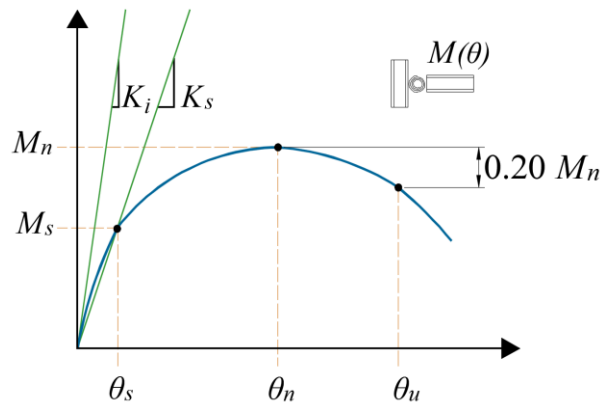


Figura C1.7.2.3.2 - Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad en la relación momento-rotación de una conexión semirrígida

1.8 Estructuras regulares o irregulares

1.8.1 Para los fines de capítulos posteriores de esta Norma, una estructura se considera regular o irregular de acuerdo con el Capítulo 5 de la NTC-Sismo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

Este capítulo contiene disposiciones generales relativas a la determinación de las propiedades geométricas de los miembros de acero estructural.

El capítulo está integrado por las secciones siguientes:

- 2.1. Determinación del área de la sección transversal
- 2.2. Relaciones ancho/grueso y pandeo local.

Comentario:

Las disposiciones que se indican en este capítulo aplican a elementos estructurales que formen parte de edificaciones, aunque existen otros sistemas estructurales donde también pueden ser aplicados.

2.1 Determinación del área de la sección transversal

2.1.1 Área total

2.1.1.1 El área total de la sección transversal, A_t , de un miembro constituido de un perfil laminado, es igual que el área completa de su sección transversal. Por su parte, el área neta, A_n , así como, el área neta efectiva, A_e , corresponden a la superficie de la sección del miembro que se obtiene al considerar reducciones en la misma debido a la presencia de perforaciones, así como de excentricidades en la transmisión de las cargas que en él se aplican o bien de las partes conectadas.

2.1.1.2 Cuando el miembro de acero es una sección armada, el área total A_t se considera igual que la suma de los productos del espesor por el ancho de todos los elementos tipo placa que componen la sección en consideración, medidos en un plano perpendicular al eje longitudinal del miembro. En el caso de secciones armadas que son el resultado de un arreglo geométrico de dos o más perfiles laminados conectados entre sí, el área total A_t , es igual que la suma de las áreas de la sección transversal de cada perfil.

2.1.2 Área neta

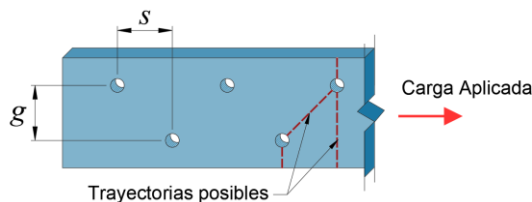
2.1.2.1 El área neta de la sección crítica, A_n , de un miembro corresponde al área con potencial fractura que considera las reducciones en la misma debido a la presencia de ranuras, muescas y agujeros. La sección crítica donde se espera la potencial fractura corresponde a la primera sección neta que atraviesa el flujo de esfuerzos por la carga aplicada. En miembros donde la conexión con otros no requiere se realicen perforaciones, el área neta, A_n , es igual que el área total de la sección, A_t . Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura no debe tenerse en cuenta el metal de aportación.

Miembros planos:

- a) En miembros tales como placas o barras en tensión o en cortante, en los cuales la sección transversal y normal al eje longitudinal disponen de uno o más agujeros, el ancho neto de la sección crítica se obtiene restando del ancho total de la sección la suma de los anchos de todos los agujeros. Cada agujero debe considerar una tolerancia del diámetro de 1.5 mm ($1/16$ pulg.) mayor que el diámetro nominal del conector para permitir su instalación; además, para algunos procedimientos de perforación, se debe considerar un daño alrededor del diámetro del agujero equivalente a 1.5 mm ($1/16$ pulg.) adicional.
- b) En aquellos miembros con dos o más agujeros dispuestos en una línea diagonal o en zigzag respecto al eje longitudinal del mismo, se deben evaluar todas las trayectorias posibles, trazadas de un extremo a otro del ancho total de la sección, cruzando por uno o varios de los agujeros disponibles. Lo anterior, permitirá determinar el ancho neto menor de la sección crítica, y que se empleará para calcular el área neta de la sección. El ancho neto correspondiente a cada una de las trayectorias propuestas, se obtiene restando del ancho total la suma de los diámetros de todos los agujeros y/o de las dimensiones de las ranuras que se encuentran sobre la trayectoria escogida, y sumando posteriormente para cada espacio entre agujeros o ranuras la cantidad $s^2/4g$, donde s es la separación longitudinal al eje longitudinal medida centro a centro entre cada dos agujeros consecutivos (paso), y g es la separación transversal medida centro a centro entre ellos (gramil).

Comentario:

Las trayectorias posibles de la sección crítica son las primeras secciones netas que atraviesa el flujo de esfuerzos por la carga aplicada.



Donde:

s = paso, separación longitudinal medida centro a centro entre agujeros.

g = gramil, separación transversal medida centro a centro entre agujeros.

Figura C2.1.2.1 - Distribución en zigzag respecto al eje de la pieza

Perfiles laminados LI, LD o armados en ángulo:

2.1.2.2 En la determinación del área neta, A_n , de miembros de secciones armadas en ángulo, es necesario transformarla en una sección plana equivalente. Para ello, el ancho total de esta sección plana equivalente se considera igual que la suma de la dimensión de las dos alas del ángulo, menos una vez el espesor de las paredes de la sección. Respecto al espesor de esta sección equivalente, su valor se considerará igual que el espesor promedio de las dos alas.

2.1.2.3 Cuando en perfiles laminados LI, LD o armados en ángulo se alojen agujeros para colocar algún conector, la distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas será igual que la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos una vez el espesor del ángulo.

2.1.2.4 Cuando en perfiles laminados LI, LD o armados en ángulo se tengan dos o más agujeros dispuestos en una línea diagonal o en zigzag respecto al eje longitudinal, se aplicará lo dispuesto en el inciso b), para miembros planos. La distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas será igual que la suma de los dos gramiles, menos una vez el espesor del perfil.

Perfiles de sección hueca laminados o armados en cajón:

2.1.2.5 En miembros de perfiles de sección hueca OR y OC, o armada en cajón, que son ranurados o soldados para acoplarle una placa de conexión, el área neta, A_n , se determinará como el área total de la sección menos el área del material que se retira de la misma para hacer la ranura, y que será obtenida como el producto del espesor de las paredes de la sección por el ancho total de la ranura.

Perfiles armados:

2.1.2.6 En miembros de secciones armadas elaborados al acoplar dos o más placas, el área neta, A_n , se obtiene sumando el producto del espesor y el ancho neto de cada una de las partes planas que forman la sección armada.

2.1.2.7 En miembros de secciones armadas fabricados de la combinación de placas y perfiles laminados IR, LI, LD, CE, TR u otros, el área neta, A_n , se obtiene como la suma de las áreas netas de cada una de las partes que constituyen la sección armada.

2.1.3 Área neta efectiva

2.1.3.1 El área neta efectiva, A_e , se determina multiplicando el área neta A_n , por un factor U de reducción del área. El factor U toma en cuenta la distribución no uniforme del esfuerzo. Así entonces, el área neta efectiva de la sección transversal de un miembro se calcula tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- Cuando la carga se transmite directamente por medio de tornillos o soldaduras a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro y en proporción a sus áreas transversales, el área neta efectiva A_e es igual que el área neta A_n .

- b) Cuando la carga se transmite por medio de tornillos colocados en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual que:

$$A_e = UA_n \tag{2.1.3.1}$$

2.1.3.2 Si la carga se transmite con soldaduras colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual que:

$$A_e = UA_t \tag{2.1.3.2}$$

U es un coeficiente de reducción del área, cuyos valores se presentan en la tabla 2.1.3.2.

Comentario:

Si un miembro de acero de un perfil laminado o de una sección armada, que no sea una barra o una placa plana, que forma parte del sistema estructural de una edificación se somete a fuerzas axiales, cuando no se encuentran conectadas las diversas partes que conforman la sección del miembro; entonces la fuerza aplicada y por ende los esfuerzos desarrollados en el mismo, no se transfieren uniformemente a través de su sección transversal, generándose una región de transición en la que se combinan esfuerzos normales debidos por la fuerza axial y esfuerzos cortantes ocasionados por la distribución no uniforme de los esfuerzos, condición que se denomina retraso del cortante.

En la medida que la longitud de conexión "l" se incremente, el efecto del cortante diferido disminuye. Este concepto está expresado empíricamente por la ecuación para determinar U. La resistencia estimada utilizando las expresiones para calcular el área efectiva ha sido correlacionada con los resultados de ensayos de aproximadamente 1 000 especímenes de conexiones con pernos y remaches con una banda de dispersión del ±10 por ciento (Munse y Chesson, 1963).

Tabla 2.1.3.2 - Factores de reducción del área neta en conexiones de miembros en tensión

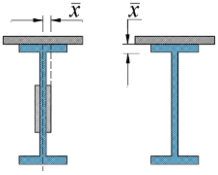
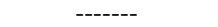
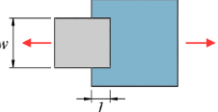
Caso	Descripción del elemento	Factor <i>U</i>	Ejemplo
1	Todos los miembros en los que la fuerza se transmite directamente, con tornillos o soldadura, a cada uno de los elementos que forman su sección transversal (excepto en los casos 3, 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	-----
2	Todos los miembros en tensión, excepto placas y secciones huecas OC y OR, en los que la fuerza se transmite, con tornillos o soldaduras longitudinales, a algunos, pero no todos los elementos planos que forman su sección transversal. En secciones IR, HR, IS o TR pueden usarse como alternativa el caso 7, y en ángulos LI o LD el caso 8	$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	Todos los miembros en tensión en los que la fuerza se transmite, con soldaduras transversales, a algunos, pero no todos, los elementos planos que forman su sección transversal	$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente}$	----- 
4	Placas en las que toda la fuerza de tensión se transmite con solo soldaduras longitudinales	$l \geq 2w$ $U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w$ $U = 0.87$ $1.5w > l \geq w$ $U = 0.75$	

Tabla 2.1.3.2 - Factores de reducción del área neta en conexiones de miembros en tensión (continuación)

Caso	Descripción del elemento		Factor U	Ejemplo
5	Secciones OC con una placa de conexión concéntrica		$l \geq 1.3D \quad U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \quad U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Secciones OR	Con una sola placa de conexión concéntrica	$l \geq H \quad U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		Con dos placas de conexión laterales	$l \geq H \quad U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles IR, HR, IS o TR. Se puede calcular U como en el caso 2 y utilizar el valor mayor	Con patines conectados con tres o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	$b_p \geq 2/3d \quad U = 0.90$ $b_p < 2/3d \quad U = 0.85$	-----
		Con alma conectada con cuatro o más tornillos en la dirección de la fuerza	$U = 0.70$	-----
8	Ángulos LI o LD sencillos o dobles. Se puede calcular U como en el caso 2 y utilizar el valor mayor	Con cuatro o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	$U = 0.80$	-----
		Con dos o tres tornillos por línea en la dirección de la fuerza	$U = 0.60$	-----

b_p = ancho total del patín, d = peralte de la sección, l = longitud de la conexión, w = ancho de placa, \bar{x} = excentricidad de la conexión, B = ancho total de un miembro OR, medido perpendicularmente al plano de la conexión, D = diámetro exterior de un miembro OC, H = peralte total de un miembro OR medido en el plano de la conexión.

Comentario:

Para un perfil y configuración de miembros conectados cualquiera, \bar{x} es la distancia perpendicular desde el plano de conexión o cara del miembro hasta el centroide de la sección del miembro que resiste la fuerza de conexión. La longitud l es una función del número de filas de sujetadores o la longitud de la soldadura y se define como la distancia paralela a la línea de fuerza, entre la primera y la última fila de sujetadores en una línea para conexiones atornilladas. Para determinar el valor de l , se usa la línea con el máximo número de pernos en la conexión.

Para conexiones soldadas, "l" es la longitud de la soldadura paralela a la línea de fuerza. En los casos con soldaduras con longitudes distintas debe usarse la longitud promedio.

En conexiones en los extremos de perfiles tubulares sometidas a tensión, conectadas con soldadura alrededor del perímetro del perfil tubular, no existe cortante diferido o reducción en el área bruta dado que todas las partes están conectadas.

2.1.4 Placas unión

2.1.4.1 El diseño de placas que forman parte de juntas soldadas o atornilladas, sometidas a tensión, tales como placas laterales en juntas a tope y placas de nudo en armaduras, se hará de conformidad con 11.4.1.

2.2 Relaciones ancho/grueso y pandeo local

2.2.1 Clasificación de la sección

Comentario:

Los elementos que componen las secciones se clasifican a partir de los límites establecidos en la tabla 2.2.1.2.6.a y 2.2.1.2.6.b, que definen el límite de compresión para evitar el pandeo local en elementos en compresión pura y en elementos comprimidos producto de la flexión. Los elementos en compresión se clasifican en secciones esbeltas o no esbeltas (tipo 4) únicamente dado que no se requiere capacidad de rotación; mientras que los elementos sujetos a flexión se clasifican en secciones esbeltas (tipo 4), no compactas (tipo 3), compactas de ductilidad media (tipo 2), y compactas de ductilidad alta (tipo 1).

2.2.1.1 Miembros en compresión axial

2.2.1.1.1 Las secciones transversales de los miembros estructurales comprimidos se clasifican en no-esbeltas y esbeltas, en función de las relaciones ancho/espesor máximas de los elementos planos que las componen. Si esas relaciones no exceden los valores indicados en la tabla 2.2.1.2.6.a la sección es no-esbelta; en caso contrario es esbelta.

2.2.1.1.2 En la tabla 2.2.1.2.6.a se indican las características geométricas de los diversos tipos de secciones.

2.2.1.2 Miembros en flexión

2.2.1.2.1 Se clasifican en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/espesor máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión debida a flexión o en flexocompresión, de acuerdo con las condiciones que se especifican en la tabla 2.2.1.2.6.b.

2.2.1.2.2 Las secciones tipo 1 o de ductilidad alta ($\lambda = b/t < \lambda_{pl}$) son secciones para diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q de 4.

2.2.1.2.3 Las secciones tipo 2 o de ductilidad media ($\lambda_{pl} < \lambda = b/t < \lambda_r$) son secciones compactas, para diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q de 2 o 3.

2.2.1.2.4 Las secciones tipo 3 son secciones no-compactas ($\lambda_r < \lambda = b/t < \lambda_r$).

2.2.1.2.5 Las secciones tipo 4 son secciones esbeltas ($\lambda_r < \lambda = b/t$).

Comentario:

Las secciones tipo 1 pueden alcanzar el momento plástico en vigas y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura y para desarrollar las ductilidades requeridas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas con factor de comportamiento sísmico alto.

Las secciones tipo 2 pueden alcanzar el momento plástico como las secciones tipo 1, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas, y en zonas sísmicas, con factores de comportamiento sísmico bajo y medio.

Las secciones tipo 3 pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en vigas, o ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica.

Las secciones tipo 4 tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

Las secciones que cumplen λ_{pl} para diseño plástico son capaces de desarrollar una distribución de esfuerzos completamente plástica y poseen una capacidad de rotación de aproximadamente de tres antes del inicio del pandeo local, por lo que alcanzan el momento plástico M_p y lo mantienen para que se formen las articulaciones plásticas en otras secciones. Las secciones compactas desarrollan fluencia de los elementos comprimidos antes que ocurra el pandeo local, esto es alcanzan M_p pero no son capaces de mantenerlo. Las secciones no compactas alcanzan el momento M_y y las esbeltas tienen pandeo local antes de alcanzar el momento M_y .

2.2.1.2.6 En la tabla 2.2.1.2.6.b se indican las características geométricas y los ejes de flexión para los diversos tipos de sección.

Comentario:

En la fig. C2.2.1.2.6 se muestran, de manera esquemática, las relaciones momento-curvatura (o momento-rotación) para vigas con secciones de los cuatro tipos. La curva designada "comportamiento ideal" representa la respuesta más favorable posible. En ella, el momento resistente alcanzaría el valor M_p (la sección transversal crítica se plastifica por completo) y crecería después, ligeramente, al aumentar las deformaciones, por el endurecimiento por deformación del material. Si el momento resistente plástico, M_p , se mantiene durante deformaciones inelásticas relativamente grandes, la sección es tipo 1, que permite la redistribución de momentos en la estructura necesaria para que alcance la resistencia prevista por la teoría plástica y pueda utilizarse en diseño sísmico con factores Q de 4. Las secciones tipo 2 alcanzan el momento plástico y lo superan ligeramente, pero su capacidad de deformación inelástica es limitada; sin embargo, son útiles para diseño plástico en la mayoría de las estructuras y para diseño sísmico con Q de 2 y 3. Las tipo 3 desarrollan una resistencia igual que al momento de fluencia, M_y (el esfuerzo en las fibras extremas es F_y ; el resto de la sección se mantiene en el intervalo elástico), y las tipo 4 se pandean localmente bajo esfuerzos que pueden ser mucho menores que el de fluencia.

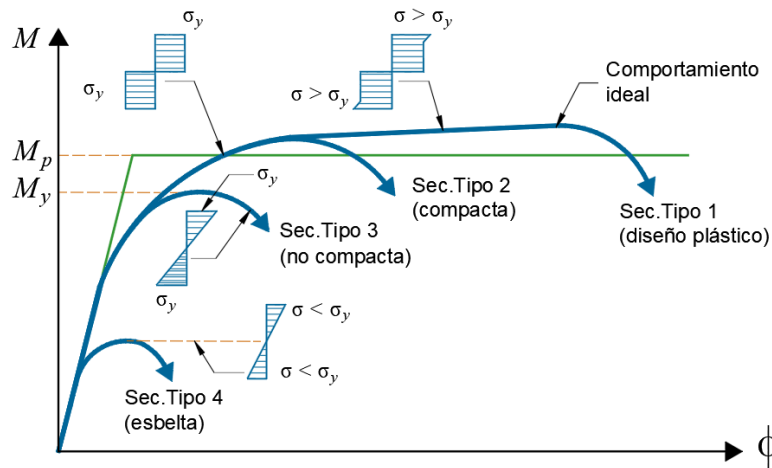


Figura C2.2.1.2.6 - Relaciones momento-curvatura (o momento-rotación) en vigas

El factor k_c , de la tabla 2.2.1.2.6.a, considera la interacción del patín y del alma durante el pandeo local (Johnson, 1985). Cuando los elementos no cumplan con los límites de la tabla 2.2.1.2.6.a, deben diseñarse como elementos esbeltos en compresión y serán sujetos a reducciones en el cálculo de su capacidad por pandeo local. El factor k_c es el mismo en elementos sujetos a compresión y a flexión, debido a que la interacción patín – alma en compresión axial y en flexión es similar. El límite máximo de 0.76 corresponde a una relación $h/t = 27.5$ que se usa como resistencia al pandeo local en secciones IS.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 2.2.1.2.6.a - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor. Elementos que forman parte de miembros en compresión pura.

	Descripción del elemento	λ	$\lambda_r^{[1]}$ Sección tipo 1, 2 o 3	Ejemplos
Elementos no atiesados ^[3]	Patines de secciones IR o HR laminadas, placas que sobresalen de esas secciones, alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente, patines de CE y TR	b/t o b/t_p	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones armadas IS formadas por placas soldadas, placas o alas de ángulos que sobresalen de ellas, atiesadores	b/t o b/t_p	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^[2]	
	Alas de ángulos sencillos o de ángulos dobles con separadores, elementos soportados a lo largo de uno solo de sus bordes longitudinales	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de TR	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos atiesados ^[3]	Almas de secciones IR o HR con dos ejes de simetría y de canales CE	h/t_a	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de espesor uniforme de secciones OR y en cajón	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubreplacas en los patines, placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Todos los elementos atiesados restantes	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Secciones OC	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

^[1] λ_r es la relación que separa los elementos *no-esbeltos* de los *esbeltos*.

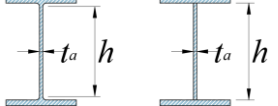
^[2] $k_c = 4/\sqrt{h/t_a}$, pero no menor que 0.39 ni mayor que 0.76.

^[3] Para la definición de elementos no atiesados y atiesados ver en 2.2.3.1 y 2.2.3.2.

Tabla 2.2.1.2.6.b - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor. Elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión.

	Descripción del elemento	λ	λ_{pl} Seccion tipo 1	λ_p Seccion tipo 2	λ_r Seccion tipo 3	Ejemplos
Elementos no atiesados [c]	Patines de perfiles laminados IR, HR, CE y TR	b / t_p	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones armadas IS con dos o un eje de simetría	b / t_p		$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	Alas de ángulos sencillos LI o LD	b / t		$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de perfiles IR, HR y CE con flexión en eje de menor inercia	b / t_p		$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones TR	d / t_a	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos atiesados [c]	Almas de perfiles laminados IR, HR y CE	h / t_a	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones armadas IS con un eje de simetría	h_c / t_a		$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09 \right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones huecas OR y cajón	b / t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubreplacas en los patines y diafragmas entre líneas de tornillos o soldaduras	b / t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones huecas OR y cajón	h / t		$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Secciones huecas circulares OC	D / t	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

Tabla 2.2.1.2.6.b - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor. Elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión. (continuación)

Descripción del elemento	λ	λ_{pl} Sección tipo 1	λ_p Sección tipo 2	λ_r Sección tipo 3	Ejemplos
Almas en flexocompresión	h / t_a	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.4 \frac{P_u}{F_R P_y} \right)$	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.6 \frac{P_u}{F_R P_y} \right)$	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{F_R P_y} \right)$	

^[a]Ver nota (2) de la tabla 2.2.1.2.6.a.

^[b] $F_L = 0.7 F_y$ para flexión alrededor del eje de mayor inercia de secciones armadas IS formadas por placas soldadas, con alma compacta o no-compacta, y $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$. $F_L = F_y S_{xt} / S_{xc} > 0.5 F_y$ para secciones iguales a las anteriores, con $S_{xt} / S_{xc} < 0.7$. F_L = esfuerzo de flexión del patín en compresión; S_{xt} y S_{xc} = módulos elásticos de la sección, referidos a los patines en compresión y tensión, respectivamente, considerados con respecto al eje X.

^[c]Ver nota (3) de la tabla 2.2.1.2.6.a.

CG = centro de gravedad; ENP = eje neutro plástico; h_c = dos veces la distancia desde el CG a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines; h_p = dos veces la distancia desde el ENP a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines.

Comentario:

Con el propósito de facilitar la aplicación de estos criterios, se incluyeron ilustraciones en las tablas 2.2.1.2.6.a y 2.2.1.2.6.b para identificar los elementos planos atiesados y no atiesados que se discuten en las siguientes secciones. Se denominan elemento no atiesado a aquel que está restringido en un solo borde extremo (e.g. patín de una sección CE) y elemento atiesado a aquel que está restringidos en sus dos bordes extremos (e.g. alma de una sección IR o patín de una sección OR).

2.2.2 Relaciones ancho/espesor máximas

2.2.2.1 Si la placa forma parte de un miembro en compresión pura, y su relación ancho-espesor no excede el límite indicado en la tabla 2.2.1.2.6.a, es un elemento no-esbelto; si la excede, es esbelto.

2.2.2.2 Si el miembro trabaja en flexión o flexocompresión, las relaciones ancho/espesor de los elementos planos de los tipos definidos arriba no deben exceder los valores de la tabla 2.2.1.2.6.b, lo que asegura que las secciones de los tipos 1 a 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local. Las secciones en las cuales se exceden estos límites correspondientes son tipo 4, y deberán diseñarse considerando el pandeo local como se indica en 2.2.5.

2.2.2.3 Para que una sección clasifique en uno de los tipos, todos los elementos planos que la componen deben satisfacer las relaciones ancho/espesor propias de ese tipo.

2.2.2.4 En las secciones tipo 1 o 2 formadas por placas soldadas los patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua.

Comentario:

En el caso de elementos que formen parte de estructuras en zonas de alta sismicidad se deben cumplir los límites establecidos en la tabla 16.1.8.1 en el Capítulo 16 de esta Norma, que son más estrictos que los indicados en la tabla anterior.

2.2.3 Ancho

2.2.3.1 Elementos planos no atiesados

2.2.3.1.1 Son elementos planos no atiesados los que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho b o d se toma igual que:

- En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras o tornillos
- En alas de ángulos LI o LD, patines de canales CE y zetas, la dimensión nominal total
- En almas de tés TR, el peralte nominal total

- d) En patines de secciones IR, HR, IS y TR la mitad de la dimensión nominal total
- e) En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.

1.1.1.1 Elementos planos atiesados

2.2.3.2.1 Son elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho h , h_c o b se toma igual que:

- a) En almas de secciones laminadas, h es la distancia libre entre patines menos los radios de las curvas de unión con ellos; en secciones asimétricas h_c es el doble de la distancia del centro de gravedad a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines
- b) En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, el ancho b es la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras o tornillos
- c) En patines de secciones OR, b es la distancia libre entre almas, y h la distancia libre entre patines, en ambos casos menos los radios de las dos curvas de unión. Si no se conocen los radios, las distancias libres menos tres veces el espesor de las paredes
- d) En almas de secciones armadas formadas por placas, IS o en cajón, h es la distancia entre líneas adyacentes de tornillos o, en secciones soldadas, la distancia libre entre patines
- e) En almas de secciones de lámina delgada laminadas en caliente o dobladas en frío, h es la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte.

Comentario:

Existen límites más estrictos para secciones OR sometidas a flexión en el capítulo 16 (tabla 16.1.8.1) que están especificadas para el diseño en zonas de alta sismicidad. Estos límites están basados en resultados de investigaciones que demostraron que las secciones OR sujetas a carga axial reversible reportaron una fractura importante a los pocos ciclos de ocurrir el pandeo local. Estos resultados se confirmaron por Sherman (1976), donde las secciones OR eran capaces de soportar 500 ciclos cuando no ocurría pandeo local, pero la falla ocurría a menos de 40 ciclos si ocurría.

2.2.4 Espesor

2.2.4.1 En elementos de espesor uniforme, es igual que el valor nominal. En patines de espesor variable se toma el espesor nominal medido a la mitad de la distancia entre el borde y la cara del alma.

2.2.5 Secciones tipo 4

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos comprimidos de relación ancho/espesor mayor que el límite λ_r de las tablas 2.2.1.2.6.a y 2.2.1.2.6.b, deben utilizarse anchos efectivos reducidos b_e , que se calculan como se indica a continuación.

2.2.5.1 Elementos planos atiesados

2.2.5.1.1 Los anchos efectivos, b_e , de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente, se determinan con las expresiones:

$$b_e = b \text{ si } \lambda_a \leq 0.673 \quad (2.2.5.1.1.a)$$

$$b_e = \rho b \text{ si } \lambda_a > 0.673 \quad (2.2.5.1.1.b)$$

$$\rho = (1 - 0.22 / \lambda_a) / \lambda_a \quad (2.2.5.1.1.c)$$

$$\lambda_a = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (2.2.5.1.1.d)$$

- b ancho total del elemento plano
 t espesor del elemento plano
 k coeficiente de pandeo de placas igual a 4.0 para elementos atiesados soportados por un alma en cada borde longitudinal

2.2.5.1.2 Para placas que formen parte de miembros en compresión, f se toma igual que el esfuerzo nominal en compresión, F_n (ver sección 6.3)

2.2.5.2 Anchos efectivos de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente

2.2.5.2.1 Los anchos efectivos, b_e , de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente se determinan con las ecs. 2.2.5.1.1.a, a 2.2.5.1.1.d, haciendo $k = 0.43$ en la ec. 2.2.5.1.1.d.

Comentario:

La deducción de las ecs. 2.2.5.1.1.a, a 2.2.5.1.1.d se pueden consultar en Winter (1947), Peköz (1986) y De Buen (2000).

2.2.6 Secciones circulares huecas

2.2.6.1 En secciones circulares huecas la relación ancho/espesor se sustituye por el cociente del diámetro exterior entre el espesor de la pared.

2.2.6.2 En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de secciones circulares huecas de pared delgada comprimida, y con relación diámetro/espesor, D/t , mayor que el límite λ_r de las tablas 2.2.1.2.6, pero que no excede de $0.45E/F_y$, debe utilizarse un área efectiva, A_e , que se calcula con la ec.:

$$A_e = \left(\frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \right) A \leq A \quad (2.2.6.2)$$

- D diámetro exterior de la sección
 t espesor de la pared
 A área total, no reducida, de la sección transversal

Comentario:

Los límites diámetro/espesor de la tabla para las secciones circulares en flexión está basada en Sherman (1976); Sherman y Tenavde (1984). Igualmente, la relación D/t debe estar limitada a $0.45E/F_y$ para cualquier sección circular. Cuando no se cumple este límite, la resistencia al pandeo local disminuye rápidamente y hace impráctico el uso de estas secciones.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

Este capítulo presenta las disposiciones mínimas que deben considerarse en el análisis y diseño por estabilidad de miembros y sistemas de acero estructural.

Está integrado por las siguientes secciones:

- 3.1 Disposiciones generales
- 3.2 Rigidez lateral
- 3.3 Efectos de esbeltez de conjunto
- 3.4 Métodos para el análisis por estabilidad
- 3.5 Método de análisis directo
- 3.6 Método de la longitud efectiva
- 3.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden.

3.1 Disposiciones generales

3.1.1 Tanto la estructura completa, como cada uno de los miembros que la componen, deben ser capaces de resistir las acciones de diseño que actúan en ellos de manera estable.

3.1.2 Se deben incluir los efectos siguientes para determinar la influencia de la estabilidad:

- a) Deformaciones axiales, en flexión, torsión y cortante, de todos los miembros, así como cualquier otra deformación que contribuya a los desplazamientos de la estructura
- b) Efectos de segundo orden, $P\Delta$ y $P\delta$
- c) Imperfecciones geométricas
- d) Reducciones de rigidez debidas a inelasticidad
- e) Incertidumbres en los valores de rigideces y resistencias.

3.1.3 Los efectos que dependen de las cargas se calculan para todas las combinaciones de acciones de diseño.

Comentario:

Los efectos $P\Delta$ son los que producen las cargas verticales al actuar sobre la estructura desplazada lateralmente (son efectos de conjunto en toda la estructura o en cada uno de sus entrepisos), y los $P\delta$ los ocasionados por las cargas, originalmente axiales, cuando actúan sobre el miembro deformado entre sus extremos (son individuales en cada columna).

Se permite el empleo de cualquier método racional de análisis y diseño que considere todos los efectos listados arriba. Los métodos mencionados en 3.4 satisfacen esa condición.

En estructuras diseñadas utilizando un análisis inelástico se cumplirán los requisitos del Capítulo 4 además de los requisitos definidos en 1.7.2.1.

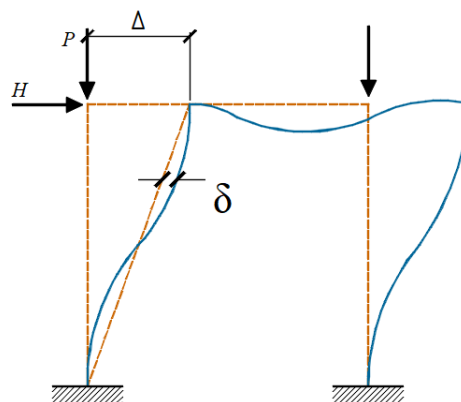


Figura C3.1.3 - Definición de los efectos $P\Delta$ y $P\delta$

3.2 Rigidez lateral

3.2.1 Estructuras con rigidez lateral adicional

3.2.1.1 El sistema vertical de contraventeo de una construcción, debe ser adecuado para:

- a) Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño
- b) Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales del sistema y las deformaciones entre los extremos de las columnas (efectos $P\Delta$ y $P\delta$), bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

3.2.1.2 Si el edificio está provisto de muros de cortante ligados a los marcos rígidos por medio de losas de concreto u otros sistemas de piso de rigidez y resistencia adecuadas, como los compuestos por un sistema de diagonales y montantes horizontales de acero, esos muros de cortante o marcos contraventeados forman parte del sistema vertical de contraventeo.

3.2.1.3 Si hay columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto, por la forma en que están ligadas a los demás miembros estructurales, el efecto desestabilizador de las cargas verticales que actúan sobre ellas se toma en cuenta al diseñar las columnas de los marcos, rígidos o contraventeados, y de los muros de cortante, que proporcionan la rigidez lateral.

3.2.1.4 Las vigas que forman parte de marcos contraventeados se diseñan como miembros flexocomprimidos, incluyendo las fuerzas de compresión axial originadas por las cargas horizontales.

Comentario:

Para diseñar las estructuras, se han dividido tradicionalmente en dos grupos que se han designado "rigidizadas" y "no rigidizadas"; sin embargo, en el diseño no importa que haya, o no, miembros que aporten rigidez lateral, como diagonales de acero o muros de cortante, sino la rigidez lateral de la estructura, que puede ser propia o auxiliada, al menos en parte, por miembros como los mencionados. En lo que sigue, las estructuras se definen de acuerdo con la forma en que obtienen su rigidez lateral, aunque en ocasiones se conservan los términos tradicionales: "contraventeadas" y "no contraventeadas".

3.2.2 Estructuras con rigidez lateral propia

3.2.2.1 La resistencia de los marcos que forman parte de edificios sin contraventeo ni muros de cortante se determina con un análisis racional que debe incluir los efectos producidos por los desplazamientos laterales de los niveles del sistema y las deformaciones entre los extremos de las columnas (efectos $P\Delta$ y $P\delta$), y por la deformación axial de las mismas.

Comentario:

Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de éstas y las fuerzas horizontales de diseño.

3.2.2.2 Cuando hay columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto, por la forma en que están ligadas a los demás miembros estructurales, el efecto desestabilizador de las cargas verticales que actúan sobre ellas se toma en cuenta al diseñar las columnas de los marcos rígidos que proporcionan la rigidez lateral.

3.2.2.3 Una estructura sin muros de rigidez ni contraventeos puede tener rigidez propia suficiente para que los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales de sus niveles sean despreciables.

3.3 Efectos de esbeltez de conjunto

3.3.1 Relación de esbeltez

3.3.1.1 La relación de esbeltez L_c/r de los miembros comprimidos axialmente se determina con la longitud efectiva, L_c , y el radio de giro, r , correspondiente del miembro estructural. La longitud efectiva, L_c , del miembro comprimido se debe determinar con un análisis de pandeo o carga crítica, o alternativamente, multiplicando la longitud libre, L , del miembro comprimido entre secciones soportadas lateralmente por el factor de longitud efectiva, K , que se calcula como se indica en 3.6.3. Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que K , L_c , y r , o cualquiera de esas cantidades, pueden tener varios valores diferentes en un mismo miembro, dependiendo del eje de las

secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones de apoyo en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente.

Comentario:

Los efectos de esbeltez producidos por los desplazamientos laterales de los niveles de un edificio pueden ser significativos en unos entresijos y en otros no. El comportamiento puede cambiar también de una a otra dirección de análisis.

3.3.1.2 La relación de esbeltez L_c/r de miembros en tensión se determina con su longitud libre L .

3.3.2 Relación de esbeltez máxima

3.3.2.1 La relación de esbeltez L_c/r de miembros en compresión no debe ser mayor que 200.

Comentario:

Los miembros estructurales con relaciones de esbeltez mayores que 100, para miembros en compresión, son muy poco eficientes, esto es, se requiere de mucha área para obtener resistencias bajas, por lo que no es recomendable.

3.3.2.2 La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales, ni de 300 en contraventeos y miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones.

3.3.2.3 Si el miembro en tensión es una varilla, no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensarlo para evitar vibraciones o deformaciones y desplazamientos excesivos.

Comentario:

Es importante garantizar que los miembros en tensión con esbelteces grandes (mayores que 200) queden permanentemente pretensados, dado que de lo contrario no cumplirían con la función para la cual fueron diseñados.

3.3.3 Índice de estabilidad

3.3.3.1 El índice de estabilidad de un entresijo, I , se calcula con la expresión:

$$I = \frac{\Sigma P_u Q R \Delta_{OH}}{L \Sigma H} \quad (3.3.3.1)$$

ΣP_u	fuerza vertical de diseño en el entresijo en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el o los factores de carga correspondientes); incluye cargas muertas y vivas
Q	factor de comportamiento sísmico, definido en la NTC-Sismo. Cuando las fuerzas laterales accidentales sean producidas por viento, se tomará $Q = 1.0$
Δ_{OH}	desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entresijo en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas horizontales ΣH , calculadas con las rigideces utilizadas en el análisis (reducidas como se indica en 3.5.2.2 cuando se usa el método de análisis directo). Si Δ_{OH} no es el mismo en todos los puntos del entresijo (por ejemplo, por efectos de torsión), se toma el desplazamiento de entresijo promedio o, como una alternativa, el máximo
ΣH	suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entresijo en consideración (fuerza cortante de diseño en el entresijo, en la dirección que se está analizando). El cociente $\Sigma H/\Delta_{OH}$ es la rigidez lateral del entresijo.
L	altura del entresijo
R	factor de reducción por sobrerresistencia

3.3.3.2 En el cálculo de los desplazamientos se toma en cuenta la rigidez de todos los miembros que forman parte integrante de la estructura incluyendo, cuando los haya, muros de rigidez y contravientos.

Comentario:

Al tener que cumplir con las distorsiones de entrepiso máximas, definidas en la NTC-Sismo, el índice de inestabilidad tiende a valores bajos, comprendidos en el intervalo de 0.1 a 0.2, o bien, valores de **K** de 1.1 a 1.4, aproximadamente. La deducción de la ec. 3.3.3.1 contempla estructuras regulares sin efectos de torsión, y con un sistema de piso que uniformiza el desplazamiento lateral (De Buen, 1993), por lo que tiene limitaciones para estructuras irregulares.

3.4 Métodos para el análisis por estabilidad

3.4.1 Se deberán diseñar las estructuras considerando los efectos de estabilidad utilizando el método de análisis directo o el método de longitud efectiva. La tabla 3.4.1 resume los requisitos del método de análisis directo que se describe en 3.5, y del método de longitud efectiva descrito en 3.6.

Tabla 3.4.1 - Requisitos de los métodos para el análisis por estabilidad

Requisitos	Métodos	
	Longitud efectiva	Análisis directo
Tipo de análisis	Elástico de segundo orden ^[1]	Elástico de segundo orden ^[1]
Carga ficticia ^[2]	$N_i = 0.003 W_i$ (o $\Delta_o = 0.003L$)	$N_i = 0.003 W_i$ (o $\Delta_o = 0.003L$)
Rigidez efectiva	Nominal $EI^* = EI$ $EA^* = EA$	0.8 Nominal: $EI^* = 0.8 EI$ $EA^* = 0.8 EA$
Resistencia axial	R_c con L_c ($L_c = KL$) ^[3]	R_c con L ($K=1$)
Limitaciones	$I \leq 0.3$	Ninguna

^[1] Puede realizarse con un método aproximado, iterativo o matricial.

^[2] Carga ficticia solo se requiere en combinaciones con cargas de gravedad; no se requieren en combinaciones que incluya una carga accidental.

^[3] Se permite $K = 1$ cuando el factor $I \leq 0.08$

Comentario:

En versiones anteriores de esta Norma se utilizaban ecuaciones de diseño basadas en los resultados de análisis elásticos de primer orden ante la complejidad (por la falta de herramientas adecuadas) de realizar análisis de segundo orden; en esta versión de la Norma se requiere que los análisis sean de segundo orden utilizando algún método aproximado, iterativo o matricial. En el método de la longitud efectiva, que se propuso inicialmente y se conserva con algunos cambios, se considera en el diseño el factor **K**, que se obtiene con un análisis de pandeo o por medio de nomogramas o fórmulas aproximadas. El método de análisis directo, en contraste, se ha calibrado reduciendo las rigideces para que los efectos de segundo orden e inelasticidad en los momentos flexionantes y en la carga axial se tomen en cuenta directamente en la etapa del análisis, de tal forma que ya no es necesario incluirlos en el diseño (i.e. $K = 1$). En ambos métodos se consideran factores para incluir las imperfecciones iniciales y la no linealidad geométrica y del material, los cuales tienen como objetivo que los resultados se aproximen a los obtenidos con rigurosos análisis inelásticos de segundo orden. Existen diversos estudios que comparan la precisión de estos dos métodos de diseño por estabilidad (i.e., longitud efectiva y análisis directo) respecto a un diseño de segundo orden no lineal riguroso en diferentes estructuras de acero (e.g. AISC-SSRC, 2003; Maleck y White, 2003; Surovek et al. 2005; Perea et al., 2013) y estructuras compuestas (e.g. Denavit et al., 2016).

3.5 Método de análisis directo

Las acciones y las resistencias de diseño se calculan, respectivamente, de acuerdo con 3.5.1 y 3.5.3. El método puede utilizarse para todas las estructuras.

3.5.1 Acciones de diseño

3.5.1.1 Las acciones de diseño de los componentes de la estructura se determinan con un análisis acorde con 3.5.2, que incluye imperfecciones iniciales (véase 3.5.2.1) y ajustes de las rigideces (véase 3.5.2.2).

3.5.2 Requisitos generales para el análisis

El análisis de la estructura tiene que satisfacer los requisitos siguientes:

- a) Debe considerar las deformaciones por flexión, cortante y fuerza axial de todos los miembros, de las conexiones y de cualquier otro componente, que contribuyan a los desplazamientos de la estructura. El análisis incluirá reducciones en todas las rigideces que se considere que proporcionan estabilidad a la estructura como se especifica en 3.5.2.2.1
- b) El análisis debe ser de segundo orden, con efectos $P\Delta$ y $P\delta$, pero se permite despreciar el efecto $P\delta$ en la respuesta de estructuras regulares cuando se satisfacen las condiciones siguientes:
 - 1) La estructura soporta la mayor parte de las cargas gravitacionales con columnas, muros o marcos verticales nominalmente
 - 2) El índice de estabilidad I (ec. 3.3.3.1), en todos los niveles, es igual o menor que 0.08

3.5.2.2 El efecto $P\delta$ puede incluirse en el análisis o considerarse al diseñar, por separado, los miembros flexocomprimidos.

Comentario:

Si se cumplen las condiciones indicadas, se puede hacer un análisis $P\Delta$ de segundo orden (despreciando los efectos $P\delta$ en la respuesta de la estructura). El efecto $P\delta$ se toma en cuenta en el diseño con el factor B_1 definido en 3.7.2, ec. 3.7.2.8.a. El análisis de segundo orden puede hacerse con un programa de computadora que incluya, al menos, el efecto $P\Delta$ (el $P\delta$ se incluye en el diseño de cada columna), o multiplicando los momentos de primer orden por los factores B_1 y B_2 de 3.7.2, ecs. 3.7.2.8.a, a 3.7.2.8.c.

- c) Deben considerarse todas las cargas gravitacionales y de cualquier otro tipo que puedan influir en la estabilidad de la estructura.

Comentario:

El análisis se hace con todas las cargas gravitacionales, incluyendo las que actúan sobre columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto. Estas columnas pueden estar articuladas en los dos extremos, de manera que resisten cargas verticales, pero carecen de rigidez lateral.

3.5.2.1 Imperfecciones iniciales

3.5.2.1.1 El efecto de las imperfecciones iniciales sobre la estabilidad de la estructura se toma en cuenta de alguna de las maneras siguientes:

- a) Modelándolas directamente en el análisis, ver 3.5.2.1(a)
- b) Aplicando fuerzas laterales ficticias, ver 3.5.2.1(b).

Comentario:

Las imperfecciones consideradas en esta sección son defectos en la posición de los puntos de intersección de los miembros. En estructuras típicas para edificios, la imperfección más importante de este tipo es la falta de alineación vertical de las columnas. En esta sección no se incluye que los miembros no sean rectos inicialmente, porque se toma en cuenta en la Norma para diseño de miembros comprimidos del Capítulo 6, y no se consideran explícitamente en el análisis mientras están dentro de los límites especificados en el código de prácticas aplicable.

3.5.2.1(a) El efecto de las imperfecciones iniciales sobre la estabilidad de la estructura se toma en cuenta de alguna de las maneras siguientes:

3.5.2.1.2 En todos los casos se permite incluir las imperfecciones iniciales directamente en el análisis. La estructura se analiza con los puntos de intersección de los miembros desplazados de sus posiciones teóricas, con las cantidades indicadas en el código de prácticas aplicable y el patrón que produzca el mayor efecto desestabilizador.

Comentario:

La magnitud de los desplazamientos laterales iniciales se basa en las tolerancias de construcción permisibles, especificadas en el código de prácticas generales del IMCA. Se pueden considerar desplazamientos laterales diferentes si se conocen las imperfecciones reales en la estructura.

3.5.2.1.3 En el análisis de estructuras regulares que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos, nominalmente verticales, en las que el índice de estabilidad I no excede de 0.08 en ningún entrepiso, con rigideces ajustadas de conformidad con 3.5.2.2, se permite incluir las imperfecciones iniciales sólo en las combinaciones con cargas gravitacionales, pero no se requieren incluirlas en combinaciones que incluyan una carga accidental.

3.5.2.1.(b) Empleo de fuerzas laterales ficticias para representar las imperfecciones iniciales.

3.5.2.1.4 En estructuras que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos, nominalmente verticales, se permite representar los efectos de las imperfecciones iniciales por medio de fuerzas laterales ficticias de acuerdo con los requisitos que se mencionan. Las fuerzas laterales ficticias se aplican a un modelo de la estructura basado en su geometría teórica (sin imperfecciones).

Comentario:

Los valores de las fuerzas ficticias se han calibrado de manera que produzcan en las estructuras los mismos efectos que se obtienen en un análisis inelástico de segundo orden con modelado directo de las imperfecciones iniciales.

1) Las fuerzas laterales ficticias, N_i , se aplican en todos los niveles y su magnitud es:

$$N_i = 0.003 W_i \quad (3.5.2.1.3)$$

N_i fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel i
 W_i carga gravitacional que actúa en el nivel i

Comentario:

El coeficiente 0.003 de la ec. 3.5.2.1.3, con el que se calculan las fuerzas laterales ficticias, se basa en una falta de verticalidad nominal inicial del entrepiso de 1/500, incrementada en 0.001, para incluir el efecto de la posible plastificación parcial de las columnas. Cuando se justifica el uso de una falta de verticalidad máxima mayor al límite de 1/500, se permite ajustar el coeficiente proporcionalmente. La falta de verticalidad de 1/500 representa la tolerancia máxima especificada en el código de prácticas generales del IMCA. En algunos casos se especifican otras tolerancias que pueden requerir una verticalidad más estricta. En la mayoría de las estructuras para edificios, el requisito referente a la dirección de la fuerza lateral ficticia en combinaciones de cargas que no incluyen fuerzas laterales reales, se resuelve considerando dos direcciones ortogonales alternativas de aplicación de la fuerza lateral ficticia, en sentidos positivo y negativo en cada una de ellas, en la misma dirección en todos los niveles. No es necesario incluir estas fuerzas ficticias en combinaciones que incluyan una carga accidental.

3.5.2.2 Ajustes de las rigideces

3.5.2.2.1 En el análisis de la estructura para determinar las resistencias de diseño de sus componentes deben utilizarse rigideces reducidas, como sigue:

- a) Se aplica un factor de 0.80 a las rigideces de todos los componentes que contribuyen a la estabilidad de la estructura. Se permite aplicar este factor de reducción a las rigideces de todos los miembros que la componen

Comentario:

La aplicación de la reducción de rigideces a algunos miembros y no a otros puede, en algunos casos, producir una distorsión artificial de la estructura bajo carga y una posible redistribución de fuerzas no intencional, lo que se evita aplicando la reducción a todos los miembros, incluyendo los que no contribuyen a la estabilidad de la estructura.

- b) Cuando hay componentes de materiales que no son acero estructural que contribuyen a la estabilidad de conjunto, y la norma que gobierna el diseño de esos materiales requieren reducciones de rigideces mayores, éstas se aplicarán a los componentes mencionados.

Comentario:

La rigidez reducida ($EI^ = 0.8 EI$ y $EA^* = 0.8 EA$) se usa en el método de análisis directo. Resulta ser una coincidencia que, tanto el coeficiente para columnas esbeltas como para robustas, sean de magnitudes similares, ya que el factor de reducción 0.8 es adecuado para todos los rangos de esbeltez. Es importante señalar que la*

*reducción de rigidez de 0.8 veces también se requiere para las otras propiedades de los miembros incluyendo la constante de torsión (**J**) y de alabeo (**C_a**) para considerar de manera adecuada los efectos de torsión en el análisis. Para facilitar su aplicación, el factor de 0.8 de la inercia **I**, área **A**, torsión **J** y alabeo **C_a** se podría aplicar afectando directamente en el análisis a los módulos de elasticidad (**E** y **G**) por 0.8. El módulo de elasticidad no debe ser reducido en ecuaciones de resistencia nominal que emplean **E** para evaluar los efectos de pandeo o de esbeltez (e.g. en la carga crítica de Euler, o en el parámetro de esbeltez límite de secciones transversales). El uso de rigideces reducidas en el análisis de segundo orden solo se emplea para considerar los efectos de estabilidad en los estados límite de resistencia, pero no aplica en la revisión de los estados límites de servicio (e.g. en el cálculo de los desplazamientos laterales, distorsiones de entrepiso, deflexiones, vibraciones, o en la determinación del periodo fundamental).*

3.5.3 Acciones de diseño

3.5.3.1 En el método de análisis directo, las resistencias de diseño de los miembros y conexiones se calculan siguiendo las recomendaciones de los Capítulos 5 a 11, sin consideraciones adicionales de estabilidad de la estructura completa. El factor de longitud efectiva, **K**, de todos los miembros, se toma igual que la unidad, excepto cuando, por medio de un análisis racional, pueden justificarse valores menores.

3.5.3.2 El contraventeo utilizado para definir las longitudes libres de pandeo de los miembros tendrá rigidez y resistencia suficientes para controlar el movimiento de los puntos soportados.

3.6 Método de la longitud efectiva

3.6.1 Limitaciones

3.6.1.1 Este método es aplicable a estructuras que satisfacen las condiciones siguientes:

- La estructura soporta las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos verticales nominalmente
- El cociente del desplazamiento máximo de segundo orden entre el máximo de primer orden, para todos los entrepisos y combinaciones de carga, es menor o igual que 1.5.

Comentario:

*El cociente de la distorsión de entrepiso de segundo orden entre la de primer orden puede tomarse igual que el factor **B₂** del entrepiso, que se calcula como se indica en 3.7.2.*

3.6.2 Acciones de diseño

3.6.2.1 Las acciones de diseño de los componentes se determinan con un análisis que cumpla los requisitos de 3.5.1, pero no se reducen las rigideces; se emplean las rigideces nominales de todos los componentes de acero estructural. En el análisis se incluyen fuerzas laterales ficticias de conformidad con 3.5.2.1(b).

3.6.3 Factor de longitud efectiva

Para determinar el factor de longitud efectiva, **K**, se tienen en cuenta las características generales de la estructura de la que forma parte el miembro que se está diseñando, las condiciones de sujeción en sus extremos y los demás factores que se mencionan en 3.2.

Desde el punto de vista de las características generales de la estructura se consideran tres casos:

3.6.3.1 Miembros con extremos restringidos

3.6.3.1.1 Los efectos de esbeltez son ocasionados por las deformaciones del miembro entre sus extremos. El factor de longitud efectiva **K** puede considerarse conservadoramente igual que 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado que tenga en cuenta las restricciones angulares en los extremos.

Comentario:

Los puntales de contraventeo y las barras comprimidas o flexocomprimidas de las armaduras se encuentran en este caso.

Para este caso el valor de K varía entre 0.5 y 1.0 para extremos empotrados y biarticulados respectivamente.

3.6.3.2 Miembros con desplazamientos laterales relativos en los que pueden desprejarse los efectos de esbeltez

3.6.3.2.1 Pueden desprejarse en las columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I , no excede de 0.08.

Comentario:

El valor de 0.08 del índice de inestabilidad implica que los efectos de segundo orden no sobrepasan a los de primer orden en más de 10 por ciento por lo que estos podrían desprejarse (De Buen, 1993).

3.6.3.2.2 El factor de longitud efectiva K de pandeo en el plano de los marcos con contravientos con $I < 0.08$ puede considerarse conservadoramente igual que 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican mediante un análisis adecuado.

Comentario:

Siempre que los marcos tengan contravientos con suficiente resistencia y rigidez, capaces de controlar el movimiento de los puntos soportados, no es relevante determinar con precisión el valor de K que variaría entre 0.5 y 1.0, pudiéndose tomar conservadoramente como $K=1.0$.

3.6.3.3 Miembros con desplazamientos laterales relativos en los que no pueden desprejarse los efectos de esbeltez

3.6.3.3.1 Estos efectos no pueden desprejarse en columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I , excede de 0.08.

Comentario:

Están en este caso, con frecuencia, las columnas de edificios de varios pisos cuya estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.

3.6.3.3.2 Los efectos de segundo orden producidos por la interacción de las cargas verticales y los desplazamientos laterales de los entrepisos se evalúan como se indica en el presente capítulo, y se incluyen en el diseño de columnas y vigas.

3.6.3.3.3 Si el índice de estabilidad I es mayor que 0.30 en alguno o algunos de los entrepisos, se deberá aumentar la rigidez de la estructura completa, o de parte de ella, para reducir los desplazamientos Δ_{OH} y el índice de estabilidad I en todos los entrepisos a un valor menor que 0.30.

Comentario:

Cuando una estructura tiene un índice de inestabilidad I mayor que 0.3 significa que la estructura es muy flexible y que probablemente no cumpliría con las distorsiones máximas de entrepiso para acciones sísmicas.

3.6.4 Resistencias de diseño

3.6.4.1 Las resistencias de diseño de miembros y conexiones se determinan siguiendo los requisitos de los Capítulos 5 a 11.

3.6.4.2 El factor de longitud efectiva, K , de los miembros comprimidos, se determina como se especifica en (a) o (b):

- a) A menos que se demuestre con un análisis racional que se pueden utilizar valores menores, se permite usar $K=1.0$ en el diseño de todas las columnas si: (1) el valor del índice de estabilidad I (ec. 3.3.3.1) es menor o igual que 0.08, (2) el cociente de las distorsiones máximas de segundo orden y las de primer orden, para todos los entrepisos y combinaciones, es menor o igual que 1.1, o bien, (3) la estructura está restringida a desplazamientos laterales por muros o contravientos con suficiente resistencia y rigidez. Tal que el índice de estabilidad sea menor a 0.08

Comentario:

Cuando el cociente de los desplazamientos laterales de segundo orden con relación a los de primer orden son menores o iguales a 0.8, significa que los efectos de segundo orden $P\Delta$ son pequeños y por lo tanto la columna se encuentra en una condición cercana a extremos restringidos. Cuando el índice de estabilidad es menor a 0.08

implicaría que los efectos de segundo orden $P\Delta$ no sobrepasan a los de primer orden en más del diez por ciento, por lo que se pueden despreciar y por ende se trata de un sistema con movimientos laterales impedidos, por lo que el factor K variaría de 0.5, para ambos extremos empotrados a 1.0 para ambos extremos articulados. Conservadoramente se puede considerar $K=1.0$ para todos los casos.

- b) En sistemas estructurales, marcos rígidos o de otros tipos, en los que el valor del índice de estabilidad I (ec. 3.3.3.1) excede de 0.08, el factor de longitud efectiva, K , o el esfuerzo crítico de pandeo elástico, F_e , de las columnas se determinará por medio de un análisis de pandeo lateral de la estructura. Se tomará $K = 1.0$ en las columnas que no contribuyan ni a la estabilidad lateral ni a la resistencia ante cargas laterales.

Comentario:

No es sencillo determinar el factor de longitud efectiva dado que depende de las restricciones que tenga el miembro en sus extremos, ya sea por sus condiciones de apoyo (placa base, conexiones, cimentación, etc.) o por las que proporcionan los demás miembros que concurren al nodo donde se conectan. Adicionalmente, la rigidez de un miembro es dependiente de la carga axial.

Los nomogramas definidos en De Buen (1980), tanto para movimientos laterales impedidos como no impedidos, no siempre proporcionan valores racionales debido a que regularmente no se cumplen las hipótesis de su deducción, como son:

- a) Todas las columnas en un mismo entrepiso tienen la misma longitud y carga axial.
- b) Todas las vigas tienen la misma longitud y no tienen carga axial.
- c) Todas las columnas en un mismo entrepiso alcanzan sus cargas críticas simultáneamente.
- d) Las rotaciones en todas las vigas son iguales y de sentido contrario.
- e) Los momentos restrictivos que proporcionan las vigas se reparten entre las dos columnas que concurren al nodo.
- f) Todas las conexiones de vigas a columnas son rígidas.

En la Fig. C3.6.4.2 se resumen las hipótesis planteadas en el párrafo anterior. El uso del método de análisis directo, descrito en 3.5, resuelve la incertidumbre y la dificultad para determinar el factor de longitud efectiva K , dado que para el proceso se utiliza $K=1$.

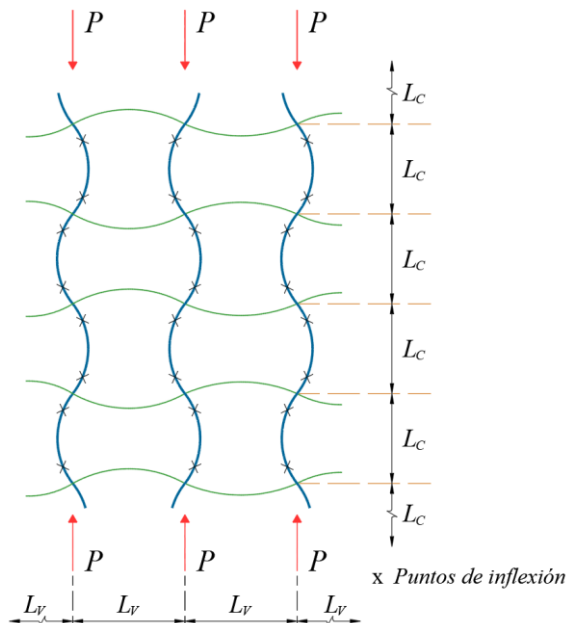


Figura C3.6.4.2 - Forma de pandeo de un marco con desplazamientos laterales impedidos (De Buen, 1980).

3.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

Como una alternativa a un análisis riguroso, se proporciona aquí un procedimiento aproximado para incluir los efectos de segundo orden amplificando las acciones de diseño obtenidas con uno de primer orden.

3.7.1 Limitaciones

3.7.1.1 Este procedimiento es aplicable sólo a estructuras regulares, que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos verticales nominalmente, y puede utilizarse también para determinar los efectos $P\delta$ en cualquier miembro comprimido individual.

3.7.2 Acciones de diseño

3.7.2.1 Los momentos producidos con traslación impedida, M_{ii} , y traslación permitida, M_{ip} , se evalúan por separado utilizando métodos convencionales de análisis de primer orden, y los momentos de segundo orden finales se obtienen como se indica a continuación.

3.7.2.2 Momentos de diseño en los extremos de las columnas:

$$M_{uo} = M_{ii} + B_2 M_{ip} \quad (3.7.2.2)$$

Comentario:

Los momentos en los extremos de las columnas están determinados por los momentos M_{ii} más los M_{ip} multiplicados por B_2 , esto es, considerando los efectos $P\Delta$. Evidentemente no deberían considerarse los efectos $P\delta$, por lo cual no aparece el término B_1 , esto es, se sumarían los momentos de traslación impedida y los momentos de traslación permitida amplificados por los efectos $P\Delta$.

3.7.2.3 Momentos de diseño en la zona central de la columna:

$$M_{ou}^* = B_1 (M_{ii} + B_2 M_{ip}) \quad (3.7.2.3)$$

Comentario:

Si se observa en la ec. 3.7.2.3, primero se consideran los efectos $P\Delta$ por medio de la variable B_2 , esto es se transforma en una columna con extremos restringidos; posteriormente se transforma en una columna en flexión uniforme a través de la variable C_m (incluida en B_1), con lo que posteriormente se consideran los efectos $P\delta$ por medio de B_1 . El término $(M_{ii} + B_2 M_{ip})$ se evalúa en los dos extremos de la columna y se considera el mayor de ambos para el diseño de la columna, el cual se toma como base para transformar el diagrama de momento en uno uniforme equivalente. Es posible que los momentos máximos en las direcciones X y Y ocurran en extremos diferentes.

3.7.2.4 Con la ec. 3.7.2.2 se obtienen los momentos en los extremos, que incluyen el efecto $P\Delta$, y con la ec. 3.7.2.3 se determinan los momentos en la zona central de la columna, amplificados por efecto $P\delta$ cuando éste es significativo.

Comentario:

El efecto $P\delta$ se debe a que la fuerza normal deja de estar aplicada a lo largo del eje de la columna al deformarse ésta entre sus extremos. En general, las columnas sujetas a acciones sísmicas están en curvatura doble, por lo que el efecto $P\delta$ no suele ser relevante debido a que el momento máximo seguiría presentándose en alguno de los extremos. Si se observa la ec. 3.7.2.8.a para determinar B_1 , que corresponde a la evaluación de los efectos $P\delta$, la carga axial P_u dividida entre el factor de reducción de resistencia F_R y la carga crítica de pandeo elástico P_{e1} , debería ser del orden del 20 por ciento para que el valor B_1 sea de 1.25, para lo cual se requeriría que la carga axial sea muy alta o bien que la columna sea muy esbelta.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

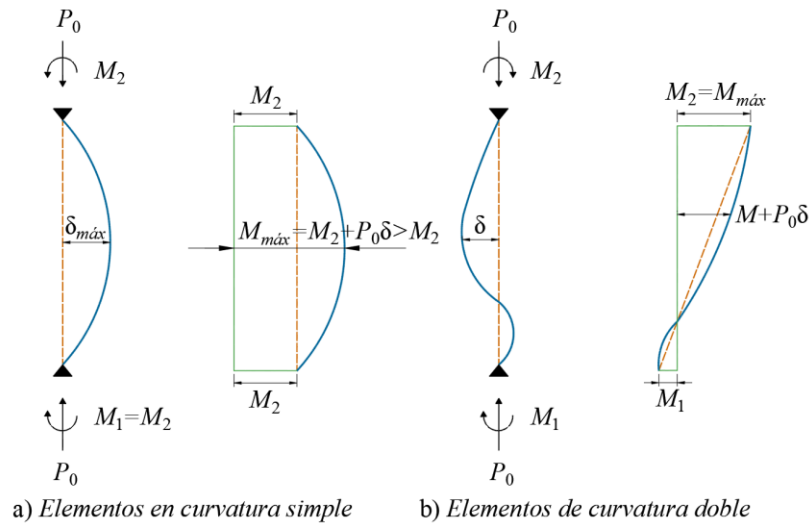


Figura C7.4.2.4 - Diagrama de momentos de columnas en flexocompresión.

En general, los momentos de primer orden M_{fi} son producidos por las combinaciones de carga con la estructura restringida contra la translación lateral, y los momentos de primer orden M_{fp} son producidos por las combinaciones de carga debidas únicamente a la translación lateral de la estructura. Con cierto grado de aproximación, los momentos M_{fi} se pueden asumir igual que los producidos por cargas verticales y los M_{fp} por acciones horizontales (e.g. viento y sismo). No obstante, las cargas verticales pueden ocasionar momentos M_{fp} significativos en estructuras flexibles o asimétricas (e.g. en geometría, en cargas, o en ambas). En estos casos, se recomienda obtener los momentos M_{fi} para todas las cargas con soportes que restrinjan los desplazamientos laterales en todos los niveles, y obtener los momentos M_{fp} con las reacciones de los soportes laterales del primer análisis.

3.7.2.5 En marcos que forman parte de estructuras que tienen rigidez suficiente, propia o proporcionada por su interacción con contraventeos, muros de cortante u otros miembros, para que puedan desprejiciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso ($I \leq 0.08$), no se considera el término $B_2 M_{fp}$ de las ecs. 3.7.2.2 y 3.7.2.3, y los momentos M_{fi} son la suma de los producidos por las acciones verticales y horizontales.

3.7.2.6 Las estructuras pueden tener rigidez adecuada en una sola dirección, en cuyo caso los momentos de diseño se evaluarán de manera diferente en cada una de las direcciones principales.

3.7.2.7 Los factores de amplificación de los momentos, B_1 y B_2 , se calculan con las ecs.:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / F_r P_{ei}} \tag{3.7.2.7.a}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - 1.2I} = \frac{1}{1 - \frac{1.2QR\Delta_{oh}\Sigma P_u}{L\Sigma H}} \tag{3.7.2.7.b}$$

O bien

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1.2QR\Sigma P_u}{\Sigma P_{e2}}} \tag{3.7.2.7.c}$$

Comentario:

Δ_{oh} , ΣP_u y ΣH corresponden al desplazamiento horizontal relativo en la dirección que se está analizando; la fuerza vertical de diseño en el entrepiso; y la fuerza cortante de diseño en el entrepiso. Corresponden a la combinación de carga crítica multiplicadas por el factor de carga, que para acciones sísmicas es de 1.1.

Comentario:

En la ec. 3.7.2.7.a el factor C_m transforma el diagrama de elementos mecánicos real en un diagrama uniforme equivalente (flexión uniforme), por lo cual el factor B_1 sin C_m corresponde al factor de amplificación para flexión uniforme.

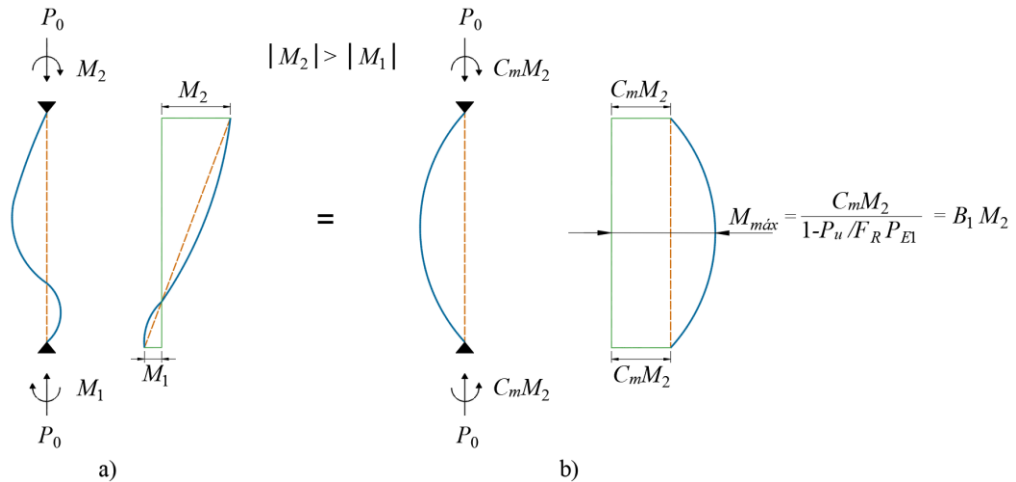


Figura C3.7.2.7 - Momentos equivalentes, a) condición de carga real, b) condición de carga equivalente.

3.7.2.8 Siempre que sea posible, se recomienda que B_2 se calcule con la ec. 3.7.2.7.b.

Comentario:

Las ecs. 3.7.2.7.b y 3.7.2.7.c son análogas (De Buen, 1993), sin embargo, para el empleo de la ec. 3.7.2.7.c se requiere conocer el factor de longitud K para movimientos laterales permitidos cuyos valores varían de 1 a infinito, los cuales no son fáciles de determinar. En las deducciones de las ecs. 3.7.2.7.b y 3.7.2.7.c no se considera el efecto $P\delta$ que ocasiona un incremento de los desplazamientos laterales de conjunto; esa omisión se corrige, aproximadamente, con los factores 1.2 de los denominadores. La deducción de la ec. 3.7.2.8.a se puede ver en De Buen (1980), y la deducción de las ecs. 3.7.2.7.b y 3.7.2.7.c en De Buen (1993).

Las ecs. 3.7.2.7.a y 3.7.2.7.b son aplicables a todos los miembros de todas las estructuras. Sin embargo, los valores de B_1 diferentes de la unidad solo son válidos para momentos en miembros flexocomprimidos; B_2 se aplica a momentos y fuerzas axiales en componentes del sistema que resiste las fuerzas laterales (incluyendo columnas, vigas, contraventeos y muros de cortante).

- M_{uox}, M_{uoy} momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en los extremos de una barra flexocomprimida
- M_{uox}^*, M_{uoy}^* momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en la zona central de una barra flexocomprimida
- M_{ti}, M_{tp} momentos de diseño de primer orden en los extremos de la columna con traslación impedida y permitida, respectivamente. Deben incluirse los efectos de las fuerzas ficticias horizontales descritas en 3.5.2.1 inciso b.
- B_1 factor que tiene en cuenta los efectos $P\delta$; se determina para cada miembro sujeto a compresión y flexión, en cada plano de flexión. B_1 se hace igual a 1.0 en miembros en los que no hay compresión
- B_2 factor que tiene en cuenta los efectos $P\Delta$; se determina para cada entrepiso de la estructura, en cada dirección de traslación lateral
- P_u fuerza axial de diseño en la columna en consideración.
- $P_{e1} = \pi^2 EA / (KL/r)^2 = \pi^2 EI / (KL)^2$, carga crítica de pandeo elástico de la columna que se está diseñando. Se calcula con un coeficiente K menor o igual que 1.0, que corresponde a columnas con extremos que no se desplazan lateralmente; se puede asumir conservadoramente que $K = 1.0$. En el cálculo de r se toma $0.8I$ cuando se emplea el método de análisis directo, o bien, I cuando se emplea el método de longitud efectiva.

$\Sigma P_{e2} =$	$\Sigma[\pi^2 EA / (KL/r)^2] = \Sigma[\pi^2 EI / (KL)^2]$, carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna; K es mayor que 1.0; se consideran todas las columnas que contribuyen a la rigidez lateral del entrepiso en consideración; se puede sustituir por la carga crítica del entrepiso de análisis que se obtiene de un análisis de pandeo o de carga crítica, y r es el radio de giro correspondiente.
L	longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión. L es, en general, la altura de entrepiso
K	factor de longitud efectiva en el plano de la flexión. Es menor o igual que 1.0 en el cálculo de P_{e1} , ec. 3.7.2.7.a, e igual o mayor para determinar ΣP_{e2} , ec. 3.7.2.7.c.
I	índice de estabilidad de un entrepiso definido en 3.3.3.
F_R	factor de resistencia, que se toma igual a 0.9.
C_m	coeficiente de momento uniforme equivalente; se calcula como se define en 3.7.3.

3.7.3 Coeficiente de momento uniforme equivalente

3.7.3.1 Miembros flexocomprimidos sin cargas transversales en puntos intermedios

3.7.3.1.1 Para tramos que se flexionan en curvatura simple:

$$C_m = 0.6 + 0.4M_1/M_2 \quad (3.7.3.1.1)$$

3.7.3.1.2 Para tramos que se flexionan en curvatura doble:

$$C_m = 0.6 - 0.4M_1/M_2 > 0.4 \quad (3.7.3.1.2)$$

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (puede ser la columna completa o una parte de ella, entre puntos soportados lateralmente), tomados en valor absoluto.

Comentario:

Las ecs. 3.7.3.1.1 y 3.7.3.1.2 proporcionan buenos resultados cuando solo existen momentos concentrados en los extremos del miembro, esto es, no hay cargas entre apoyos, lo que ocurre generalmente en columnas.

3.7.3.2 Miembros flexocomprimidos con cargas transversales en puntos intermedios

Comentario:

En esta categoría se incluyen las cuerdas comprimidas de armaduras sujetas a cargas transversales aplicadas entre los nudos y las columnas con cargas transversales entre los apoyos.

$$C_m = 1 + \Psi \frac{P_u}{P_e} \quad (3.7.3.2.a)$$

$$\Psi = \frac{\pi^2 \delta_0 EI}{M_{ou} L^2} - 1 \quad (3.7.3.2.b)$$

I	momento de inercia alrededor de un eje normal al plano de flexión
δ_0 y M_{ou}	deflexión máxima y momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero

3.7.3.2.1 En lugar de calcular C_m como se acaba de describir, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente $C_m = 0.85$, si no lo están $C_m = 1.0$, o bien con algún método más preciso como el método de cuatro momentos definido en 7.2.1.1 tomando en cuenta que $C_m = 1/C_b$.

3.7.3.2.2 Las ecs. 3.7.2.2 a 3.7.3.2.b son válidas para flexión alrededor de cualquiera de los ejes centroidales y principales, X y Y, de las secciones transversales de las columnas.

3.7.3.2.3 Todas las fuerzas internas y, en especial, los momentos en las vigas, deben incrementarse de manera que se satisfaga el equilibrio con los momentos amplificados en las columnas.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. DISEÑO POR MÉTODOS DETALLADOS

4.1 Alcance

4.1.1 Este capítulo permite el uso de métodos avanzados de análisis estructural para modelar directamente imperfecciones del sistema y de sus miembros; permitiendo la redistribución de fuerzas internas en miembros y conexiones, que se dan como resultado de la fluencia localizada.

4.1.2 Este capítulo está integrado por las secciones siguientes:

- 4.1 Alcance
- 4.2 Requisitos generales
- 4.3 Diseño por análisis elástico
- 4.4 Diseño por análisis inelástico.

4.2 Requisitos generales

4.2.1 Los métodos de análisis que se permiten en este capítulo deben asegurar que tanto las condiciones de equilibrio, como de compatibilidad de desplazamientos, se cumplen para la estructura en su configuración deformada, incluyendo las deformaciones por flexión, cortante, carga axial y por torsión, así como las deformaciones en las conexiones, y en general, todas aquellas deformaciones que contribuyan a los desplazamientos de la estructura.

4.3 Diseño por análisis elástico

4.3.1 *Requisitos generales de estabilidad*

4.3.1.1 El diseño realizado con un análisis elástico de segundo orden que incluye la modelación directa de las imperfecciones del sistema y sus miembros puede aplicarse para todo tipo de estructuras, atendiendo los límites que se definen en esta sección.

4.3.1.2 Los requisitos que se detallan a continuación deben ser satisfechos, junto con todos los requisitos del Capítulo 3. Todos los efectos que dependen del nivel de carga aplicada al sistema deben ser calculados con los valores obtenidos con las combinaciones de carga aplicables.

4.3.1.3 La influencia de la torsión debe ser considerada, incluyendo su impacto en las deformaciones de los miembros de la estructura y en los efectos de segundo orden.

4.3.1.4 Las disposiciones de este método aplican únicamente a miembros con secciones de dos ejes de simetría, de perfiles IR, OR, OC y cajón. Para otro tipo de sección es necesario demostrar ante la administración que el método sea aplicable.

4.3.2 *Cálculo de resistencias requeridas*

Para el diseño con análisis elástico de segundo orden que incluye de manera directa la modelación de imperfecciones del sistema y de sus miembros, las resistencias requeridas de los componentes de la estructura deben ser determinadas de un análisis que cumpla con los requisitos del Capítulo 3 incluyendo los requisitos y excepciones que se detallan a continuación.

4.3.2.1 *Requisitos generales del análisis*

4.3.2.1.1 El análisis estructural debe también satisfacer los siguientes requisitos:

- a) Deformaciones por torsión deben ser consideradas en el análisis
- b) El análisis debe considerar no-linealidades geométricas, incluyendo los efectos $P-\Delta$, $P-\delta$ y los efectos de torsión que apliquen. El uso del método aproximado que se presenta en 3.7.2 no está permitido

Comentario:

Un análisis estructural de segundo orden riguroso de la estructura es un importante requisito para este método de diseño. En la práctica, la mayoría de los análisis de segundo orden que se realizan en los despachos de ingeniería

están basados en la consideración de los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$, pero sin incluir efectos de segundo orden adicionales generados por efecto de la torsión o por imperfecciones. Los efectos de torsión pueden ser considerables en miembros que tengan longitudes sin soporte lateral cercanas o mayores que L_r . El tipo de análisis estructural de segundo orden incluido en esta sección también incluye los efectos benéficos asociados con el aumento de resistencia y rigidez torsional por la resistencia al alabeo, mismos que pueden ser conservadoramente despreciados.

- c) El análisis debe incluir el modelamiento de las imperfecciones iniciales en ambos puntos de intersección de los miembros (imperfecciones del sistema), así como la falta de rectitud de los miembros y el desfase del eje longitudinal de los mismos (imperfecciones de miembros). La magnitud de los desplazamientos iniciales debe ser igual que el máximo valor considerado en el diseño, que generalmente está dado por las tolerancias de construcción correspondientes. Los desplazamientos iniciales en el análisis deben ser aplicados de tal forma que causen el mayor efecto desestabilizante en la estructura, para cada una de las combinaciones de carga. El uso de fuerzas ficticias que representen cualquiera de los dos tipos de imperfecciones no está permitido.

Comentario:

Los desplazamientos iniciales deben ser especificados considerando los desplazamientos por cargas aplicadas al sistema y las formas de los modos de pandeo de los miembros. En el caso de las imperfecciones del sistema, éstas deben ser modeladas aplicando desplazamientos en las intersecciones entre miembros conforme a las tolerancias de construcción, o con base en las imperfecciones reales de la estructura, en el caso de que estas últimas sean conocidas. Cuando estas imperfecciones se basan en las tolerancias de montaje, el límite de 1/500 es comúnmente utilizado. Para las imperfecciones de miembros, se considera una falta de rectitud en la longitud del miembro de 1/1 000.

4.3.2.2 Ajustes en la rigidez

4.3.2.2.1 El análisis estructural realizado para determinar la resistencia requerida de los componentes estructurales debe considerar el uso de una rigidez reducida, conforme a lo indicado en 3.5.2.2. La reducción de rigidez debe ser aplicada a todas las fuentes de rigidez que contribuyen a la estabilidad del sistema estructural.

Comentario:

La reducción de rigidez debe ser aplicada a todas las propiedades de los miembros, incluyendo las relacionadas con la rigidez en torsión (GJ y EC_s). Un método práctico para incluir la reducción de rigidez es modificar E y G a valores de 0.8. Así, todas las propiedades de sección de los miembros se pueden mantener sin modificación; es decir, en sus valores nominales. El aplicar la reducción de rigidez en unos miembros y en otros no, en algunos casos, puede resultar en una distorsión artificial de la estructura bajo cargas de diseño y, por lo tanto, puede resultar en una indeseada redistribución de fuerzas internas. Esta situación puede ser evitada aplicando la reducción a todos los miembros del sistema, incluyendo aquellos que no tienen influencia en la estabilidad del sistema.

4.3.3 Cálculo de resistencias nominales

4.3.3.1 Para diseñar usando un análisis elástico de segundo orden que incluya la modelación directa de imperfecciones de sistema y de miembros, las resistencias nominales de miembros y conexiones deben ser calculadas conforme a lo dispuesto desde el Capítulo 5 al 12, según apliquen, con las excepciones que se indican en el siguiente párrafo y sin alguna otra consideración respecto a la estabilidad del sistema.

4.3.3.2 La resistencia nominal en compresión, P_n , debe ser igual que resistencia a fluencia de la sección total, $F_y A_e$, o como $F_y A_e$ para miembros con elementos esbeltos, donde A_e se define en 2.1.2.

4.4 Diseño por análisis inelástico

Comentario:

El diseño según las disposiciones de esta sección es independiente de los requisitos de 4.3.

4.4.1 Requisitos generales

4.4.1.1 La resistencia de diseño del sistema estructural, sus miembros y conexiones debe ser igual o mayor que la resistencia requerida, que se determine según los resultados del análisis inelástico. Las disposiciones de 4.4 de este Capítulo no son aplicables en el diseño por sismo.

4.4.1.2 El análisis inelástico debe tener en cuenta:

- Las deformaciones por flexión, cortante, carga axial y torsión en los miembros, así como las deformaciones de otros componentes y conexiones, que contribuyan a los desplazamientos de la estructura
- Los efectos de segundo orden (incluyendo efectos $P-\Delta$, $P-\delta$ y efectos de torsión)
- Las imperfecciones geométricas
- La reducción de rigidez debido a fuentes de inelasticidad, incluyendo la fluencia parcial de la sección transversal, misma que puede ser acentuada por la presencia de esfuerzos residuales
- Las incertidumbres en la rigidez y resistencia del sistema, sus miembros y conexiones.

4.4.1.3 Los estados límite de resistencia obtenidos con un análisis inelástico y que incorporan los requisitos previos establecidos en esta sección, no están sujetos a las disposiciones de esta Norma cuando el análisis inelástico tenga un grado de confiabilidad igual o más alto.

4.4.1.4 Los estados límite de resistencia que no se detecten con el análisis inelástico deben evaluarse utilizando las disposiciones correspondientes en los Capítulos 5 al 12.

4.4.1.5 Las conexiones deben cumplir con los requisitos del Capítulo 11.

4.4.1.6 Los miembros y conexiones sujetas a deformaciones inelásticas deben demostrar un nivel de ductilidad acorde con el comportamiento esperado del sistema estructural.

4.4.1.7 No se permite la redistribución de fuerzas y momentos debido a la ruptura de un miembro o conexión.

4.4.1.8 Para dimensionar miembros y conexiones se acepta cualquier método basado en un análisis inelástico que satisfaga estos requisitos generales. Los requisitos generales quedan satisfechos mediante un método de diseño basado en un análisis inelástico que cumpla con los requisitos de resistencia antes mencionados, los requisitos de ductilidad de 4.4.2 y los requisitos del análisis de 4.4.3.

4.4.2 Requisitos de ductilidad

4.4.2.1 Los miembros y conexiones con elementos sujetos a plastificación del material deben dimensionarse de manera que las demandas de deformación inelástica sean menores o iguales que sus capacidades de deformación inelástica. En lugar de demostrar explícitamente que se cumple esa condición, los miembros de acero en los que se formarán articulaciones plásticas deben cumplir los requisitos siguientes:

4.4.2.1 Material

4.4.2.1.1 El esfuerzo mínimo especificado de fluencia, F_y , de miembros en los que se espera la plastificación del material, no excederá de 4 500 kg/cm² (450 MPa).

4.4.2.2 Sección transversal

4.4.2.2.1 La sección transversal de los miembros en los que se espera la plastificación del material tendrá dos ejes de simetría, y la relación ancho/grueso de sus elementos en compresión no será mayor que λ_{pl} (tabla 2.2.1.2.6.b), excepto cuando se modifica como se indica a continuación.

- Para la relación ancho/grueso, h/t_w , de almas de perfiles IR, OR y cajón sujetas a flexocompresión:

- 1) Cuando $P_u / F_R P_y \leq 0.125$

$$\lambda_{pl} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{F_R P_y} \right) \quad (4.4.2.2.1.a)$$

- 2) Cuando $P_u / F_R P_y > 0.125$

$$\lambda_{pl} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.4.2.2.1.b)$$

El factor de resistencia F_R es igual que 0.90.

t_a espesor del alma
 P_u resistencia axial requerida en compresión
 P_y resistencia axial de fluencia, igual que $F_y A_t$

- b) Para la relación ancho/grueso, b/t , de patines de secciones OR y cajón, para placas de refuerzo de patines (cubre placas) y placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldadura

$$\lambda_{pl} = 0.94 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.4.2.2.1.c)$$

- c) Para la relación diámetro/grueso, D/t , de perfiles tubulares circulares en flexión:

$$\lambda_{pl} = 0.045 \frac{E}{F_y} \quad (4.4.2.2.1.d)$$

D es el diámetro exterior del perfil tubular circular OC.

4.4.2.3 Longitud sin soporte lateral

4.4.2.3.1 En segmentos de miembros prismáticos que contienen articulaciones plásticas, la longitud lateral sin arriostrar, L , no debe exceder L_{pl} , que se determina como se indica más adelante.

4.4.2.3.2 En miembros sujetos a flexión o a flexotensión, L se considera igual que la separación entre puntos soportados contra el desplazamiento lateral del patín comprimido, o arriostrados para evitar el torcimiento de la sección transversal.

4.4.2.3.3 En miembros flexocomprimidos, L se toma igual que la separación entre puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral de la sección en la dirección del eje de menor inercia y el torcimiento de la sección transversal.

- a) En perfiles IR flexionados alrededor de su eje de mayor inercia:

$$L_{pl} = \left[0.12 - 0.076 \frac{M_1'}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} r_y \quad (4.4.2.3.3.a)$$

- 1) Cuando la magnitud del momento flexionante en cualquier sección dentro de la longitud no arriostrada excede a M_2

$$\frac{M_1'}{M_2} = +1 \quad (4.4.2.3.3.b)$$

4.4.2.3.4 Si no se cumple la condición 1:

Cuando $M_{mid} \leq (M_1 + M_2)/2$:

$$M'_1 = M_1 \quad (4.4.2.3.4.a)$$

Cuando $M_{mid} > (M_1 + M_2)/2$:

$$M'_1 = (2M_{mid} - M_2) < M_2 \quad (4.4.2.3.4.b)$$

- M_1 momento más pequeño en los extremos de la longitud sin arriostrar
 M_2 momento más grande en los extremos de la longitud sin arriostrar. (M_2 se toma como positivo en todos los casos)
 M_{mid} momento en el centro de la longitud sin arriostrar
 M'_1 momento efectivo al extremo de la longitud sin arriostrar opuesta a M_2

Los momentos M_1 y M_{mid} son positivos cuando causan compresión en el mismo patín que el momento M_2 , y negativos en caso contrario.

- b) En barras rectangulares macizas, en secciones OR y cajón flexionadas alrededor de su eje principal de mayor inercia:

$$L_{pd} = \left[0.17 - 0.10 \frac{M'_1}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} r_y \geq 0.10 \frac{E}{F_y} r_y \quad (4.4.2.3.4.c)$$

4.4.2.3.5 Independientemente del tipo de sección, en los miembros estructurales sujetos a compresión y que experimentan la formación de una articulación plástica, la longitud lateral sin arriostrar del eje fuerte o débil de su sección transversal no excederán de $4.71r_x\sqrt{E/F_y}$ y $4.71r_y\sqrt{E/F_y}$ respectivamente.

4.4.2.3.6 No hay límites para L_{pd} en miembros en los que se formen articulaciones plásticas en los siguientes casos:

- Miembros con secciones transversales circulares o cuadradas en flexión o en flexotensión
- Miembros sujetos a flexión alrededor de su eje de menor inercia o la combinación de tensión y flexión alrededor de ese eje menor
- Miembros en tensión.

4.4.2.4 Fuerza axial

4.4.2.4.1 Para asegurar la ductilidad adecuada de miembros en compresión con articulaciones plásticas, la resistencia de diseño en compresión está limitada a $0.75F_yA_t$

4.4.3 Requisitos para el análisis

El análisis estructural debe satisfacer los requisitos generales de 4.4.1. Se permite que se cumplan esos requisitos con un análisis inelástico de segundo orden que satisfaga las condiciones de esta sección.

En vigas continuas sin compresión axial debe hacer un análisis inelástico de primer orden o análisis plástico convencional y omitir los requisitos de 4.4.2 y 4.4.3.

4.4.3.1 Propiedades del material y criterios de fluencia

4.4.3.1.1 El análisis debe hacerse con el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_y , multiplicado por un factor de 0.9, y la rigidez de todos los elementos de acero y sus conexiones se multiplica también, por ese mismo factor de reducción, excepto en los casos indicados en 4.4.3.3.

4.4.3.1.2 En el cálculo de la respuesta inelástica debe incluirse la influencia de la fuerza axial y de los momentos flexionantes alrededor de los ejes de mayor y menor inercia.

4.4.3.1.3 La resistencia plástica de la sección transversal de un elemento se debe representar en el análisis con un criterio de fluencia elastoplástico perfecto, expresado en términos de la fuerza axial y de los momentos flexionantes alrededor de los ejes de mayor y menor inercia, o con un modelo explícito de la respuesta esfuerzo deformación del material, considerado elastoplástico perfecto.

4.4.3.2 Imperfecciones geométricas

4.4.3.2.1 El análisis debe incluir los efectos de todas las imperfecciones geométricas iniciales del sistema. Para ello, se modelan las imperfecciones explícitamente, de conformidad con 3.5.2.1(a), o se aplican fuerzas estáticas ficticias equivalentes descritas en 3.5.2.1(b). Los desplazamientos deben ser aplicados de tal forma que causen el mayor efecto desestabilizante en la estructura.

4.4.3.3 Esfuerzos residuales y efectos de fluencia parcial

4.4.3.3.1 El análisis debe incluir la influencia de los esfuerzos residuales y de la plastificación parcial del material. Para ello, en el análisis se modelan explícitamente esos efectos, o se reduce la rigidez de todos los componentes estructurales como se indica en 3.5.2.2.

4.4.3.3.2 Si se usan las disposiciones de 3.5.2.2, entonces:

- a) El factor de reducción de las rigideces de 0.9, de acuerdo con 4.4.3.1, se sustituye tomando **0.8E** en lugar del módulo de elasticidad, **E**, como se indica en 3.5.2.2
- b) El criterio de fluencia elastoplástico, expresado en términos de la fuerza axial, momento de flexión del eje mayor y momento de flexión del eje menor, debe satisfacer el límite de resistencia de la sección transversal definido por las ecuaciones de interacción del Capítulo 9.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. MIEMBROS EN TENSIÓN

5.1 Alcance

5.1.1 Este capítulo aplica a miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro, que trabaja en flexotensión.

5.1.2 Este capítulo está integrado por las siguientes secciones:

- 5.1 Alcance
- 5.2 Estados límite
- 5.3 Resistencia de diseño
- 5.4 Miembros armados
- 5.5 Conexiones especiales en elementos a tensión.

Comentario:

Este capítulo aplica a elementos sujetos a carga axial en tensión pura. Cualquier excentricidad que pudiera existir entre el eje de aplicación de la carga y el centroide del elemento, generará flexión; en este caso, el elemento se diseñará como un elemento sometido a flexotensión, y se aplicarán las especificaciones de 9.2; en la práctica profesional se presentan pocos casos de tensión pura. Quizás los elementos más comunes podrían ser elementos a tensión de armaduras, cables, tensores en estructuras industriales ligeras, tensores verticales para soportar cargas gravitacionales y quizás algunos elementos estéticos desde el punto de vista arquitectónico.

5.2 Estados límite

5.2.1 En el diseño de miembros en tensión se consideran los estados límite de fluencia en la sección total y de fractura en la sección neta.

Comentario:

Debido al endurecimiento por deformación, un elemento de acero sometido a una carga axial en tensión puede resistir hasta la ruptura una fuerza más grande que la que se calcula con el área total y un esfuerzo mínimo de fluencia. Sin embargo, una elongación excesiva en un miembro a tensión relacionada con una fluencia no controlada, además de definir el límite de utilidad, puede precipitar la falla del sistema estructural en esa región. Por otra parte, dependiendo de la reducción del área y otras propiedades mecánicas del acero, el miembro puede fallar con relación al área con una carga menor a la requerida para que falle respecto al área total. Por lo tanto, la fluencia del área total y la ruptura de la sección neta constituyen los estados límite.

5.3 Resistencia de diseño

5.3.1 La resistencia de diseño de un miembro en tensión, R_t , es la menor de las calculadas con las ecs. 5.3.1.a y 5.3.1.b

- a) Estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_R F_y A \quad (5.3.1.a)$$

- b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = F_R F_u A_e \quad (5.3.1.b)$$

- F_R factores de resistencia, igual que 0.9 para el estado límite (a), y, 0.75 para el (b)
 A área total de la sección transversal del miembro
 A_e área neta efectiva, calculada de acuerdo con 2.1.3
 F_y valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material
 F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

5.3.2 En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal en proporción a sus áreas, el área neta efectiva, A_e , de la ec. 5.3.1.b es igual que el área total A .

5.4 Miembros armados

Comentario:

Esta sección aplica a miembros armados unidos en celosía, con placas de conexión y placas perforadas. La longitud y el espesor de las placas de conexión están restringidas por la distancia entre la línea de conectores h , que pueden ser tornillos o soldaduras.

5.4.1 Separación entre elementos de unión

5.4.1.1 Los elementos intermitentes que unen entre sí dos o más perfiles, placas o barras, que forman un miembro armado en tensión, deben colocarse con separaciones tales que la relación de esbeltez de cada elemento componente, determinada entre puntos de interconexión, preferiblemente no exceda de 300.

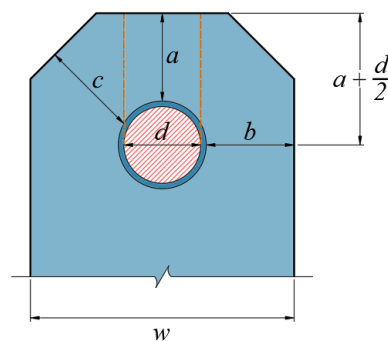
5.4.1.2 Los elementos que constituyen los miembros en tensión formados por dos placas en contacto, o por un perfil y una placa, deben estar conectados entre sí de manera que la separación entre tornillos o la distancia libre entre soldaduras, no exceda de 36 veces el grueso de la placa más delgada ni de 450 mm.

5.4.1.3 Si los miembros están formados por dos o más perfiles en contacto, la distancia libre entre tornillos o soldaduras no debe exceder 600 mm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

5.4.1.4 En cualquiera de los casos anteriores pueden requerirse separaciones menores que las indicadas, ya sea por exigencias de la transmisión de carga o para sellar superficies inaccesibles.

Comentario:

Los requisitos para la resistencia a tensión de miembros conectados con pasadores utilizan la misma magnitud del factor de resistencia del estado límite según corresponda. Sin embargo, las definiciones de área neta efectiva por tensión y cortante son diferentes. En la fig. C5.4.1 se muestran los requisitos para miembros conectados con pasadores (AISC 360-22):



- 1) $a \geq 1.33 b_e$
- 2) $w \geq 2b_e + d$
- 3) $c \geq a$

donde:
 $b_e = 2t + 16 \text{ mm} \leq b$

Figura C5.4.1. - Requisitos de dimensión de elementos conectados con pasadores

5.4.2 Elementos de unión entre piezas principales

5.4.2.1 Cuando los miembros en tensión están formados por dos o más componentes principales separados, deben unirse entre sí por medio de placas u otros elementos colocados en las caras abiertas de la sección completa.

5.4.2.2 Cuando son placas, incluyendo las colocadas en los extremos del miembro, deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia transversal entre las líneas de tornillos o soldaduras que los unen a los componentes principales del miembro, y la separación entre ellas será tal que la relación de esbeltez de los componentes principales, calculada entre placas de unión, preferiblemente no exceda de 300.

5.4.2.3 El grueso de los elementos de liga, cuando sean placas, no será menor que 1/60 de la distancia transversal entre tornillos o soldaduras, y la separación longitudinal entre los elementos de unión no excederá de 150 mm.

Comentario:

No es muy común en la construcción actual el uso de elementos a tensión formados por placas que se ligan mediante cordones de soldadura o cubreplacas perforadas. La longitud y espesor de las placas están limitadas por la distancia entre los conectores, h , que pueden ser tornillos o soldaduras.

Las fig. C5.4.2.3.a y C5.4.2.3.b muestran el criterio para la separación entre los conectores que configuran la sección compuesta.

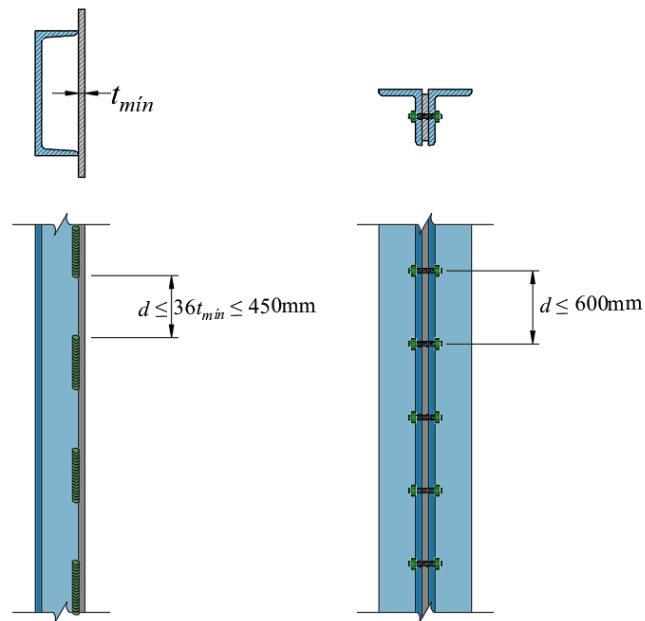


Figura C5.4.2.3.a - Separación máxima entre tornillos o soldaduras en miembros armados en tensión

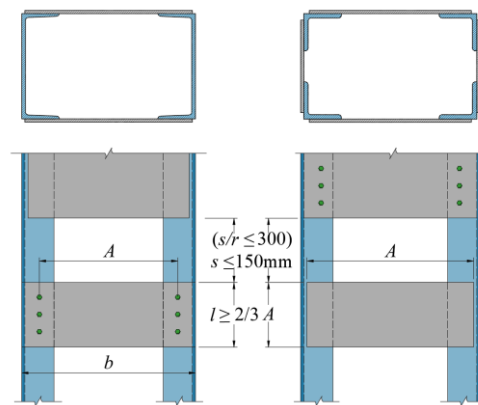


Figura C5.4.2.3.b - Detalles de unión con placas en elementos armados

Comentario:

En ángulos individuales, el radio de giro respecto al eje z produce la relación de esbeltez máxima, con excepción de condiciones de apoyo muy inusuales.

5.5 Relaciones de esbeltez

Comentario:

El límite propuesto ($KL/r < 300$) se basa en el juicio profesional y las consideraciones prácticas de economía, facilidad de manejo y cuidados necesarios para minimizar el daño accidental durante la fabricación, el transporte y la construcción. Este límite de esbeltez no es esencial para la integridad estructural de los miembros a tensión;

simplemente asegura un grado de rigidez tal que sea improbable un movimiento lateral indeseable como vibración. La falta de rectitud dentro de tolerancias razonables no afecta la capacidad de un elemento para resistir fuerzas en tensión. En los casos donde hay imperfecciones; éstas tienden a disminuir ante cargas en tensión y tienden a incrementarse ante cargas en compresión.

5.5.1 Las relaciones de esbeltez de miembros en tensión pueden tener cualquier valor, sin límite superior.

Comentario:

Se recomienda que la relación de esbeltez no exceda de 300 (ver 5.4). Este límite no es aplicable a varillas, cables y tirantes en tensión.

5.6 Conexiones especiales en elementos a tensión

5.6.1 Elementos conectados con pernos

5.6.1.1 La resistencia de diseño R_t de elementos conectados con pernos será la menor de la calculada para los estados límite siguientes:

- a) Estado límite de fractura por tensión en el área neta efectiva:

$$R_t = F_R F_u (2tb_e) \quad (5.6.1.1.a)$$

- b) Estado límite de fractura por cortante en el área efectiva:

$$R_t = F_R 0.6 F_u A_{sf} \quad (5.6.1.1.b)$$

- c) Estado límite de aplastamiento del área en la proyección del perno; véase en 11.3

- d) Estado límite de fluencia de la sección total, véase en 5.3.1.a

$A_{sf} = 2t(a + d/2)$ es el área en la trayectoria de la falla a cortante; a es la menor distancia del extremo del agujero del perno al extremo del elemento medida de forma paralela a la dirección de la fuerza

$b_e = 2t + 16$ (mm) pero no mayor que la distancia real del extremo del agujero al extremo de la pieza, medida en dirección perpendicular a la dirección de la fuerza

d diámetro del perno

t espesor de la placa

F_R 0.75 para los estados límite 5.6.1.1 (a) y (b)

5.6.1.2 Los elementos para realizar conexiones con pernos, deben cumplir los requisitos dimensionales siguientes (figura 5.6.1.2):

- El agujero para el perno deberá estar a la mitad entre los bordes del elemento en la dirección normal a la fuerza aplicada
- Cuando el perno deba proporcionar cierto movimiento entre las partes conectadas bajo la carga total, el diámetro del agujero del perno no será mayor que el diámetro del perno más 1 mm
- El ancho de la placa en el agujero del perno no deberá ser menor que $2b_e + d$ y la dimensión “a”, o extensión mínima de la placa desde el borde del agujero, paralela al eje del elemento, no será menor que $1.33b_e$
- Las esquinas fuera de la zona del agujero para el perno podrán ser cortadas a 45 grados con respecto al eje del elemento, siempre que el área neta en el plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida en la zona fuera del agujero en la dirección paralela al eje del elemento.

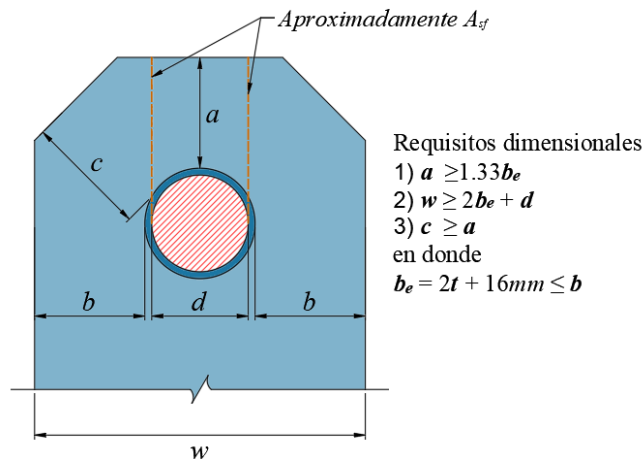


Figura 5.6.1.2 - Requisitos dimensionales para miembros conectados con pernos

5.6.2 Elementos conectados con argollas-barras

5.6.2.1 La resistencia de diseño R_t de elementos conectados con argollas-barras será calculada con lo indicado en 5.3, considerando A como el área de la sección transversal de la barra. Para efectos de cálculo, el ancho de la barra en el sistema de argollas no se considerará mayor que $8t$.

5.6.2.2 El sistema argolla-barra, debe cumplir los requisitos dimensionales siguientes (figura 5.6.2.2):

- a) El espesor de la placa o de la argolla debe ser constante, sin refuerzos en la zona de agujeros para el perno, y tendrán extremos circulares (cabezas) concéntricos con el eje de la barra
- b) El radio de transición entre el extremo circular (cabeza) y la barra no será menor que el diámetro del círculo extremo (cabeza)
- c) El diámetro del perno no será menor que $7/8$ el ancho de la barra, y el diámetro del agujero para el perno no será mayor que el diámetro del perno más 1 mm
- d) Para aceros con $F_y > 485 \text{ MPa}$, el diámetro del agujero no excederá 5 veces el espesor de la placa y el ancho de la barra se reducirá en consecuencia
- e) Se permite placa con un espesor menor que 13 mm solo si colocan tuercas externas que aprieten las placas del sistema y las placas de ajuste y que se genere un apriete ajustado
- f) El ancho entre el extremo del agujero y el extremo de la placa, medido perpendicular a la dirección de la fuerza, será mayor que $2/3$ el ancho de la barra y para efectos de cálculo, menor que $3/4$ el ancho de la barra.

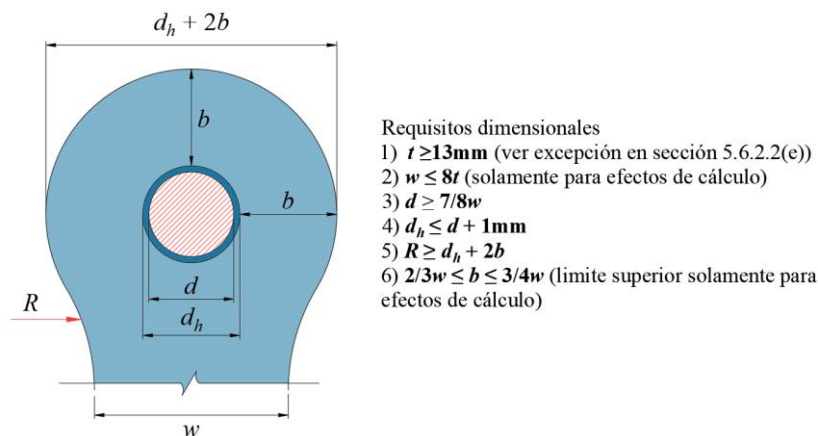


Figura 5.6.2.2 - Limitaciones dimensionales para argollas

6. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

6.1 Alcance

6.1.1 Este capítulo contiene recomendaciones para el diseño de miembros prismáticos de sección transversal constante sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan en el centroide de su sección transversal.

6.1.2 Este capítulo está integrado por las secciones siguientes:

- 6.1 Alcance
- 6.2 Estados límite
- 6.3 Resistencia de diseño
- 6.4 Miembros armados por varios perfiles.

6.2 Estados límite

6.2.1 En el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 o 3 con dos ejes de simetría, en cajón, o de cualquier otra forma, para los que pueda demostrarse que no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión, se considera el estado límite de inestabilidad por flexión.

6.2.2 En columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos o térs, o con dos ejes de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta, además, los estados límite de pandeo por torsión y por flexotorsión.

6.2.3 En secciones tipo 4 se consideran los estados límite combinados de flexión, torsión, o flexotorsión, y pandeo local.

6.2.4 En columnas armadas, del tipo de las formadas por cuatro ángulos ligados entre sí por celosías, se consideran los estados límite del miembro completo y de cada uno de los elementos comprimidos que lo forman.

6.3 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial, R_c , se determina como se indica a continuación. En cada caso particular deben revisarse todos los estados límites pertinentes para identificar el crítico, al que corresponde la resistencia de diseño.

Comentario:

La resistencia de miembros a compresión depende de la clasificación de sus elementos, en función de la relación ancho/espesor. Referirse a 2.2 y a la tabla 2.2.1.2.6.a, para definir si los elementos son esbeltos o no.

6.3.1 Estado límite de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

a) Miembros de sección transversal H, I, circular o rectangular hueca:

$$R_c = F_R \chi F_y A = F_R F_n A \quad (6.3.1.a.1)$$

F_R factor de resistencia, igual que 0.9

A área de la sección transversal de la columna

$F_n = \chi F_y$, esfuerzo nominal en compresión

χ factor de reducción por esbeltez

$$\chi = [1 + \lambda_c^{2n}]^{-1/n} = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_c} \right)^n \right]^{-1/n} \quad (6.3.1.a.2)$$

λ_c parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \tag{6.3.1.a.3}$$

F_e esfuerzo crítico de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \tag{6.3.1.a.4}$$

KL/r relación de esbeltez máxima de la columna

n coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes, para las secciones más comunes empleadas como columnas:

$n=2.0$ en columnas de sección transversal H o I, laminadas y flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes de simetría o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, de acero con límite de fluencia no menor que 414 MPa (4 220 kg/cm²) y con patines de no más de 50 mm de grueso, columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas en caliente o formadas en frío y tratadas térmicamente, o hechas con cuatro placas soldadas, de acero con límite de fluencia no menor que 414 MPa (4 220 kg/cm²), y todos los perfiles con dos ejes de simetría relevados de esfuerzos residuales, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 2.2.1.2.6.a.

$n=1.4$ en columnas de sección transversal H o I laminadas con patines de más de 50 mm de grueso o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 2.2.1.2.6.a.

$n=1.0$ en columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 2.2.1.2.6.a, flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales.

Nota: Los valores **$n= 1.4$** y **$n= 1.0$** se refieren a aceros de grado menor que 60 o con límite de fluencia menor que 414 MPa (4 220 kg/cm²).

Comentario:

La ec. 6.3.1.a.1 se obtuvo con un estudio analítico-experimental en el que se incluyeron, entre otros, esfuerzos residuales, defectos geométricos iniciales y plastificación creciente del material. Se obtuvieron tres curvas de diseño, que proporcionan la resistencia en compresión de columnas de diversos tipos, en función de su esbeltez. Esas tres curvas se obtienen introduciendo en la ec. 6.3.1.a.1, cada uno de los valores del coeficiente **n** que se proporcionaron arriba. La tabla 6.3.1 incluye información adicional para otros perfiles, menos comunes. En la tabla C 6.3.1 se muestran las magnitudes de la relación de esbeltez máxima y el esfuerzo elástico crítico **F_e** para esfuerzos de fluencia **F_y** , de los tipos de acero más comunes de la práctica mexicana.

Tabla C 6.3.1 - Magnitud de la relación de esbeltez máxima y el esfuerzo elástico crítico **F_e**

F_y MPa (kg/cm ²)	Límite KL/r	F_e MPa (kg/cm ²)
250 (2 530)	134	111 (1 131)
345 (3 515)	113	153 (1 560)
415 (4 200)	104	184 (1 876)
485 (4 945)	96	215 (2 192)

Tabla - 6.3.1 Valores del coeficiente *n*

Características del perfil de acero		Eje	Esfuerzo de fluencia nominal del acero, F_y , MPa(kg/cm ²)				
			≤ 248 MPa	249-344 MPa	Gr.50 345 MPa	346-620 MPa	Gr. 90 > 621 MPa
			(≤ 530 kg/cm ²)	(2 535-3 510 kg/cm ²)	(3 515 kg/cm ²)	(3 520-6 325 kg/cm ²)	(>6 330 kg/cm ²)
I o H laminadas	perfiles estándar	Mayor	1.4	1.4	2.0	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
	Pesados ($t_p \geq 51$ mm)	Mayor	1.0	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
I o H armadas	placa estándar	Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	1.4	2.0
	placa gruesa ($t_p \geq 51$ mm)	Mayor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.0	1.4	1.4
Sección armada cajón con cuatro placas	Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0	
	Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0	
Tubos cuadrados o rectangulares	laminados en frío	Mayor	NA	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	NA	1.4	1.4	1.4	1.4
	tratados térmicamente	Mayor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
		Menor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Tubos circulares	laminados en frío	NA	1.4	1.4	1.4	1.4	
	Laminados en caliente	NA	2.0	2.0	2.0	2.0	
Todos los perfiles relevados de esfuerzos residuales		Mayor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
		Menor					

NA: No aplica

Comentario:

Esta sección aplica a miembros sin elementos esbeltos, con sección doblemente simétrica o hueca en los que no es crítico el pandeo por torsión. La ec. 6.3.1.a.1, proporciona el resultado de la resistencia de diferentes tipos de elementos cuya sección y geometría define un valor específico para el parámetro “n”. El parámetro χF_y representa el esfuerzo efectivo a compresión en la sección transversal y es función de la esbeltez del miembro. Las curvas de diseño que se obtienen al sustituir “n” en la ec. 6.3.1.a.1, han incluido resultados de estudios experimentales y analíticos.

b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en 6.3.1.a:

R_e se calcula con la ec. 6.3.1.a.1, con $n=1.4$ (independientemente del valor de F_y)

F_R factor de resistencia, igual que 0.9

6.3.2 Estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión de miembros sin elementos esbeltos

6.3.2.1 Los estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión deben revisarse en miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos y tés, o con dos ejes de simetría, pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las hechas con placas muy delgadas.


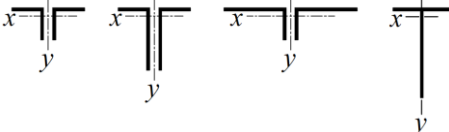
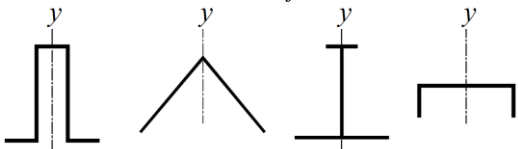
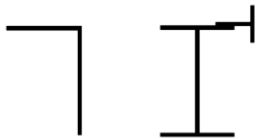
6.3.2.2 Cuando la sección transversal de la columna es tipo 1, 2 o 3, la resistencia de diseño, R_e , se determina con las ecs. 6.3.1.a.1 a 6.3.1.a.3, con $n=1.4$ y $F_R=0.90$, sustituyendo F_e por el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión que se determina de acuerdo con 6.3.2.3 a 6.3.2.5.

Comentario:

Las ecuaciones de esta sección para determinar las cargas de pandeo elástico por torsión y flexotorsión se derivan a partir de estudios analíticos e investigaciones sobre estabilidad estructural (Bleich,1952; Timoshenko y Gere, 1961; Galambos, 1968a; Chen y Atsuta, 1977; Galambos y Surovek, 2008 y Ziemian, 2010). Dado que estas ecuaciones se aplican solamente para pandeo elástico, se deben modificar para considerar pandeo inelástico, lo que se hace por medio de la ec. 6.3.1.a.3.

Los modos de pandeo por torsión y por flexotorsión pueden controlar la resistencia de miembros simétricos fabricados a partir de elementos de placas relativamente delgadas y miembros asimétricos y miembros simétricos con longitudes no arriostradas por torsión significativamente mayor que las longitudes no arriostradas del eje débil en flexión. Las ecuaciones para determinar el esfuerzo crítico elástico para tales miembros se discuten en esta sección. La tabla C6.3.2.2 sirve como guía para seleccionar las ecuaciones apropiadas.

Tabla C6.3.2.2 - Identificación de ecuación para la revisión por pandeo torsional y flexotorsión

Sección transversal	Ecuación
<p>Todos los perfiles con dos ejes de simetría y secciones en Z</p> 	Ec. 6.3.2.3
<p>Ángulo doble y sección en forma de T</p> 	Ec. 6.3.2.4
<p>Miembros con un eje de simetría</p> 	Ec. 6.3.2.4
<p>Miembros asimétricos</p> 	Ec. 6.3.2.5

6.3.2.3 Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \tag{6.3.2.3}$$

Deben revisarse, también, las ecs. 6.3.2.5.c y 6.3.2.5.d

6.3.2.4 Columnas de sección transversal con un eje de simetría

$$F_e = \frac{F_{ex} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ex}F_{ez}H}{(F_{ex} + F_{ez})^2}} \right] \tag{6.3.2.4}$$

Debe revisarse, también, la ec. 6.3.2.5.d.

Comentario:

En la ec. 6.3.2.4 se ha supuesto que el eje de simetría es el X; cuando sea el Y, se harán los cambios de subíndices apropiados.

6.3.2.5 Columnas con secciones transversales sin ningún eje de simetría:

F_e es la menor de las raíces de la ecuación cúbica:

$$(F_c - F_{ex})(F_c - F_{ey})(F_c - F_{ez}) - F_c^2(F_c - F_{ey})\left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 - F_c^2(F_c - F_{ex})\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 = 0 \tag{6.3.2.5}$$

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \tag{6.3.2.5.a}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2}\right) \tag{6.3.2.5.b}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} \tag{6.3.2.5.c}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} \tag{6.3.2.5.d}$$

$$F_{ez} = \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} \right] \frac{1}{A r_o^2} \tag{6.3.2.5.e}$$

F_{ex} y F_{ey} se calculan respecto a los ejes centroidales y principales.

Comentario:

Las ecs. 6.3.2.5 a 6.3.2.5.e contienen un factor de longitud efectiva de pandeo torsional, K_z . Este factor puede tomarse conservadoramente como $K_z=1.0$. Para mayor precisión, si ambos extremos del elemento en la conexión están restringidos contra pandeo en al menos un peralte, el factor se puede considerar igual que $K_z=0.5$. Si un extremo del miembro está restringido al alabeo y el otro extremo está libre, entonces el factor se puede considerar igual que $K_z=0.7$.

L_x, L_y, L_z
 K_x, K_y, K_z
 x_o, y_o
 r_x, r_y
 r_o

longitudes libres para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
 factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
 distancia del centro de torsión al centroide a lo largo de un sistema de ejes centroidales y principales
 radios de giro de la sección transversal de la columna respecto a los ejes centroidales y principales X y Y
 radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro de torsión

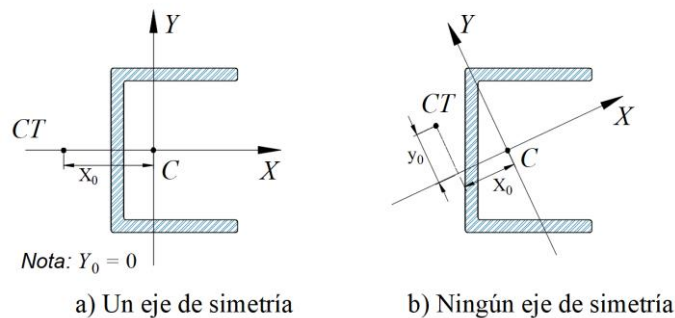


Figura 6.3.2 - Centroide (C) y centro de torsión (CT)

Comentario:

En secciones I con dos ejes de simetría, C_a puede tomarse igual que $(I_y h_o^2)/4$, donde h_o es la distancia entre los centroides de los patines.

El parámetro clave para el diseño de la capacidad a carga axial en compresión en estos elementos, es el esfuerzo elástico crítico F_e , el cual se calculará con las ecs. 6.3.2.3 o 6.3.2.4 para secciones doblemente simétricas o con un solo eje de simetría, respectivamente, y con las ecs. 6.3.1.a.4 y 6.3.2.5 a 6.3.2.5.e, para secciones sin ejes de simetría.

Para el caso de columnas con dos ejes de simetría, es importante tener presente que la restricción al desplazamiento lateral en la dirección del menor radio de giro de la columna, podría no evitar el giro torsional de la columna, el cual ocurre con respecto al centroide, de manera que la longitud sin restricción al pandeo torsional podría ser mayor que la longitud sin restricción a la flexión en esta dirección “débil”. Por ello, al aplicar la ec. 6.3.2.3, también es necesario revisar las ecs. 6.3.2.5.c y 6.3.2.5.d.

La longitud efectiva para pandeo torsional ($K_x L_x$) puede considerarse conservadoramente como la longitud de la columna, pero puede reducirse a 0.5 veces la longitud de la columna, si en ambos extremos de la columna se presentan conexiones que restringen la deformación torsional de la sección. Si solo existen este tipo de conexión en uno de los extremos de la columna, se podría considerar una longitud efectiva para pandeo torsional igual que 0.7 veces la longitud de la columna.

6.3.3 Estados límite de pandeo local de miembros con elementos esbeltos

6.3.3.1 Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, cualquiera que sea la forma de la sección, pero siempre que esté formada por elementos planos, la resistencia de diseño en compresión, R_c , se determina de acuerdo con 6.3.1 y 6.3.2, sustituyendo el área total, A , por el área efectiva, A_e , que se determina de acuerdo con 2.2.5.

Comentario:

En la determinación de los parámetros relacionados con la esbeltez se utilizan las propiedades geométricas de la sección transversal completa.

En la NTC-Acero se hace una distinción entre miembros que tienen elementos no atiesados y atiesados. Se utilizan dos filosofías por separado: a) se considera que los elementos no atiesados llegan a su estado límite cuando alcanzan su esfuerzo teórico por pandeo local y, b) los elementos atiesados, por otro lado, hacen uso de la resistencia post-pandeo inherente a una placa que se soporta en sus dos bordes longitudinales, como en miembros tubulares. El concepto de ancho efectivo se usa para obtener la resistencia post-pandeo adicional.

6.3.4 Estados límite de pandeo local en columnas tubulares de sección transversal circular

6.3.4.1 La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca de pared delgada, sometidas a compresión axial, cuyas relaciones diámetro exterior/grueso de pared (D/t) son mayores que $0.11E/F_y$, pero no exceden de $0.45E/F_y$, se calcula de conformidad con 6.3.1, con $n=1.4$ y sustituyendo el área total, A , por el área efectiva, A_e , que se determina de acuerdo con 2.2.6.

6.3.4.2 En secciones circulares huecas no es crítico el pandeo por torsión. No se recomienda el diseño de columnas de sección transversal circular hueca con una relación diámetro exterior/grueso, D/t , mayor que $0.45E/F_y$ (ver 2.2.1).

Comentario:

Es poco común que el diseñador recurra a columnas que estén regidas por posibles combinaciones de los modos anteriores y por el pandeo local de sus elementos. Si alguno de los elementos de la sección transversal es esbelto, debe revisarse la reducción en la capacidad de carga por posibles efectos combinados de pandeo local y/o pandeo global.

Las recomendaciones para columnas tubulares de sección transversal circular y la limitación propuesta relaciones D/t mayor que $0.45E/F_y$ está basada en pruebas experimentales.

6.4 Miembros armados por varios perfiles

Comentario:

En esta sección se emiten especificaciones para la resistencia y requerimientos dimensionales de miembros armados por dos o más perfiles interconectados por tornillos o soldadura. La resistencia a compresión de los miembros armados se ve afectada por la interacción entre el modo de pandeo de conjunto y el modo de pandeo de cada elemento individual.

6.4.1 Los miembros comprimidos completos, y todas las partes que los constituyen, deben satisfacer los requisitos de las secciones 3.3 y 2.2. Los elementos componentes de miembros deben estar unidos entre sí, en sus extremos, de una manera que asegure el trabajo de conjunto.

6.4.1 Separación entre tornillos o soldaduras

6.4.1.1 Los componentes individuales de miembros en compresión compuestos por dos o más secciones deben estar conectados entre sí en puntos separados a una distancia a , de manera que la esbeltez efectiva $K a/r_i$ de cada sección componente, entre los sujetadores, no exceda del 75 por ciento de la relación de esbeltez que controla el diseño del miembro armado. En el cálculo de la relación de esbeltez de cada tramo se utiliza su radio de giro menor, r_i .

Comentario:

Limitar la relación de esbeltez de los elementos que conforman el miembro armado entre los tornillos o soldaduras, al 75 por ciento de la relación de esbeltez global mitiga efectivamente el efecto de pandeo compuesto. Es posible consultar una discusión más amplia en Duan et al. (2002).

6.4.1.2 La conexión de los elementos con la placa de apoyo se hará con soldadura o con tornillos pretensados.

6.4.1.3 En los extremos de miembros armados en compresión, incluyendo los apoyados en placas base o superficies terminadas, todos los componentes en contacto uno con otro deben estar unidos por una soldadura de longitud no menor que el ancho máximo del miembro, o por tornillos espaciados longitudinalmente no más de cuatro diámetros en una distancia igual que 1.5 veces el máximo espesor del miembro.

6.4.1.4 Entre las conexiones en los extremos indicadas arriba, y exceptuando los casos en que se requiera una separación menor para transmitir las cargas o para sellar superficies inaccesibles, la separación longitudinal entre tornillos intermedios, medida a lo largo de la línea en que están colocados, o la separación longitudinal libre entre soldaduras intermitentes, no será mayor que el que sea aplicable de los valores siguientes:

- a) $0.75t\sqrt{E/F_y}$, sin exceder de 300 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección en los casos en que están conectadas por medio de tornillos colocados en todas las líneas de gramil, o de soldaduras intermitentes depositadas a lo largo de los bordes
- b) $1.12t\sqrt{E/F_y}$, sin exceder de 450 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en los casos en que los tornillos o soldaduras intermitentes que los conectan están colocados alternados en líneas paralelas.

t grueso de la placa exterior

F_y esfuerzo de fluencia mínimo garantizado del acero de la placa exterior

6.4.1.5 Los requisitos anteriores no siempre proporcionan un ajuste continuo entre los elementos en contacto. Cuando la corrosión pueda constituir un problema serio, puede ser necesario disminuir la separación entre tornillos o soldaduras, o colocar soldaduras a todo lo largo de los bordes.

6.4.1.6 Para los límites de separación longitudinal entre tornillos de elementos en contacto continuo, como una placa y un perfil o dos placas, ver en 11.3.8.

Comentario:

Para que un miembro compuesto actúe como elemento estructural, la conexión en el extremo debe ser soldada o con tornillos pretensados. Por otra parte, la resistencia a la compresión se verá afectada por la deformación de corte de los conectores intermedios. Estos criterios utilizan una relación de esbeltez efectiva límite para considerar este efecto. Cuando se utilizan conectores intermedios pretensados o soldados, Aslani y Goel (1991) desarrollaron una fórmula semianalítica para el uso de las especificaciones del AISC 360. A medida que se dispuso de más datos experimentales, un estudio estadístico desarrollado por Sato y Uang (2007) mostró que las expresiones simplificadas que se retoman en la NTC-Acero-20 (ecs. 6.4.2.2.b.1 a 6.4.2.2.b.2.b) tienen una precisión adecuada. La capacidad de carga de columnas fabricadas con varios perfiles, es resultado de la interacción entre el pandeo global de la columna completa y el pandeo local de los diferentes elementos que la componen. El efecto combinado de pandeo puede controlarse si la relación de esbeltez de los elementos individuales igual o menor que el 75 por ciento de la relación de esbeltez del elemento completo; la separación entre tornillos o soldaduras, será entonces un aspecto importante para definir la resistencia de este tipo de columnas.

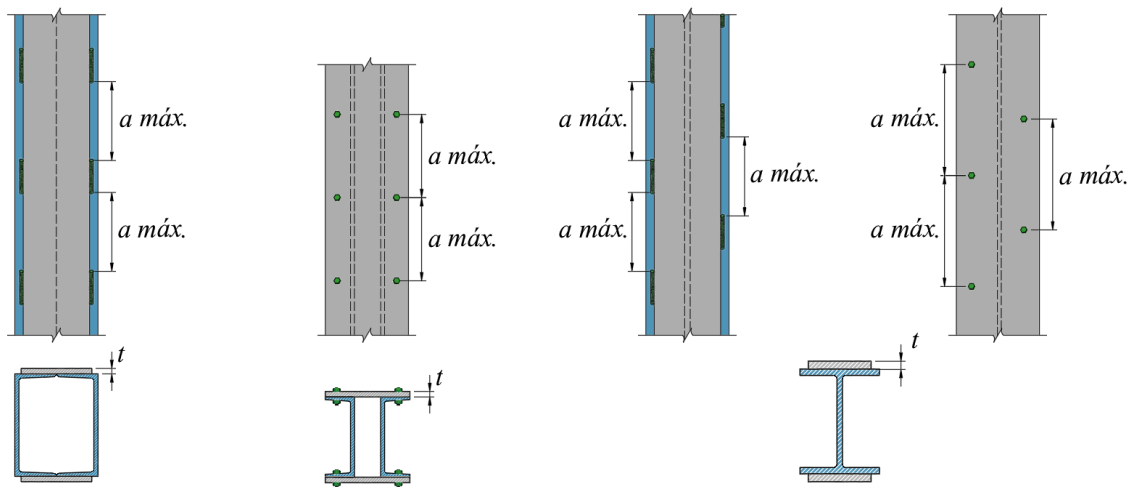


Figura 6.4.1 - Miembros armados. Separación máxima “a” de elementos de unión

6.4.2 Relaciones de esbeltez

6.4.2.1 En miembros comprimidos formados por dos o más perfiles laminados, en contacto o separados unos de otros, unidos por medio de elementos intermitentes (miembros armados), la relación de esbeltez de cada perfil, basada en su radio de giro mínimo y la distancia entre puntos de unión, no será mayor que el 75 por ciento de la del miembro armado completo.

6.4.2.2 La resistencia en compresión del miembro armado se define según las siguientes condiciones:

- a) La relación de esbeltez del miembro armado completo, con respecto al eje apropiado, cuando la forma de pandeo no produce deformaciones relativas que ocasionen fuerzas cortantes en los elementos de conexión entre perfiles individuales (ejemplo: dos canales unidas entre sí por los patines, con placas interrumpidas, que se pandean por flexión alrededor del eje paralelo a las placas)
- b) Una relación de esbeltez modificada, respecto al eje normal al considerado en 6.4.2.2 (a), cuando la forma de pandeo produce deformaciones relativas que ocasionan fuerzas cortantes en los elementos de unión; su valor es:
 - 1) Cuando los sujetadores intermedios son tornillos no pretensados (al apriete):

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \tag{6.4.2.2.b.1}$$

Cuando los sujetadores intermedios son soldaduras o tornillos pretensados:

Para $a/r_i \leq 40$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \tag{6.4.2.2.b.2.a}$$

Para $a/r_i > 40$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \tag{6.4.2.2.b.2.b}$$

- $(KL/r)_m$ relación de esbeltez modificada del miembro armado
- $(KL/r)_o$ relación de esbeltez del miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad en la dirección de pandeo considerado
- a distancia entre tornillos o distancia libre entre soldaduras

r_i radio de giro mínimo del elemento individual
 K_i = 0.50 para ángulos espalda con espalda
 = 0.75 para canales espalda con espalda
 = 0.85 para todos los otros casos

- c) Cuando el miembro armado está formado por dos perfiles laminados unidos entre sí, en contacto o separados solamente por una placa, tales como ángulos espalda con espalda, o con celosía o placas interrumpidas, la relación de esbeltez máxima de las partes componentes, entre conectores o soldaduras, se basará en un factor de longitud efectiva de 1.0 cuando los conectores son tornillos no pretensados y de 0.65 cuando se usa soldadura o tornillos pretensados.

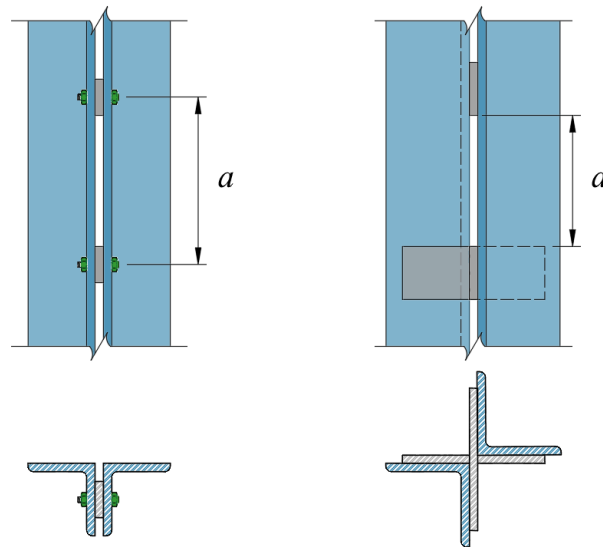


Figura 6.4.2.2 - Miembros armados. Separación “a” entre elementos de unión

6.4.2.3 Si el miembro en compresión consiste en dos ángulos en estrella, unidos entre sí cuando menos en los tercios de su longitud, no es necesario revisar si se satisfacen los requisitos de esta sección.

6.4.2.4 Los sujetadores y las placas de unión, si las hay, de conformidad con 6.4.2.2 (c), se diseñan para que resistan una fuerza no menor que el uno por ciento de la compresión total en el miembro armado.

6.4.3 Elementos para armar los miembros

Los lados abiertos de miembros comprimidos formados por placas o perfiles se conectarán entre sí por medio de celosías o placas de unión perforadas.

6.4.3.1 Placas de unión perforadas

6.4.3.1.1 Las placas de unión perforadas con una sucesión de agujeros de acceso, deben ser continuas a lo largo del miembro armado. El ancho, b , es la menor distancia transversal entre las líneas de tornillos o soldaduras que unen la placa a los componentes principales, y el área neta, A_n , de la placa se considera en el agujero de mayor ancho.

6.4.3.1.2 Se considera que el área neta de la placa, A_n , contribuye a la resistencia sólo si se cumple con los requisitos siguientes:

- La relación ancho/espesor debe satisfacer los límites de la tabla 2.2.1.2.6.a
- La relación entre la longitud, l_a , (en la dirección de la fuerza) y el ancho, b_a , del agujero de acceso no excede de 2

- c) La distancia libre entre perforaciones en la dirección de la fuerza no es menor que la distancia transversal entre líneas próximas de tornillos o soldaduras
- d) La periferia de las perforaciones en todos los puntos debe tener un radio mínimo de 38 mm.

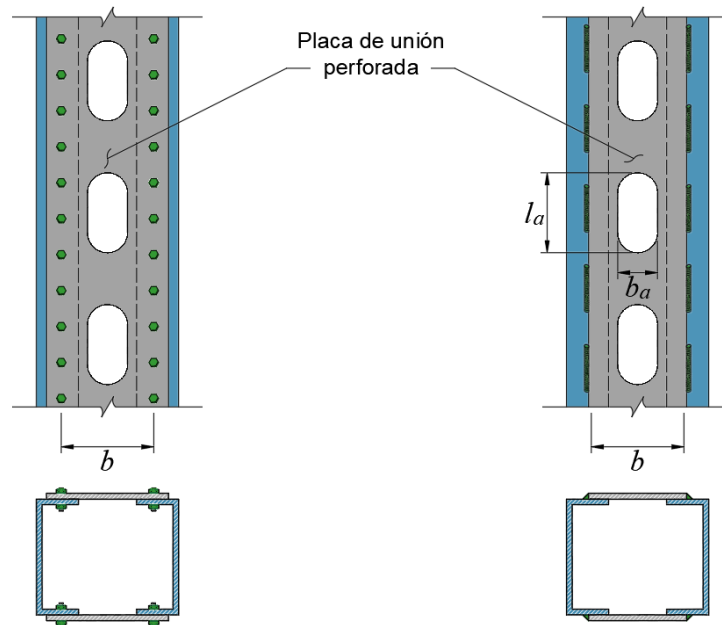


Figura 6.4.3.1.2 - Placas de unión perforadas para armar miembros

Comentario:

Algunos requisitos de dimensionamiento se basan en el juicio y la experiencia del diseñador establecidos en el AISC 360 complementados para la práctica mexicana. Las disposiciones que rigen el dimensionamiento de las placas de cubierta perforadas se basan en una amplia investigación experimental como en Stang y Jaffe (1948).

6.4.3.2 Celosías

6.4.3.2.1 Las celosías constituirán un sistema triangulado completo formado por soleras, varillas o perfiles.

6.4.3.2.2 La separación de las uniones de los elementos de las celosías con los componentes principales será tal que la relación de esbeltez de cada elemento principal, determinada entre los puntos de conexión, no sea mayor que el 75 por ciento de la relación de esbeltez que gobierna el diseño del miembro completo.

6.4.3.2.3 La celosía debe diseñarse para resistir una fuerza cortante, normal al eje longitudinal del miembro completo, no menor que el 2 por ciento de la fuerza de compresión total en el miembro, más la fuerza cortante producida por fuerzas transversales, cuando las haya.

6.4.3.2.4 La relación de esbeltez de los elementos que forman la celosía no excederá de 140 si la celosía es sencilla, ni de 200 cuando sea doble.

6.4.3.2.5 Cuando se emplee celosía sencilla, la longitud efectiva es la distancia entre conexiones con los elementos principales. Si la celosía es doble la longitud efectiva es el 70 por ciento de la distancia anterior y los elementos que la forman deben estar unidos entre sí en sus intersecciones.

6.4.3.2.6 El ángulo θ que forman los elementos de la celosía con el eje longitudinal del miembro completo será, de preferencia, no menor de 45 grados para celosía doble, ni de 60 grados para la sencilla.

Comentario:

Si la distancia entre las líneas de soldaduras o tornillos que la conectan con los patines es mayor que 380 mm, es preferible que la celosía sea doble o esté hecha con ángulos.

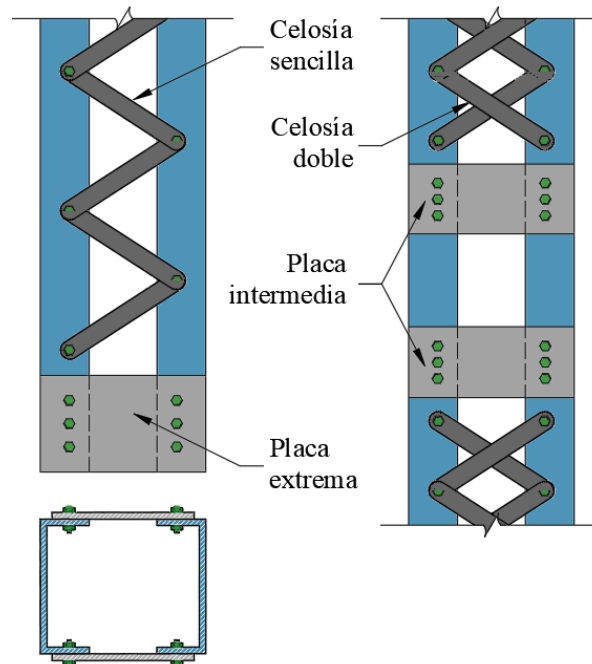


Figura 6.4.3.2.6 - Celosías para armar miembros en compresión

6.4.3.2.7 En los extremos de las celosías y en puntos intermedios en que éstas se interrumpan, se colocarán diafragmas en el plano de la celosía, formados por placas o perfiles. Los diafragmas se colocarán tan cerca de los extremos como sea posible.

6.4.3.2.8 Las placas extremas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las conectan a los elementos principales del miembro. La longitud de las placas intermedias será, como mínimo, la mitad de la anterior. El grueso de las placas no será menor que 1/50 de la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las unen a los elementos principales, y la separación longitudinal entre tornillos o la distancia libre entre soldaduras, no excederá de 150 mm. Se colocarán, cuando menos, tres tornillos en cada extremo de la placa, o soldadura con una longitud total no menor que un tercio de la longitud de la placa.

6.4.3.2.9 La longitud y el grueso de las placas extremas o intermedias pueden ser menores que los especificados en el párrafo anterior, o pueden utilizarse perfiles en vez de placas, si se efectúa un estudio que justifique estas modificaciones.

6.4.3.2.10 Los perfiles utilizados como diafragmas deben dimensionarse y conectarse para transmitir, de un componente principal al otro, una fuerza cortante igual que el 5 por ciento de la compresión axial total en el miembro.

6.4.4 Elementos perpendiculares a los principales

6.4.4.1 En las caras abiertas de miembros armados comprimidos que no soportan flexión primaria, además de la carga axial, pueden utilizarse elementos perpendiculares al eje longitudinal de la columna, constituidos por placas o perfiles, en vez de la celosía. Deben colocarse placas en los extremos del miembro, en puntos intermedios donde la columna esté soportada lateralmente, y en todas las posiciones adicionales que sean necesarias para que se satisfagan los requisitos de 6.4.3.

6.4.4.2 Cuando los elementos mencionados arriba son planos (placas interrumpidas), su dimensión, medida a lo largo del eje de la columna, no debe ser menor que la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las conectan a los componentes principales del miembro, ni su grueso menor que 1/60 de esa distancia. Las placas de unión y sus conexiones deben dimensionarse de manera que resistan, simultáneamente, una fuerza cortante V y un momento M dados por:

$$V = \frac{0.025P_u d}{an} \quad (6.4.4.2.a)$$

$$M = \frac{0.025P_u d}{2n} \quad (6.4.4.2.b)$$

- d*** distancia entre centros de placas de unión, medida a lo largo del eje de la columna
- a*** separación entre líneas de tornillos o soldaduras que conectan las placas de unión con los componentes principales del miembro
- n*** número de planos paralelos en los que están colocados las placas de unión
- P_u*** fuerza axial de diseño que actúa en el miembro

Espacio en blanco dejado de manera intencional

7. MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)

Este capítulo es aplicable a vigas laminadas y a trabes hechas con placas soldadas en aquellas secciones e incisos a las que haga referencia el Capítulo 7. Está compuesto por las secciones siguientes:

- 7.1 Estados límite
- 7.2 Consideraciones generales y resistencias nominales
- 7.3 Miembros compactos (tipo 1 o 2) de sección I con dos ejes de simetría y canales, flexionados alrededor del eje de mayor inercia
- 7.4 Miembros de sección IE o IR de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 o 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia
- 7.5 Miembros de sección IE o IR de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia
- 7.6 Miembros de sección IE, IR y canales CE, flexionados alrededor del eje de menor inercia
- 7.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular, laminados OR (*HSS*) o formados por cuatro placas soldadas
- 7.8 Miembros de sección tubular circular OC
- 7.9 Miembros de sección TR o formados por dos ángulos espalda con espalda cargados en el plano de simetría
- 7.10 Ángulos sencillos LI y LD
- 7.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza OS
- 7.12 Miembros de sección sin ningún eje de simetría.

Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes.

Las resistencias de diseño en flexión, M_R , se determinan con la expresión $F_R M_n$, y las resistencias nominales, M_n , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, se evalúan como se indica en lo que sigue.

7.1 Estados límite

7.1.1 En el diseño de miembros en flexión deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

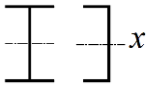
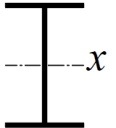
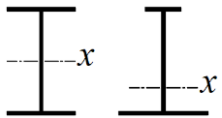
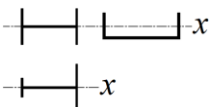
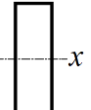



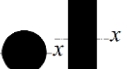
- a) Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas
- b) Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos
- c) Iniciación del flujo plástico en la sección crítica, fluencia (F)
- d) Pandeo lateral por flexotorsión (PLT)
- e) Pandeo local del patín comprimido (PLP)
- f) Pandeo local del alma, producido por flexión (PLA)
- g) Plastificación del alma por cortante
- h) Pandeo local del alma por cortante
- i) Tensión diagonal en el alma
- j) Flexión y fuerza cortante combinadas
- k) Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales
- l) Fatiga.

Comentario:

El estado límite de fatiga se estudia en el Capítulo 18 de esta Norma.

7.1.2 Además, deben considerarse también estados límite de servicio, principalmente por deformaciones y vibraciones.

Tabla 7.1.2 - Estados límite aplicables a las diversas secciones

Sección del capítulo	Sección transversal	Patín	Alma	Estados Límite
7.3		<i>C</i>	<i>C</i>	<i>F</i> <i>PLT</i>
7.4		<i>NC</i> <i>E</i>	<i>C</i> <i>NC</i>	<i>F</i> <i>PLT</i> <i>PLP</i>
7.5		<i>C</i> <i>NC</i> <i>E</i>	<i>E</i>	<i>F</i> <i>PLT</i> <i>PLP</i>
7.6		<i>C</i> <i>NC</i> <i>E</i>	<i>NA</i>	<i>F</i> <i>PLP</i>
7.7		<i>C</i> <i>NC</i> <i>E</i>	<i>C</i> <i>NC</i>	<i>F</i> <i>PLP</i> <i>PLA</i>
7.8		<i>NA</i>	<i>NA</i>	<i>F</i> <i>PL</i>
7.9		<i>C</i> <i>NC</i> <i>E</i>	<i>NA</i>	<i>F</i> <i>PLT</i> <i>PLP</i> <i>PLA</i>
7.10		<i>NA</i>	<i>NA</i>	<i>F</i> <i>PLT</i> <i>PLAA</i>
7.11		<i>NA</i>	<i>NA</i>	<i>F</i> <i>PLT</i>
7.12	<i>Asimétrica</i>	<i>NA</i>	<i>NA</i>	<i>Todos</i>

Simbología:

- C* Compacta
- NC* No Compacta
- E* Esbelta
- F* Iniciación del flujo plástico en la sección crítica, fluencia
- PLT* Pandeo lateral por flexotorsión
- PLP* Pandeo local del patín comprimido

PLA	Pandeo local del alma por flexión
FPT	Fluencia del patín en tensión
PLAA	Pandeo local en alas de ángulos
PL	Pandeo local
NA	No aplica

7.2 Consideraciones generales

- 1) En todos los casos de este Capítulo, el factor de reducción de resistencia F_R es igual que **0.9**, excepto cuando se indique otra cosa
- 2) Para las ecuaciones en esta sección se considera que no hay rotación inicial alrededor del eje longitudinal entre secciones soportadas
- 3) Para miembros con secciones con un eje de simetría en curvatura simple, y para aquellos con secciones doblemente simétricas, el factor de pandeo lateral por flexotorsión, C_b , se determina de conformidad con 7.2.1
- 4) Para miembros con sección transversal con un eje de simetría en curvatura doble, por ejemplo, secciones IS con patines de ancho o espesores diferentes, el pandeo lateral por flexotorsión se deberá verificar para cada uno de los patines.

7.2.1 Factor de pandeo lateral por flexotorsión C_b

7.2.1.1 Con este factor se incluyen en el diseño los efectos de la variación del momento entre puntos con soporte lateral. De manera conservadora se puede considerar $C_b = 1.0$.

7.2.1.2 En la deducción del valor de C_b se hacen las suposiciones siguientes:

- a) El elemento es doblemente simétrico, o con un eje de simetría en curvatura simple
- b) Las cargas están aplicadas en el centro de cortante del elemento
- c) La sección transversal del elemento, en los puntos soportados lateralmente, está restringida al desplazamiento lateral y por torsión.

7.2.1.3 Para vigas en voladizo en las que el extremo libre no tiene restricción lateral se considera $C_b = 1.0$.

Comentario:

En ningún caso se permite que el máximo momento nominal exceda el momento plástico, es decir, $C_b M_n \leq M_p$. Para miembros con secciones doblemente simétricas y sin carga transversal entre los soportes transversales, $C_b = 1.0$ para momentos extremos iguales y de sentido opuesto (curvatura simple); $C_b = 2.5$ para momentos iguales y del mismo sentido (curvatura doble) y, $C_b = 1.67$ cuando el momento en un extremo es cero. En caso de requerirse procedimientos más precisos, por ejemplo, cuando las cargas están aplicadas en el patín inferior o bien cuando no están aplicadas en el centro de cortante de la sección transversal, es necesario recurrir a la literatura especializada (De Buen, 1980).

7.2.1.4 Método de los cuatro momentos

7.2.1.4.1 Este método permite el cálculo del factor C_b para la mayoría de los casos comunes de variación del momento. El valor del factor se determina con la ec. 7.2.1.4.1, para lo que se requieren los valores absolutos de los momentos en cuatro secciones transversales del tramo no soportado lateralmente de la viga (fig. 7.2.1.4.1).

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (7.2.1.4.1)$$

M_{max} momento máximo, en valor absoluto, en el segmento comprendido entre secciones soportadas lateralmente, incluyéndolas a ellas.

M_A momento, en valor absoluto, a un cuarto del inicio del segmento no soportado lateralmente

M_B momento, en valor absoluto, en el centro del segmento no soportado lateralmente

M_C momento, en valor absoluto, a tres cuartos del inicio del segmento no soportado lateralmente

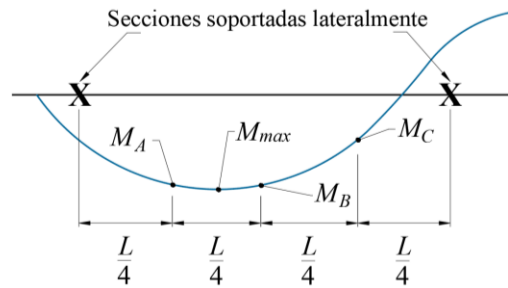


Figura 7.2.1.4.1 - Localización de los momentos para el método de cuatro momentos

Comentario:

La ecuación de los cuatro momentos (ec. 7.2.1.4.1) proporciona resultados bastante precisos cuando hay cargas entre las secciones soportadas lateralmente (Zoruba. y Dekker, 2005). Este método da resultados no conservadores en los casos en que hay cambios abruptos en el diagrama de momentos, por ejemplo, cuando hay un momento concentrado entre los puntos de soporte lateral. En estos casos es aconsejable utilizar el valor conservador $C_b=1.0$. Sin embargo, es frecuente que donde hay un momento concentrado se tenga un soporte lateral.

7.2.1.5 Método alterno

7.2.1.5.1 Este método se aplica a elementos con momentos en los puntos de soporte lateral y sin cargas transversales entre ellos (diagrama de momentos lineal, fig. 7.2.1.5.1).

$$C_b = \left[0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right]^{-1} \leq 2.5 \tag{7.2.1.5.1}$$

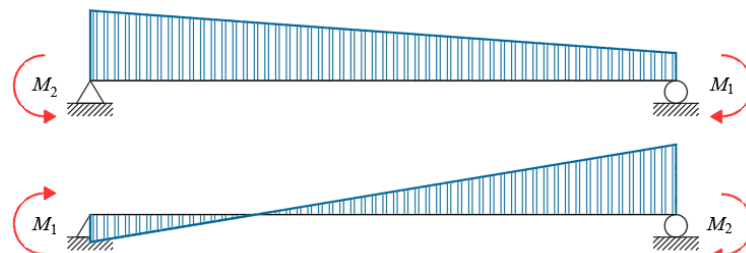


Figura 7.2.1.5.1 - Diagrama de momentos lineal para el método alterno

Comentario:

La ec. 7.2.1.5.1, proporciona valores adecuados cuando no hay cargas entre las secciones soportadas lateralmente (puntos de soporte lateral y apoyos), por ejemplo, para la mayoría de las columnas las cuales suelen no tener carga entre apoyos. Cuando hay cargas entre secciones soportadas lateralmente y hay puntos de inflexión, como el caso de una viga doblemente empotrada con carga repartida, el valor de C_b es muy conservador y poco preciso, por lo tanto, se debe de utilizar la ec. 7.2.1.4.1.

7.3 Miembros compactos (tipo 1 y 2) de secciones IE, IR o IS con dos ejes de simetría y canales CE, flexionados alrededor del eje de mayor inercia

La resistencia nominal es el menor de los siguientes valores:

7.3.1 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua, $L \leq L_u$

7.3.1.1 La resistencia nominal, M_n , de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , es igual que:

$$M_n = Z_x F_y = M_p \tag{7.3.1.1}$$

Comentario:

Para secciones tipo 1 y 2 la resistencia máxima es la correspondiente a M_p .

Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior. Este punto puede ser de especial importancia en presencia de acciones sísmicas.

7.3.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$

7.3.2.1 Este estado límite no puede presentarse cuando $L \leq L_u$.

7.3.2.2 Cuando $M_e > \frac{2}{3} M_p$ ($L_u < L \leq L_r$)

$$M_n = 1.15 M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_e} \right) \leq M_p \tag{7.3.2.2}$$

Comentario:

La ec. 7.3.2.2, corresponde a pandeo inelástico. La norma adopta la transición parabólica de Bleich (De Buen, 1980) que considera esfuerzos residuales de $0.5 F_y$ que, elevado al cuadrado, correspondería a un factor de 0.25, el cual se ha incrementado a 0.28 dado que se ha definido la transición entre el intervalo elástico y el inelástico a $2/3 M_p$ o $2/3 M_y$, según sea el caso, en lugar de 1/2. El factor de 1.15 toma en cuenta el efecto del endurecimiento por deformación.

7.3.2.3 Cuando $M_e \leq \frac{2}{3} M_p$ ($L > L_r$)

$$M_n = M_e \tag{7.3.2.3.a}$$

$$M_n = \frac{C_b \pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_a} \tag{7.3.2.3.b}$$

$$= \frac{C_b \pi E}{L} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]}$$

- L** distancia entre secciones de la viga soportadas lateralmente de manera adecuada
- I_y** momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma
- J** constante de torsión de Saint Venant o de torsión pura
- C_a** constante de torsión por alabeo

Comentario:

La ec. 7.3.2.3.b, corresponde a la solución elástica para una viga en flexión uniforme. Las acciones diferentes a la flexión uniforme se toman en cuenta por medio del factor C_b .

El factor C_b transforma el diagrama de momentos en uno uniforme equivalente.

El valor de 2/3 corresponde a un valor de $0.5 F_y$ de esfuerzos residuales incrementándolo $2/3 M_p$ resultando en un aumento de la resistencia máxima de 15 por ciento para tomar en cuenta el endurecimiento por deformación.

7.3.2.4 En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

7.3.2.5 Las longitudes características L_u y L_r se calculan con las siguientes expresiones:

- 1) Miembros de sección transversal IE, IR o IS

$$L_u = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_u} \sqrt{\frac{E C_a}{G J}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \tag{7.3.2.5.a}$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \tag{7.3.2.5.b}$$

$$X_u = 4.293 \frac{Z_x F_y}{C_b GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.22 X_r \tag{7.3.2.5.c}$$

$$X_r = \frac{4}{3} \frac{Z_x F_y}{C_b GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} \tag{7.3.2.5.d}$$

Comentario:

Las resistencias nominales M_n (ecs. 7.3.2.2 y 7.3.2.3.a) pueden utilizarse sin calcular las longitudes características L_u y L_r . Es decir, si $2/3M_p \leq M_n \leq M_p$ es pandeo inelástico y si $M_n < 2/3M_p$ es pandeo elástico.

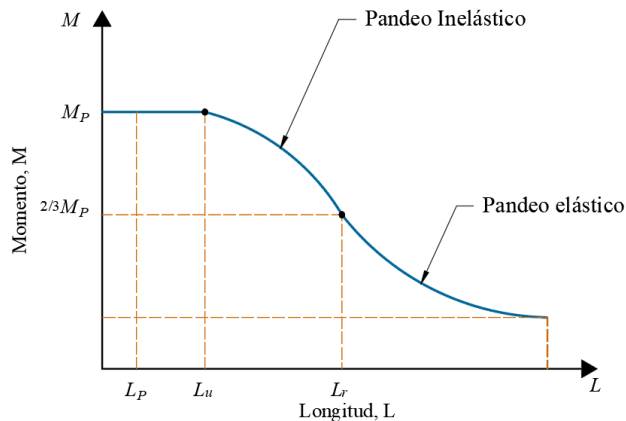


Figura 7.3.2.5 - Momento nominal como función de la longitud de la viga soportada lateralmente. Secciones compactas y no compactas

Comentario:

Se han definido las longitudes L_u y L_r que dividen los distintos intervalos. Para longitudes entre L_u y L_r se presenta el pandeo inelástico y mayor a L_r el pandeo elástico. Para determinar la resistencia de una viga no es necesario calcular las longitudes características, basta con determinar el momento elástico y si es mayor a $2/3M_p$ o a $2/3M_y$ según el caso, se corrige por inelasticidad.

7.4 Miembros de sección IE, IR o IS de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 y tipo 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia

7.4.1 La resistencia nominal es la menor de los correspondientes a los estados límite de pandeo lateral por flexotorsión y de pandeo local del patín comprimido.

7.4.2 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua $L \leq L_u$

$$M_n = S_x F_y = M_y \tag{7.4.2.1}$$

Comentario:

Para secciones tipo 3 la resistencia máxima es la correspondiente a M_y .

7.4.3 Pandeo lateral por flexotorsión $L > L_u$

7.4.3.1 Este estado límite no puede presentarse cuando $L \leq L_u$

7.4.3.2 Cuando $M_e > \frac{2}{3}M_y$ ($L \leq L_r$)

$$M_n = 1.15M_y \left(1 - \frac{0.28M_y}{M_e} \right) \leq M_y \quad (7.4.3.2)$$

7.4.3.3 Cuando $M_e \leq \frac{2}{3}M_y$ ($L > L_r$)

$$M_n = M_e \quad (7.4.3.3)$$

7.4.3.4 M_e se calcula con la ec. 7.3.2.3.b.

7.4.3.5 Los límites de aplicación de las ecs. 7.4.3.2 y 7.4.3.3 se determinan con las ecs. 7.3.2.5.a y 7.3.2.5.b, pero al calcular X_u y X_r debe substituirse Z_x por S_x .

Comentario:

Son aplicables los comentarios de 7.3 substituyendo M_p por M_y .

7.4.4 Pandeo local del patín comprimido

a) Secciones con patines no compactos (tipo 3)

7.4.4.1 En secciones IE, IR o IS cuyos patines tienen relaciones ancho/grueso comprendidas entre las correspondientes a secciones compactas (tipo 2) y no compactas (tipo 3), puede tomarse un valor de M_n comprendido entre M_p y M_y calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de $0.38\sqrt{E/F_y}$ y $1.0\sqrt{E/F_y}$. En secciones hechas con placas soldadas, el segundo límite cambia a $0.95\sqrt{k_c E/F_L}$, k_c y F_L se definen en la tabla 2.2.1.2.6.b.

Comentario:

Se permite que se considere una capacidad a flexión comprendida entre M_p y M_y en función de la relación ancho/grueso de los patines.

b) Secciones con patines esbeltos (tipo 4)

7.4.4.2 La resistencia nominal, M_n , se determina como:

$$M_n = S_e F_y \quad (7.4.4.2)$$

7.4.4.3 S_e , es el módulo de sección elástico efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido determinado de acuerdo con 2.2.5, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

Comentario:

Al ser los patines tipo 4 se calcula el ancho efectivo b_e del patín en compresión de acuerdo con 2.2.5.

7.4.4.4 De forma aproximada, M_n puede calcularse con la ec. 7.4.4.4.

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_x}{\left(\frac{b}{2t_p}\right)^2} \quad (7.4.4.4)$$

7.5 Miembros de sección IE, IR, IS de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia

7.5.1 Esta sección se aplica a secciones IE, IR, IS, de simple o doble simetría, con almas esbeltas conectadas a la mitad del ancho del patín y flexionadas alrededor del eje de mayor inercia.

7.5.2 La resistencia nominal, M_n , se calcula multiplicando la resistencia determinada en 7.3 o 7.4, según sea el caso, por R_{pg} :

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \left(\frac{h}{t_a} - 5.60 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (7.5.2)$$

Comentario:

Si el alma es esbelta, esto es, si su relación ancho/grueso es mayor que $5.6\sqrt{E/F_y}$, la resistencia de la sección se reduce de acuerdo con la ec. 7.5.2 debido a que no se puede generar la capacidad total del patín en compresión por la esbeltez del alma. Para su deducción se puede consultar De Buen (1980).

7.6 Miembros de sección IE, IR o IS y canales CE, flexionados alrededor del eje de menor inercia

7.6.1 La resistencia nominal, M_n , es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local de los patines.

7.6.2 Fluencia

$$M_n = M_{py} = F_y Z_y \leq 1.60 F_y S_y \quad (7.6.2)$$

Comentario:

Los miembros de sección IE, IR o IS y canales CE flexionados alrededor del eje de menor momento de inercia no pueden pandearse lateralmente por flexotorsión. Los límites de la relación ancho/grueso para secciones I definidas en la tabla 2.2.1.2.6.b, son las mismas para ambos ejes en flexión, lo que es una simplificación conservadora. El límite de $1.60F_y S_y$ en la ec. 7.6.2 se define para evitar que llegue a la plastificación en secciones canal trabajando a flexión en su eje menor ya que podría conducir a su respuesta inelástica bajo condiciones de servicio. El momento plástico, con respecto al eje de menor inercia, de secciones I rara vez supera este límite.

7.6.3 Pandeo local del patín comprimido

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

7.6.3.1 Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patines no compactos (tipo 3)

7.6.3.2 En secciones IE, IR, IS o canal CE cuyos patines tienen relaciones ancho/grueso comprendidas entre las correspondientes a secciones compactas (tipo 2) y no compactas (tipo 3), puede tomarse un valor de M_n comprendido entre M_p y M_y calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de $0.38\sqrt{E/F_y}$ y $1.0\sqrt{E/F_y}$.

Comentario:

Se permite hacer una interpolación entre la capacidad a flexión para secciones tipo 2 y tipo 3, esto es, entre M_p y M_y en función de la relación ancho/grueso de los patines.

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad (7.6.3.2.a)$$

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b}{t_p}\right)^2} \quad (7.6.3.2.b)$$

Comentario:

La ec. 7.6.3.2.a toma en cuenta la disminución de la resistencia en función de la relación ancho/grueso de los patines. La ec. 7.6.3.2.b proviene de la ecuación de pandeo de placa con un factor de placa de $K=0.76$ que, para elementos no atiesados, corresponde a un valor intermedio entre elementos simplemente apoyados y empotrados.

7.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular OR, laminados o formados por cuatro placas soldadas

Comentario:

Estos perfiles, cuando son laminados, también se conocen como HSS, por sus siglas en inglés, las cuales hacen referencia a secciones estructurales huecas (hollow structural section).

7.7.1 Esta sección se aplica a miembros de sección tubular, cuadrada o rectangular OR, flexionados alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales, con almas compactas o no compactas y patines compactos, no compactos o esbeltos

7.7.2 La resistencia nominal, M_n , de estos miembros es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia, pandeo local del patín comprimido y pandeo local del alma en flexión pura. Debiéndose determinar la resistencia en función de la clasificación del patín y posteriormente del alma, y tomar la menor.

Comentario:

Los perfiles tubulares OR no pueden tener pandeo lateral por flexotorsión dadas sus características geométricas.

7.7.3 Fluencia

7.7.3.1 Para secciones tipo 1 y 2

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (7.7.3.1)$$

Comentario:

Este estado límite aplica para secciones tipo 1 y 2 que puedan desarrollar el momento plástico M_p .

7.7.3.2 Para secciones tipo 3

$$M_n = M_y = F_y S \quad (7.7.3.2)$$

7.7.4 Pandeo local del patín comprimido

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

7.7.4.1 Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patines no compactos (tipo 3)

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(3.57 \frac{b}{t_p} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right) \leq M_p \quad (7.7.4.1.a)$$

Comentario:

La ec. 7.7.4.1.a, corresponde a una interpolación lineal entre el momento M_p (sección tipo 2) y M_y (sección tipo 3) y de la relación ancho/grueso del patín.

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4)

$$M_n = F_y S_e \quad (7.7.4.1.b)$$

S_e módulo de sección elástico efectivo determinado con el ancho efectivo, b_e , del patín en compresión

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b/t_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (7.7.4.1.c)$$

Comentario:

Dado que el patín de una sección OR es un elemento atiesado (dos bordes restringidos) la resistencia posterior al pandeo es importante, por lo cual la ec. 7.7.4.1.c determina el ancho efectivo del patín en compresión considerando la resistencia posterior al pandeo. La deducción de esta ecuación se puede consultar en De Buen (1980).

Cuando los patines de las secciones OR rectangulares son esbeltas, tipo 4, se considera el ancho efectivo del patín en compresión. Con el objetivo de tener una sección simétrica se puede considerar de manera conservadora la reducción en ambos patines (compresión y tensión).

7.7.5 Pandeo local del alma

- a) Para secciones con almas compactas (tipo 1 o 2)

7.7.5.1 Este estado límite no aplica.

- b) Para secciones con almas no compactas (tipo 3)

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{t_a} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.74 \right) \leq M_p \quad (7.7.5.1.a)$$

Comentario:

La ec. 7.7.5.1.a, corresponde a una interpolación lineal entre el momento M_p (sección tipo 2) y M_y (sección tipo 3) y de la relación ancho/grueso del alma.

- c) Para secciones con almas esbeltas (tipo 4)

- 1) Fluencia del patín en compresión

$$M_n = R_{pg} F_y S_x \quad (7.7.5.1.b)$$

- 2) Fluencia del patín en compresión

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_e \quad (7.7.5.1.c)$$

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b}{t_p}\right)^2} \quad (7.7.5.1.d)$$

7.7.5.2 R_{pg} está definido por la ec. 7.5.2 con $a_r = 2ht_a/(bt_p)$.

Comentario:

Cuando en la ec. 7.7.5.1.d resulta un esfuerzo F_{cr} mayor que F_y , se debe limitar al esfuerzo correspondiente a otros estados límite de esta sección.

No hay perfil OR (HSS) con almas esbeltas.

7.8 Miembros de sección tubular circular OC

Esta sección se aplica a miembros de sección tubular circular OC con una relación D/t no mayor que $0.45E/F_y$. La resistencia nominal, M_n , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local.

7.8.1 Fluencia

$$M_n = M_p = ZF_y \quad (7.8.1)$$

Comentario:

Este estado límite aplica para secciones tipo 1 y 2 que puedan desarrollar el momento plástico M_p .

7.8.2 Pandeo local

- a) Secciones compactas (tipo 1 o 2)

7.8.2.1 Este estado límite no aplica.

- b) Secciones no compactas (tipo 3)

$$M_n = \left[\frac{0.021E}{D/t} + F_y \right] S \quad (7.8.2.1.a)$$

- c) Secciones de paredes esbeltas (tipo 4)

$$M_n = \left[\frac{0.33E}{D/t} \right] S \quad (7.8.2.1.b)$$

Comentario:

Las especificaciones para perfiles tubulares, rectangulares OR y circulares OC, incluyen los siguientes estados límite: fluencia y pandeo local. El pandeo local por flexotorsión no es un estado límite de diseño en secciones OR u OC dado que primero se presenta el estado límite de fluencia o bien el diseño queda regido por deformaciones.

Los modos de falla para perfiles redondos OC se agrupan en tres categorías:

- Para relaciones D/t bajas (secciones tipo 1), se presenta una zona de plastificación importante. La sección transversal se ovaliza gradualmente, se presenta eventualmente el pandeo y en consecuencia el momento resistente empieza a disminuir paulatinamente. La resistencia excede al momento plástico debido al endurecimiento por deformación.*
- Para relaciones D/t intermedias (secciones tipo 2 o 3), se tiende a alcanzar el momento plástico presentándose el pandeo local y por ende la disminución de la resistencia.*
- Para relaciones D/t altas (secciones tipo 4), se presenta el pandeo local con ovalización del perfil y la capacidad a flexión se agota rápidamente.*

Estos tres comportamientos corresponden a resultados de trabajos experimentales realizados por Galambos (1998).

7.9 Miembros de secciones TR o formadas por dos ángulos LI o LD espalda con espalda cargados en el plano de simetría

7.9.1 La resistencia nominal, M_n , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo lateral por flexotorsión, pandeo local de los patines y pandeo local del alma.

7.9.2 Fluencia

$$M_n = M_p \quad (7.9.2.a)$$

- a) Cuando el alma de la sección TR o de los dos ángulos LI o LD está en tensión

$$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \quad (7.9.2.b)$$

- b) Cuando el alma de la sección TR o de los dos ángulos LI o LD está en compresión

$$M_p = F_y Z_x \leq M_y \quad (7.9.2.c)$$

Comentario:

El límite de $1.6 M_y$ en la ec. 7.9.2.b se define para evitar que llegue a la plastificación ya que podría conducir a su respuesta inelástica bajo condiciones de servicio, mientras que cuando el alma está en compresión se limita a M_y .

7.9.3 Pandeo lateral por flexotorsión

$$M_n = \pi \frac{\sqrt{EI_y GJ}}{L} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \quad (7.9.3.a)$$

$$B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (7.9.3.b)$$

L longitud no arriostrada del miembro

B es positivo cuando el alma está en tensión y negativo cuando está en compresión. Si el borde libre extremo del alma está en compresión en cualquier punto de la longitud no arriostrada, se empleará el signo menos.

Comentario:

Cuando hay pandeo lateral por flexocompresión en secciones TR o en secciones formadas por dos ángulos LI o LD espalda con espalda cargados en el plano de simetría, se considera que $C_a=0$. La deducción de la ec. 7.9.3.a se puede ver en Ziemian (2010).

7.9.4 Pandeo local del patín de secciones TR

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

7.9.4.1 Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patín no compacto (tipo 3) en compresión por flexión

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq 1.6M_y \quad (7.9.4.1.a)$$

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4) en compresión por flexión

$$M_n = \frac{0.7 ES_{xp}}{\left(\frac{b}{2t_p} \right)^2} \quad (7.9.4.1.b)$$

$\lambda = b / 2t_p$

λ_p valor máximo de la relación ancho/grueso para patines de sección tipo 2

λ_r valor máximo de la relación ancho/grueso para patines de sección tipo 3

7.9.4.2 El módulo de sección elástico S_{xp} está referido al patín en compresión.

Comentario:

La ec. 7.9.4.1.a, corresponde a una transición del momento resistente entre M_p y $1.6M_y$ en función de la relación ancho/grueso del patín de la sección.

La ec. 7.9.4.1.b. toma en cuenta la disminución de la resistencia en función de la relación ancho/grueso de los patines y proviene de la ecuación de pandeo de placa con un factor de placa de $K=0.76$ que, para elementos no atesados, corresponde a un valor intermedio entre elementos simplemente apoyados y empotrados.

7.9.5 Pandeo local del alma de secciones TR en compresión por flexión

$$M_n = F_{cr} S_x \quad (7.9.5.1)$$

7.9.5.1 El esfuerzo crítico F_{cr} se determinará como sigue:

7.9.5.2 Si $\frac{d}{t_a} \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = F_y \quad (7.9.5.2)$$

7.9.5.3 Si $0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_a} \leq 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left[1.43 - 0.515 \frac{d}{t_a} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] F_y \quad (7.9.5.3)$$

7.9.5.4 Si $\frac{d}{t_a} > 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \frac{1.52E}{\left(\frac{d}{t_a}\right)^2} \quad (7.9.5.4)$$

Comentario:

La ec. 7.9.5.4 toma en cuenta la disminución de la resistencia en función de la relación ancho/grueso del patín y proviene de la ecuación de pandeo de placa con un factor de placa de $K=0.76$ que, para elementos no atiesados, corresponde a un valor intermedio entre elementos simplemente apoyados y empotrados.

Se ha fijado una relación ancho/grueso de $0.84\sqrt{E/F_y}$ para que la sección pueda desarrollar el momento M_y y la ec. 7.9.5.3 representa una transición lineal entre el valor de 0.84 y 1.52 de la relación ancho/grueso del alma. En la tabla 2.2.1.2.6.b, se define una relación ancho/grueso del alma para secciones tipo 3 de 1.52.

7.10 Ángulos sencillos LI o LD

7.10.1 En esta sección se tratan los ángulos sencillos LI o LD con o sin restricción lateral continua a lo largo de su longitud.

7.10.2 Cuando los ángulos sencillos LI o LD están restringidos de manera continua contra el pandeo lateral por flexotorsión a lo largo de su longitud, se pueden diseñar determinando la flexión alrededor de los ejes geométricos paralelos a las alas del ángulo, X y Y. Los ángulos sencillos LI o LD sin restricción continua al pandeo lateral por flexotorsión se diseñan considerando la flexión referida a los ejes principales, excepto cuando se permita referirla a los ejes geométricos.

7.10.3 Cuando la flexión se presenta alrededor de los dos ejes principales, con o sin carga axial, o cuando actúa alrededor de un solo eje principal y hay carga axial, la relación de fuerzas combinadas se calcula de acuerdo con las recomendaciones contenidas en el Capítulo 9.

7.10.4 La resistencia nominal, M_n , es el menor de los momentos correspondientes a los estados límite de fluencia, pandeo lateral por flexotorsión y pandeo local de las alas.

Comentario:

Si la flexión es alrededor del eje de menor inercia, sólo se revisan los estados límite de fluencia y pandeo local de las alas.

Los límites de resistencia a la flexión se establecen para los estados límite de fluencia, pandeo lateral por flexotorsión y pandeo local de un ala, además de abordar el caso general de ángulos sencillos con alas desiguales LD. Los ángulos de alas iguales LI se trata como un caso especial. Por otra parte, la flexión de ángulos de alas iguales LI sobre un eje geométrico o un eje paralelo a una de las alas, se especifica por separado, ya que es un caso común de flexión.

Las puntas de un ángulo se refieren a los bordes libres de las dos alas. En la mayoría de los casos de flexión sin restricción al pandeo, los esfuerzos en las dos puntas tendrán el mismo signo (tensión o compresión). Para la flexión restringida respecto a un eje, los esfuerzos de la punta diferirán en el signo. Deben verificarse las disposiciones para tensión y compresión en la punta según corresponda, pero en la mayoría de los casos será evidente cual rige el diseño.

También se deben considerar los límites de servicio adecuados para vigas con ángulos sencillos LI o LD, en particular, para elementos muy largos sometidos a flexión que no están restringidos lateralmente, en los cuales es probable que las deformaciones controlen el diseño en lugar del pandeo lateral por flexotorsión.

Las disposiciones de esta sección siguen el formato general para la resistencia a la flexión nominal. Esto significa que hay una región de plastificación completa, una transición lineal para el momento de fluencia y una región de pandeo local.

7.10.5 Fluencia

$$M_n = 1.5M_y \tag{7.10.5}$$

Comentario:

La resistencia nominal se limita a 1.5 veces el momento de fluencia. Este actúa como un límite en la relación del momento plástico al momento de fluencia (M_p / M_y), y también se representa como la relación entre el módulo de sección plástico respecto al elástico Z / S . A esta relación también se le conoce como factor de forma.

El límite en la ec. 7.10.5 asegura el momento plástico como un límite superior para un ángulo que podría flexionarse alrededor de cualquier eje, siempre que estas disposiciones sean aplicables a todas las condiciones de flexión. Dado que el factor de forma en ángulos es superior a 1.5, la fuerza de diseño nominal $M_n = 1.5M_y$ para miembros compactos se justifica siempre que su diseño no sea por inestabilidad.

7.10.6 Pandeo lateral por flexotorsión

7.10.6.1 Para ángulos sencillos LI o LD sin restricción continua al pandeo lateral por flexotorsión a lo largo de su longitud

7.10.6.2 Si $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left(0.92 - 0.17 \frac{M_e}{M_y} \right) M_e \tag{7.10.6.2}$$

7.10.6.3 Si $M_e > M_y$

$$M_n = \left[1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right] M_y \leq 1.5M_y \tag{7.10.6.3}$$

Comentario:

El pandeo puede limitar la resistencia a la flexión de un ángulo sencillo LI o LD no reforzado. Como se ilustra en la fig. C7.10.6.3, la ec. 7.10.6.2 representa la porción de pandeo elástico con la resistencia a la flexión nominal máxima M_n , equivalente al 75 por ciento del momento de pandeo lateral elástico M_e . La ec. 7.10.6.3 representa la transición hacia el pandeo inelástico que resulta entre $0.75M_y$ y $1.5M_y$. La máxima resistencia a la flexión, $M_n = 1.5M_y$, ocurrirá cuando el momento de pandeo lateral elástico M_e alcance o supere 7.7. Por su parte M_y es el momento de fluencia para las ecs. 7.10.6.2 y 7.10.6.3. Estas ecuaciones son modificaciones de las desarrolladas a partir de los resultados de la investigación australiana sobre ángulos sencillos en flexión y en un modelo analítico que consta de dos elementos rectangulares de longitud igual que el ancho real del ángulo menos la mitad del grosor.

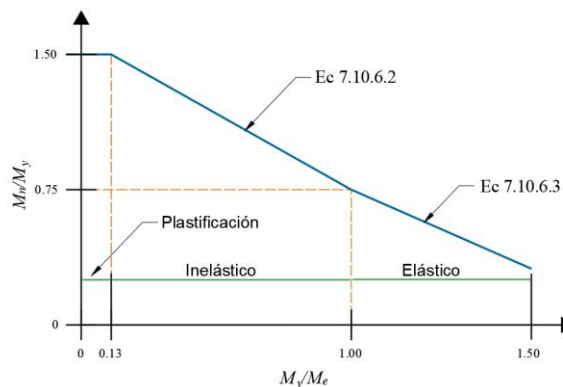


Figura C7.10.6.3 Resistencia de ángulos sencillos.

7.10.6.4 El valor de M_e , momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión, se determina en la siguiente forma:

a) Para flexión alrededor del eje principal de mayor inercia de ángulos sencillos:

$$M_e = \frac{9EA r_z t C_b}{8L_b} \left[\sqrt{1 + \left(4.4 \frac{\beta_w r_z}{L_b t} \right)^2} + 4.4 \frac{\beta_w r_z}{L_b t} \right] \tag{7.10.6.4.a}$$

A área transversal del ángulo

L longitud entre soportes laterales

r_z radio de giro alrededor del eje principal de menor inercia

t espesor del ángulo

β_w propiedad de la sección en ángulos de lados desiguales, se considera positiva cuando las alas cortas están en compresión y negativa cuando las alas largas están en compresión. Si el ala más larga está en compresión en cualquier punto de la longitud no arriostrada se empleará el valor negativo. Los valores que puede tomar β_w se muestran en la tabla 7.10.6.4.

Tabla 7.10.6.4 - Valores de β_w para ángulos

Tamaño del ángulo				β_w	
mm		pulg.		mm	pulg.
203	x 152	8	x 6	84.1	3.31
203	x 102	8	x 4	139.0	5.48
178	x 102	7	x 4	111.0	4.37
152	x 102	6	x 4	79.8	3.14
152	x 89	6	x 3½	93.7	3.69
127	x 89	5	x 3½	61.0	2.40
127	x 76	5	x 3	75.9	2.99
102	x 89	4	x 3½	22.1	0.87
102	x 76	4	x 3	41.9	1.65
89	x 76	3½	x 3	22.1	0.87
89	x 64	3½	x 2½	41.1	1.62
76	x 64	3	x 2½	21.8	0.86
76	x 51	3	x 2	39.6	1.56
64	x 51	2½	x 2	21.6	0.85
64	x 38	2½	x 1½	37.8	1.49
Alas iguales				0.00	

$$\beta_w = \frac{1}{I_w} \int_A z(w^2 + z^2) dA - 2Z_0$$

Z_0 distancia a lo largo del eje Z del centro de cortante al centroide.

I_w momento de inercia con respecto al eje principal de mayor inercia.

β_w tiene signo positivo o negativo dependiendo de la dirección de la flexión.

Comentario:

El pandeo lateral por flexotorsión alrededor del eje w de un ángulo está controlado por M_e en la ec. 7.10.6.4.b. Por su parte la propiedad de sección β_w que es diferente a cero para ángulos de alas desiguales LD, indica la ubicación del centro de corte en relación con el eje principal de la sección y la dirección de la flexión uniforme. β_w positivo y M_e máximo se producen cuando el centro de corte está en compresión (debido a la flexión), mientras que β_w negativo y M_e mínimo ocurren cuando el centro de corte está en tensión (ver fig. 7.10.6.4). Este efecto de β_w es consistente con el comportamiento de una sección IE o IR, en las cuales es más estable cuando el patín de compresión es más grande que el patín en tensión.

El factor β_w es independiente al grosor del ángulo (con una variación menor que el 1 por ciento del valor medio) y depende principalmente de los anchos de las alas. Los valores promedio que se muestran en la tabla 7.10.6.4 pueden usarse para el diseño.

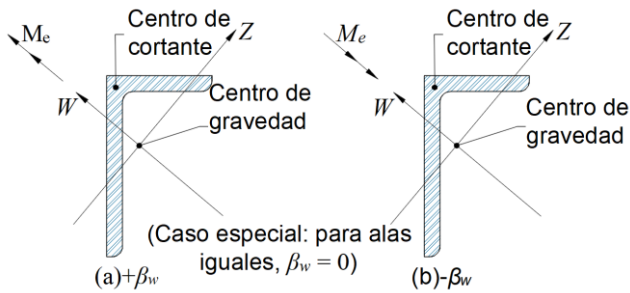


Figura 7.10.6.4 Ángulo de alas desiguales en flexión, ejes centroidales y principales

b) Para flexión alrededor de uno de los ejes geométricos paralelos a las caras exteriores de ángulos de lados iguales sin compresión axial

b.1) Sin restricción al pandeo lateral por flexotorsión:

b.1.1) Con esfuerzo máximo de compresión en el extremo del patín

$$M_e = \frac{0.58Eb^4tC_b}{L^2} \left(\sqrt{1 + 0.88 \left(\frac{Lt}{b} \right)^2} - 1 \right) \tag{7.10.6.4.b}$$

b.1.2) Con esfuerzo máximo de tensión en el extremo del patín

$$M_e = \frac{0.58Eb^4tC_b}{L^2} \left(\sqrt{1 + 0.88 \left(\frac{Lt}{b} \right)^2} + 1 \right) \tag{7.10.6.4.c}$$

7.10.6.5 M_y se tomará como 0.8 del momento de fluencia M_y usando el módulo de sección que corresponda al eje paralelo a las caras extremas y b es la dimensión del ala del ángulo.

b.2) Con restricción al pandeo lateral por flexotorsión solo en el punto de momento máximo:

7.10.6.6 M_e se toma igual que 1.25 veces el valor calculado con las ecs. 7.10.6.4.b o 7.10.6.4.c.

7.10.6.7 M_y se considera como el momento de fluencia calculado con el módulo de sección elástico que corresponda al eje paralelo a las caras exteriores.

Comentario:

Cuando existe flexión sobre un ala de un ángulo sencillo LI o LD sin restricción lateral, dicho ángulo se deformará tanto lateralmente como en la dirección de flexión. Su comportamiento puede evaluarse resolviendo las cargas y los momentos para los componentes del eje principal y determinando la suma de estos efectos. Para ángulos de alas iguales LI, la tensión normal máxima resultante en la punta del ángulo (en la dirección de la flexión) será aproximadamente un 25 por ciento mayor que la tensión calculada utilizando el módulo de sección. El valor de M_e dado por las ecs. 7.10.6.4.b y 7.10.6.4.c, y la evaluación de M_y usando 0.8 del módulo de sección reflejan la flexión alrededor del eje inclinado que se muestra en la fig. 7.10.6.7. Dumonteil (2009) compara los resultados usando el enfoque del eje geométrico con el del enfoque del eje principal para el pandeo torsional.

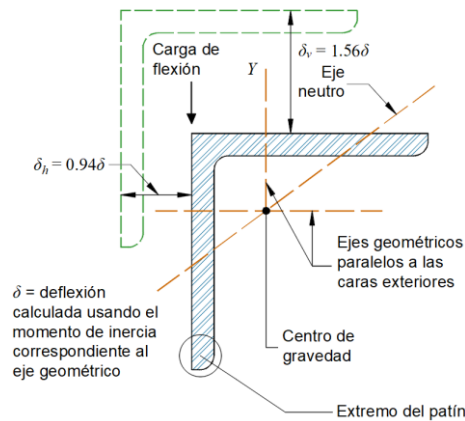


Figura 7.10.6.7 Ejes geométricos para ángulos de alas iguales

Comentario:

Las deformaciones calculadas considerando los momentos de inercia con respecto a los ejes geométricos se incrementan en un 82 por ciento aproximadamente; la deformación tiene dos componentes $\delta_v = 1.56\delta$ y $\delta_h = 0.94\delta$. La deformación total resultante está en la dirección general de la flexión del eje principal menor del ángulo. Estas deformaciones debidas a flexión deben considerarse al evaluar los estados límite de servicio y a menudo, gobiernan el diseño sobre pandeo lateral por flexotorsión.

7.10.6.8 M_n se deberá tomar como M_y para ángulos simples con la punta del ala en compresión y con relación de claro a peralte menor o igual que:

$$\frac{1.64E}{F_y} \sqrt{\left(\frac{t}{b}\right)^2 - 1.4 \frac{F_y}{E}} \tag{7.10.6.8}$$

7.10.7 Pandeo local de un ala

7.10.7.1 Este estado límite solo es posible cuando el talón del ala está en compresión.

- a) Para secciones con alas compactas (tipo 1 o 2)

7.10.7.2 Este estado límite no aplica.

- b) En secciones con alas no compactas (tipo 3)

$$M_n = F_y S_c \left(2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \tag{7.10.7.2.a}$$

- c) En secciones con alas esbeltas (tipo 4)

$$M = F_{cr} S_c \tag{7.10.7.2.b}$$

$$F_{cr} = \frac{0.71E}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{7.10.7.2.c}$$

7.10.3.3 S_c es el módulo de sección elástico con respecto al eje de flexión correspondiente al borde extremo comprimido. Para flexión alrededor de uno de los ejes paralelos a los lados de un ángulo de alas iguales sin restricción al pandeo lateral por flexotorsión, S_c se toma igual que 0.8 veces el módulo de sección alrededor del eje mencionado arriba.

Comentario:

Típicamente, las tensiones debidas a la flexión variarán a lo largo de la longitud del ala permitiendo el uso de los límites de tensión dados. Incluso para el caso de flexión del eje geométrico, que produce una compresión uniforme a lo largo del ala, el uso de estos límites proporcionará un valor conservador.

7.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza OS

7.11.1 Esta sección se aplica a barras rectangulares macizas flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales, y a secciones circulares macizas OS.

7.11.2 La resistencia nominal, M_n , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia y pandeo lateral por flexotorsión.

7.11.3 Fluencia

7.11.3.1 Para barras rectangulares con $Ld/t^2 \leq 0.08E/F_y$ flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, para barras rectangulares flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia y para barras circulares macizas OS:

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 F_y S \quad (7.11.3.1)$$

7.11.4 Pandeo lateral por flexotorsión

a) Para barras rectangulares con $0.08E/F_y < Ld/t^2 \leq 1.9E/F_y$ flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia

$$M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{Ld}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \quad (7.11.4.a)$$

b) Para barras rectangulares con $Ld/t^2 > 1.9E/F_y$ flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (7.11.4.b)$$

$$F_{cr} = \frac{1.9EC_b}{Ld/t^2} \quad (7.11.4.c)$$

t ancho de la barra rectangular paralelo al eje de flexión

d altura de la barra rectangular

L distancia entre puntos arriostrados contra desplazamiento lateral en la región en compresión, o entre puntos arriostrados para evitar el giro de la sección

c) Para barras de sección circular OS flexionadas alrededor de cualquier eje de inercia o de sección rectangular flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia no puede presentarse el estado límite de pandeo lateral por flexotorsión.

7.11.4.1 L_u y L_r se calculan con las expresiones siguientes:

$$L_u = 0.91 \frac{C_b E}{Z F_y} \sqrt{I_y J} \quad (7.11.4.1.a)$$

$$L_r = 2.92 \frac{C_b E}{Z F_y} \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u \quad (7.11.4.1.b)$$

7.12 Miembros de sección sin ningún eje de simetría

7.12.1 Se incluyen todas las secciones sin ningún eje de simetría, con excepción de los ángulos sencillos LI o LD.

7.12.2 La resistencia nominal, M_n , es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia, por pandeo lateral por flexotorsión y por pandeo local:

$$M_n = F_n S_{min} \quad (7.12.2)$$

S_{min} módulo de sección elástico mínimo con respecto al eje de flexión

7.12.3 Fluencia

$$F_n = F_y \quad (7.12.3)$$

7.12.4 Pandeo lateral por flexotorsión

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (7.12.4)$$

F_{cr} esfuerzo crítico de pandeo lateral por flexotorsión del miembro, obtenido con un análisis

Comentario:

Para secciones Z se recomienda tomar el F_{cr} de la mitad del de una sección canal con las mismas dimensiones de alma y patín.

7.12.5 Pandeo local

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (7.12.5)$$

F_{cr} esfuerzo crítico de pandeo local de la sección, determinado con un análisis

7.13 Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y trabes armadas

7.13.1 Proporciones de vigas laminadas y trabes armadas

7.13.1.1 Reducción de la resistencia de miembros con agujeros en el patín de tensión.

7.13.1.1.1 Esta sección se aplica a perfiles laminados o formados por tres placas y a vigas con cubre placas con perforaciones, dimensionadas tomando como base la resistencia en flexión de la sección completa, sin perforaciones. Además de los estados límite especificados en otras secciones de este capítulo, la resistencia nominal en flexión, M_n , debe quedar restringida por el estado límite de ruptura del patín en tensión.

- Cuando $F_u A_{np} \geq Y_t F_y A_{pt}$, no aplica el estado límite de rotura en tensión
- Cuando $F_u A_{np} < Y_t F_y A_{pt}$, la resistencia nominal en flexión, M_n , en la ubicación de las perforaciones en el patín en tensión, no debe tomarse mayor que:

$$M_n = \frac{F_u A_{np}}{A_p} \quad (7.13.1.1.1)$$

7.13.1.1.2 Y_t es igual que 1.0 para $F_y/F_u \leq 0.8$, en caso contrario Y_t es igual que 1.1

7.13.1.2 Valores límite de las dimensiones de miembros de sección I o H

7.13.1.2.1 Los miembros de sección I o H con simetría simple deben satisfacer el límite siguiente:

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (7.13.1.2.1)$$

7.13.1.2.2 Los miembros de sección I o H con almas esbeltas deben también satisfacer los límites siguientes:

a) Cuando $a/h \leq 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_a}\right)_{max} \leq 12.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7.13.1.2.2.a)$$

b) Cuando $a/h > 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_a}\right)_{max} \leq \frac{0.40E}{F_y} \quad (7.13.1.2.2.b)$$

7.13.1.2.3 La relación entre el peralte y el grosor del alma (h/t_a) no debe ser mayor que $0.48E/\sqrt{F_y(F_y+114)}$ en MPa (si se usan kg/cm², $0.48E/\sqrt{F_y(F_y+1150)}$) pero puede aumentarse hasta $11.7\sqrt{E/F_y}$ cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores a 1.5 veces el peralte del alma de la viga o trabe. En vigas o trabes sin atiesadores la relación h/t_a no debe exceder de 260.

7.13.1.2.4 En secciones laminadas, h es la distancia libre entre patines menos las curvas de unión con el alma; en secciones formadas por placas la distancia entre líneas adyacentes de tornillos, o la libre entre patines cuando se utiliza soldadura.

7.13.1.2.5 El cociente del área del alma entre la del patín en compresión no debe exceder de 10.

7.13.1.3 Cubreplacas

7.13.1.3.1 El grueso y/o el ancho de los patines de vigas soldadas o trabes armadas puede variar empalmado una serie de placas, de grueso y/o ancho variables, o utilizando cubreplacas.

7.13.1.3.2 En trabes armadas atornilladas reforzadas con cubreplacas, el área total de éstas no debe exceder del 70 por ciento del área total del patín.

7.13.1.3.3 Las cubreplacas de longitud parcial deben extenderse más allá del punto teórico de corte y la extensión debe quedar conectada a la viga o trabe armada con tornillos de alta resistencia en conexión de deslizamiento crítico, o con soldadura de filete. La unión debe ser adecuada de acuerdo con la resistencia aplicable dada en 11.2.6, 11.3.11 o el Capítulo 18 para desarrollar la porción de la resistencia en flexión de la viga o trabe armada que corresponde a la cubreplaca en el punto teórico de corte.

7.13.1.3.4 En cubreplacas soldadas, las soldaduras que unen sus extremos con la viga o trabe armada deben ser continuas a lo largo del borde de la cubreplaca en la longitud a' , definida abajo, y deben ser adecuadas para desarrollar la porción de la resistencia de la viga o trabe armada que corresponde a la cubreplaca a una distancia a' desde su extremo.

a) Cuando hay una soldadura continua de tamaño igual o mayor que tres cuartos del espesor de la placa, en su extremo

$$a' = w \quad (7.13.1.3.4.a)$$

b) Cuando hay una soldadura continua de tamaño menor que tres cuartos del espesor de la placa en su extremo

$$a' = 1.5 w \quad (7.13.1.3.4.b)$$

c) Cuando no hay soldadura en el extremo de la placa

$$a' = 2 w \quad (7.13.1.3.4.c)$$

7.13.1.4 Vigas formadas por varios perfiles

7.13.1.4.1 Cuando se emplean dos o más vigas, o canales lado a lado para formar un miembro en flexión, deben unirse entre ellas de acuerdo con 6.4. Cuando haya cargas concentradas que deban llevarse de una viga a la otra o cargas distribuidas entre las vigas, se colocarán diafragmas, de rigidez suficiente para distribuir las cargas entre las vigas, soldados o atornillados a ellas.

7.13.1.5 Longitud no arriostrada para redistribución de momentos

7.13.1.5.1 Para que puedan redistribuirse momentos en vigas, la longitud no arriostrada lateralmente del patín comprimido, L , adyacente al extremo del momento redistribuido no debe exceder L_{pd} que se determinará de la manera siguiente:

- a) En vigas de sección H con uno o dos ejes de simetría con el patín comprimido igual o mayor que el patín en tensión, cargadas en el plano del alma:

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076 \frac{M_1}{M_2} \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (7.13.1.5.1.a)$$

- b) En barras rectangulares macizas y vigas en cajón simétricas flexionadas alrededor del eje de mayor inercia:

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.1 \frac{M_1}{M_2} \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (7.13.1.5.1.b)$$

7.13.1.5.2 En la ec. 7.13.1.5.1.a y 7.13.1.5.1.b, M_1/M_2 es positivo cuando los momentos producen curvatura doble y negativo para curvatura simple. No hay límite para L en miembros con secciones transversales cuadradas o circulares, ni para cualquier viga flexionada alrededor de su eje de menor inercia.

7.13.2 Dimensionamiento

7.13.2.1 Las dimensiones de traveses armados, atornillados o soldados, de vigas con cubreplacas y de vigas laminadas o soldados, se determinan, en general, tomando como base el momento de inercia de su sección transversal total.

7.13.2.2 Cuando alguno de los patines tiene agujeros para tornillos, no se reduce su área si la reducción calculada de acuerdo con 2.1, no excede de 15 por ciento del área total del patín; en caso contrario, se reduce únicamente el área de agujeros que pase del 15 por ciento mencionado.

7.13.3 Patines

7.13.3.1 Los patines de las traveses armados soldados estarán constituidos, de preferencia, por una sola placa y no por dos o más placas superpuestas. La placa única puede estar formada por varios tramos de distintos groesos o anchos, unidos entre sí por medio de soldadura a tope de penetración completa.

7.13.3.2 Todos los empalmes soldados de taller, necesarios en cada una de las partes que componen una trabe armada (alma o patines), se harán antes de que esa parte se una a las otras componentes de la trabe. Las traveses armados muy largas pueden hacerse por tramos, cada uno de ellos fabricado de acuerdo con el párrafo anterior. Cuando se unen los tramos, sea en el taller o en el campo, la secuencia de colocación de la soldadura debe estar razonablemente balanceada entre alma y patines, y respecto a los dos ejes principales de las secciones transversales del miembro.

7.13.3.3 En estructuras con carga cíclica, los empalmes entre secciones de vigas laminadas o traveses armados se harán, de preferencia, en un mismo plano transversal. Los empalmes de taller de almas y patines de traveses armados, hechos antes de que patines y almas se unan entre sí, pueden localizarse en uno solo o en varios planos transversales. En todos los casos, se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

7.13.4 Unión de alma y patines

7.13.4.1 Los tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma, las cubreplacas a los patines o las cubreplacas entre sí, deben proporcionarse para resistir la fuerza cortante horizontal de diseño en el plano en consideración, ocasionada por la flexión de la viga o trabe. La distribución longitudinal de los tornillos o soldaduras intermitentes debe hacerse en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no excederá de la máxima permitida en 11.2.6 o 11.3.8 para miembros en compresión o tensión. Además, los tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma deben ser capaces de transmitir, simultáneamente, todas las cargas aplicadas directamente a los patines, a menos que el diseño se haga de manera que esas cargas puedan transmitirse por apoyo directo en atiesadores.

7.13.5 Uniones

7.13.5.1 Las uniones en los patines y en el alma deben desarrollar la resistencia total de cada uno de ellos o la requerida para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

7.13.5.2 En traveses armados soldados sometidos a cargas repetidas que puedan producir fallas por fatiga, las uniones en los patines y en el alma serán de preferencia soldaduras de penetración completa, y se tendrá en cuenta en el diseño la posible disminución de la resistencia debida a fenómenos de fatiga.

7.13.6 Atiesadores bajo cargas concentradas

7.13.6.1 Se colocarán pares de atiesadores en el alma de las traveses armados que tengan una sola alma en todos los puntos en que haya fuerzas concentradas, ya sean cargas o reacciones. Excepto en los extremos de las traveses armados que estén conectadas a otros elementos de la estructura de manera que se evite la deformación de su sección transversal, y bajo cargas concentradas o reacciones si la fuerza de compresión en el alma excede la resistencia de diseño definida en 11.8. También pueden necesitarse atiesadores en vigas laminadas.

7.13.6.2 En traveses armados en cajón pueden utilizarse diafragmas diseñados para que trabajen como atiesadores de apoyo.

7.13.6.3 Los atiesadores deben ser simétricos respecto al alma y dar apoyo a los patines de la viga hasta sus bordes exteriores o lo más cerca de ellos que sea posible. Se diseñan como columnas de sección transversal formada por el par de atiesadores y una franja de alma de ancho no mayor que 25 veces su grosor, colocada simétricamente respecto al atiesador cuando éste es intermedio, y de ancho no mayor que 12 veces su grosor cuando el atiesador está colocado en el extremo del alma.

7.13.6.4 Al obtener la relación L/r para diseñar los atiesadores, el radio de giro, r , se toma alrededor del eje del alma de la viga y la longitud L se considera igual que tres cuartos de la longitud del atiesador.

7.13.6.5 Los bordes horizontales de cada par de atiesadores en los que se apoya el patín de la trabe armada se dimensionan de manera que en el área de contacto no sobrepase la resistencia al aplastamiento, calculada multiplicando el área de contacto por $1.8F_y F_R$; F_R se toma igual que 0.75. Además, debe colocarse el número adecuado de tornillos o la cantidad necesaria de soldadura para transmitir al alma de la trabe la totalidad de la reacción o de la carga concentrada. Si se usan aceros diferentes en patín y atiesadores, la resistencia al aplastamiento se calcula con el esfuerzo de fluencia menor de los dos. Los atiesadores deben estar en contacto directo con el patín o patines de los que reciben la carga y ajustados a ellos, a menos que la transmisión se haga por medio de soldadura.

7.13.6.6 Los atiesadores pueden soldarse al patín en tensión o en compresión. En vigas o traveses armados sujetas a cargas dinámicas, deben revisarse las condiciones de fatiga en las uniones con el patín en tensión y con las porciones del alma en tensión. Pueden usarse soldaduras de filete transversales para unir los atiesadores con los patines.

7.13.6.7 En vigas o traveses armados atornilladas se colocarán las placas de relleno que sean necesarias para lograr un ajuste correcto con los ángulos de los patines y por ningún motivo se doblarán los atiesadores.

7.13.7 Refuerzo del alma

7.13.7.1 Si h/t no es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$ y la fuerza cortante que obra en la viga o trabe armada no es mayor que su resistencia dada por las ecuaciones descritas en 8.2 no se necesita reforzar el alma, excepto en las secciones en que reciba fuerzas exteriores concentradas y se requieran atiesadores de conformidad con 7.13.6.

7.13.7.2 Si h/t no es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$, pero la fuerza cortante que obra en la viga o trabe armada es mayor que su resistencia dada por las ecs. 8.2.2.a a 8.2.2.e, el exceso debe tomarse mediante placas adosadas al alma o atiesadores verticales y en diagonal que trabajen en forma semejante a los montantes y diagonales de una armadura. Al aplicar las ecs. 8.2.2.c a 8.2.2.e debe tenerse en cuenta que en almas no atiesadas k_v es igual que 5.0.

7.13.8 Atiesadores transversales intermedios

7.13.8.1 Cuando h/t es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$ se debe revisar si es necesario reforzar el alma por medio de atiesadores transversales, perpendiculares al eje de la viga o trabe armada.

7.13.8.2 No se necesitan atiesadores transversales en los tramos de las vigas o trabes armadas en los que la fuerza cortante de diseño, V_n , es menor o igual que la resistencia de diseño al cortante, V_R , calculada con las ecs. 8.2.2.a a 8.2.2.e, de 8.2, haciendo en ellas k_v igual que 5.0.

7.13.8.3 Cuando se necesitan atiesadores intermedios, la separación entre ellos será tal que la fuerza cortante de diseño en el alma no sobrepase su resistencia de diseño calculada con las ecs. 8.2.2.a, a 8.2.2.e de conformidad con 8.2.2. Si la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$, no se permite que se forme campo de tensión diagonal y la resistencia nominal se calcula de acuerdo con 8.2 y con k_v igual que 5.0.

7.13.8.4 En trabes armadas diseñadas considerando el campo de tensión diagonal, la separación entre los atiesadores que limitan los tableros extremos, o tableros contiguos a agujeros de grandes dimensiones, debe ser tal que la resistencia de diseño al cortante de la trabe, en esos tableros, calculada de acuerdo con 8.2, no sea menor que la fuerza cortante de diseño existente en el tablero. Este requisito no es necesario cuando las secciones extremas del alma están ligadas directamente a una columna u otro elemento de rigidez adecuada.

7.13.8.5 Los atiesadores intermedios pueden colocarse por pares, a uno y otro lado del alma, o puedan alternarse en lados opuestos de la misma. Las dimensiones de la sección transversal de los atiesadores intermedios deben ser tales que se cumplan las condiciones que se indican en el Capítulo 8.

7.13.8.6 Cuando se emplean atiesadores de un solo lado del alma, deben ligarse al patín de compresión.

7.13.8.7 Si se conecta un contraventeo lateral en un atiesador o par de atiesadores, las uniones entre ellos y el patín de compresión deben ser capaces de transmitir uno por ciento de la fuerza total en el patín.

7.13.8.8 Los atiesadores intermedios diseñados de acuerdo con el Capítulo 8 deben conectarse al alma de manera que sean capaces de transmitir una fuerza por unidad de longitud, de cada atiesador o par de atiesadores, no menor que:

$$0.054F_c h \sqrt{F_y^3/E} \quad (7.13.8.8)$$

7.13.8.9 La ec. 7.13.8.8 da una fuerza en Newton por milímetro lineal si se usan MPa y mm (o en kg por cm lineal si se usan kg/cm² y cm). Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores cuando la fuerza cortante de diseño mayor que las existentes en los dos tableros situados a uno y otro lado del atiesador en estudio es menor que la resistencia de diseño calculada de acuerdo con 8.3.

7.13.8.10 Los elementos de liga de atiesadores intermedios que transmiten al alma una carga concentrada o reacción deben tener como capacidad mínima la correspondiente a esa carga o reacción.

8. MIEMBROS EN CORTANTE

Este capítulo se aplica al alma (o almas, en el caso de miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas, travesaños y columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de un alma, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia a cortante.

Comentario:

Los miembros en cortante puro casi nunca se presentan en las estructuras; sin embargo, esta solicitud rige el diseño de partes importantes de muchos elementos estructurales.

Está compuesto por las secciones siguientes:

- 8.1 Generalidades
- 8.2 Miembros con almas atiesadas o no atiesadas
- 8.3 Campo de tensión diagonal
- 8.4 Atiesadores transversales
- 8.5 Ángulos sencillos
- 8.6 Tubos OR (HSS) de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas
- 8.7 Tubos OC (HSS) de sección circular y tubos de placa rolada
- 8.8 Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia
- 8.9 Vigas y travesaños armados con aberturas en el alma.

8.1 Generalidades

8.1.1 La resistencia de diseño en cortante, V_R , de una viga, trabe armada o columna de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es como se indica en la ec. 8.1.1, el $F_R = 0.9$, excepto donde se indique lo contrario.

$$V_R = F_R V_n \quad (8.1.1)$$

V_n resistencia nominal, que se determina como se indica en las secciones siguientes.

8.1.2 Al evaluar V_n se tiene en cuenta si la sección transversal tiene una o más almas.

8.2 Resistencia en cortante sin considerar el campo de tensión diagonal

8.2.1 Se incluyen almas de secciones con uno o dos ejes de simetría y canales, sometidas a cortante en el plano del alma.

8.2.2 La resistencia nominal en cortante, V_n , de almas atiesadas o no, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es:

$$V_n = 0.6 F_y A_a C_v \quad (8.2.2.a)$$

- a) En almas de vigas I laminadas en caliente con $h/t_a \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$,

$$C_v = 1.0 \quad (8.2.2.b)$$

Para esta sección $F_R = 1.0$

- b) En almas de todas las demás secciones con uno o dos ejes de simetría y canales, excepto en OR (HSS) circulares, el coeficiente C_v se determina como sigue:

Comentario:

HSS es la designación que se les da, en inglés, a estas secciones (hollow structural section)

i. Cuando $\frac{h}{t_a} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = 1.0 \quad (8.2.2.c)$$

ii. Cuando $1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.10}{h/t_a} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (8.2.2.d)$$

iii. Cuando $\frac{h}{t_a} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_a)^2 F_y} \quad (8.2.2.e)$$

A_a ht_a , área del alma.

t_a grueso del alma.

h peralte del alma, igual a la distancia libre entre patines en secciones hechas con placas soldadas, y a la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas; en traveses formadas por placas atornilladas es la distancia entre líneas de tornillos, y en secciones T, el peralte total.

8.2.3 El coeficiente de pandeo por cortante de la placa de alma, k_v , se calcula como sigue:

- a) $k_v = 5.0$, en almas sin atiesadores transversales y con relación $h/t_a < 260$, excepto en almas de secciones T, en las que $k_v = 1.2$
- b) En almas con atiesadores transversales.

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (8.2.3.a)$$

$$k_v = 5 \quad \text{si } \frac{a}{h} > 3 \quad \text{ó} \quad \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{h/t_a}\right)^2 \quad (8.2.3.b)$$

a distancia libre entre atiesadores transversales

8.3 Resistencia en cortante considerando el campo de tensión diagonal

8.3.1 Limitaciones en el uso del campo de tensión diagonal

8.3.1.1 Se permite emplear la acción del campo de tensión diagonal en vigas o traveses armadas cuando el alma está soportada en los cuatro lados por patines y atiesadores. No se permite su empleo en los casos siguientes:

- a) En los tableros extremos de todos los miembros con atiesadores transversales
- b) Cuando a/h es mayor que 3 o que $[260/(h/t_a)]^2$
- c) Cuando $2A_a / (A_{pc} + A_{pt})$ es mayor que 2.5
- d) Cuando h/b_{pc} o h/b_{pt} es mayor que 6.

A_{pc} área del patín comprimido.

A_{pt} área del patín en tensión.

b_{pc} ancho del patín comprimido.

b_{pt} ancho del patín en tensión.

8.3.1.2 En estos casos, la resistencia nominal en cortante, V_n , se determina de acuerdo con 8.2 u 8.3.

8.3.2 Resistencia en cortante con acción del campo de tensión

8.3.2.1 Cuando se pueda emplear la acción del campo de tensión de conformidad con 8.3.1, la resistencia nominal en cortante, V_n , correspondiente al estado límite de fluencia del campo de tensión, es:

a) Cuando $\frac{h}{t_n} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$V_n = 0.6 F_y A_a \quad (8.3.2.1.a)$$

b) Cuando $\frac{h}{t_n} > 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$V_n = 0.6 F_y A_a \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \quad (8.3.2.1.b)$$

Comentario:

La teoría ordinaria de cortante en vigas es válida antes de que se pandee el alma. En la referencia Basler (1961) se puede estudiar la procedencia de las ecuaciones para determinar la resistencia en cortante. A continuación, se da una explicación de las ecuaciones.

Cuando el alma es robusta la falla se presenta por plastificación total, ocasionada por la fuerza cortante directa sin que se forme el campo de tensión diagonal:

$$V_u = \tau_v h t = (F_y / \sqrt{3}) h t = 0.57 F_y h t \quad (C8.3.2.1.a)$$

Tomando en cuenta el efecto benéfico del endurecimiento por deformación y sabiendo que este límite corresponde a deformación excesiva y no a falla catastrófica, se recomienda que se tome $V_u = 0.6 F_y h t$, que corresponde a la ec. 8.2.2.a. En algunas especificaciones este coeficiente se incrementa hasta 0.66.

La ec. 8.2.2.e, en conjunto con la 8.2.2.a, representa el comportamiento elástico que proviene de la ecuación de la teoría elástica y se deduce de la siguiente forma: la ec. C8.3.2.1.b representa el comportamiento elástico, al sustituir el valor numérico de las constantes y multiplicar por A_a se obtiene la ec. C8.3.2.1.c.

$$\tau_{cre} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{h} \right)^2 k_v \quad (C8.3.2.1.b)$$

$$V_n = 0.6 F_y A_a \left(\frac{1.5 k_v E}{(h/t_n)^2 F_y} \right) = 0.6 F_y A_a C_{ve} \quad (C8.3.2.1.c)$$

La ec. 8.2.2.d, en conjunto con la 8.2.2.a, representan el comportamiento inelástico, el origen de estas ecuaciones se explica a continuación.

Como no se cuenta con ningún tratamiento teórico para corregir por inelasticidad el esfuerzo crítico de placas relativamente robustas, se recurre a resultados experimentales. Tomando como base un conjunto bastante amplio de estudios de laboratorio, en el trabajo desarrollado por Basler (1961) se proponen los valores siguientes para el límite de proporcionalidad τ_{pr} y el esfuerzo crítico de pandeo τ_{cr} en el intervalo inelástico y de endurecimiento por deformación:

$$\tau_{pr} = 0.8 \tau_y \quad (C8.3.2.1.d)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{pr} \tau_{cre}} \quad (C8.3.2.1.e)$$

Por lo tanto, sustituyendo la ec. C8.3.2.1.b y C8.3.2.1.d en la C8.3.2.1.e, se obtiene la ec. 8.2.2.d, que representa el comportamiento inelástico.

La ec. 8.2.2.d, se obtiene de la C8.3.2.1.b corregida por inelasticidad por medio de las ecs. C8.3.2.1.d y la C8.3.2.1.e, representándola por medio de la ec. C8.3.2.1.f.

$$V_n = 0.6F_y A_a \left(\frac{1.10}{h/t_a} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \right) = 0.6F_y A_a C_{vi} \tag{C8.3.2.1.f}$$

En la ec. 8.2.2.a, la resistencia nominal se obtiene multiplicando $0.6F_y A_a$ por la variable C_v según sea el caso de pandeo inelástico (C_{vi}) o pandeo elástico (C_{ve}).

La capacidad de un alma en contante está dada por la resistencia directa de la placa ya sea por fluencia, por pandeo en el rango inelástico o bien en el inelástico. En caso de que las almas están reforzadas con atiesadores con separaciones adecuadas (ver fig. C8.3.2.1) se puede formar el campo de tensión diagonal (trabajo similar al de una armadura) por lo que se suman ambas resistencias: resistencia directa y la del campo de tensión diagonal. En la fig. C8.3.2.1 se representan las ecuaciones para determinar la capacidad a cortante; la gráfica para el campo de tensión diagonal es esquemática dado que depende de la relación a/h .

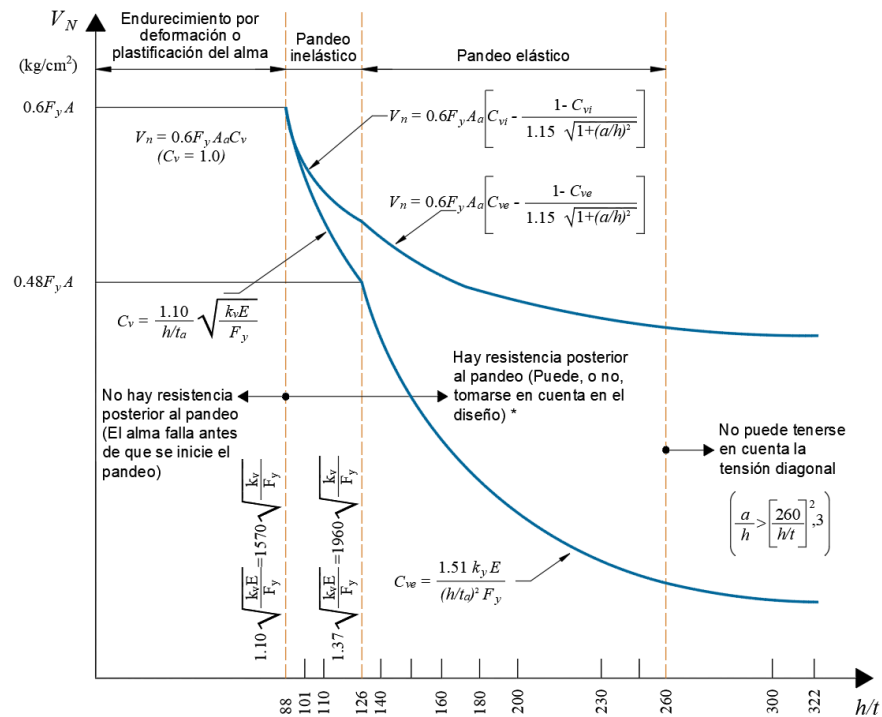


Figura C8.3.2.1 Gráficas esfuerzo cortante nominal-esbeltez del alma (De Buen 1993)

8.4 Atiesadores transversales

8.4.1 No se requieren cuando $h/t_a \leq 2.46\sqrt{E/F_y}$ o cuando la resistencia a cortante de acuerdo con 8.2 para $k = 5.0$ sea mayor que la resistencia requerida.

8.4.2 Para los atiesadores se deben cumplir las siguientes especificaciones:

a) $(b/t)_{at} \leq 0.56\sqrt{E/F_{at}}$ (8.4.2.a)

b) $I_{at} \geq I_{a2} + (I_{a1} - I_{a2})\rho_v$ (8.4.2.b)

c) $I_{a1} = \frac{h^4 \rho_{at}^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{ya}}{E} \right)^{1.5}$ (8.4.2.c)

d) $I_{a2} = \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] b_p t_a^3 \geq 0.5 b_p t_a^3$ (8.4.2.d)

$$e) \quad \rho_v = \left(\frac{V_r - V_{c2}}{V_{c1} - V_{c2}} \right) \quad (8.4.2.e)$$

$(b/t)_{at}$ relación ancho grueso del atiesador.

F_{yat} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del atiesador.

F_{ya} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del alma.

I_{at} momento de inercia de un atiesador transversal respecto a un eje en el centro del alma, para atiesadores en pares, o en la cara en contacto con la placa del alma, para atiesadores individuales.

I_{at1} momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia al pandeo por cortante del alma, definido en 8.1.

I_{at2} momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia completa al pandeo por cortante del alma más la debida al campo de tensión diagonal definido en 8.2.

V_r resistencia en cortante requerida en el panel considerado.

V_{c1} resistencia en cortante V_n calculada de acuerdo con 8.2 y 8.3.

V_{c2} resistencia en cortante calculada como $V_n = 0.6 F_y A_a C_v$.

b_p la menor dimensión de a y h .

ρ_{at} el menor de F_{ya}/F_{yat} y 1.0.

8.4.3 Se permite que los atiesadores transversales no estén en contacto con el patín en tensión, puesto que no es necesario el desarrollo del aplastamiento para transmitir las cargas concentradas o reacciones. Las soldaduras que unen los atiesadores transversales al alma deben ser terminadas a una distancia no menor de cuatro veces ni mayor que seis veces el espesor del alma medida desde el borde de la soldadura del patín con el alma. Cuando se utilizan atiesadores simples (por un solo lado), estos deben ser unidos al patín en compresión cuando éste consista en una placa rectangular, de manera de resistir cualquier tendencia al levantamiento ocasionado por la torsión del patín.

8.4.4 Los tornillos que conectan atiesadores al alma de una viga deben estar espaciados a no más de 30 cm entre centros. Cuando se usa soldadura de filete intermitente, la distancia libre entre soldaduras no debe ser mayor que 16 veces el espesor del alma ni mayor que 25 cm.

8.4.5 I_{at} puede tomarse conservadoramente como I_{at1} . La ec. 8.4.2.d, proporciona el momento de inercia mínimo requerido del atiesador para permitir la resistencia posterior al pandeo a cortante del alma de acuerdo con las secciones 8.2 y 8.3, según corresponda. Si se requiere una menor resistencia posterior al pandeo a cortante, la ec. 8.4.2.b, proporciona una interpolación lineal entre el momento de inercia mínimo requerido para desarrollar la resistencia a cortante considerando el pandeo del alma y la requerida para desarrollar la resistencia posterior al pandeo a cortante del alma.

Comentario:

Los atiesadores transversales se utilizan para incrementar de manera significativa la resistencia a cortante. Cuando se emplea la resistencia directa a cortante, sin emplear la que proporciona el campo de tensión diagonal, el incremento por el uso de atiesadores en el rango elástico es directamente proporcional a k_v (ec. 8.2.3.a). Por ejemplo, si se colocan atiesadores formando tableros cuadrados, el coeficiente de pandeo k_v sube de 5 a 10, por lo tanto, el cortante resistente se incrementaría en la misma proporción; mientras que para el rango inelástico el incremento es proporcional a $\sqrt{k_v}$.

Cuando no se requiere transmitir fuerzas de aplastamiento producidas por cargas concentradas o reacciones, se permite que los atiesadores transversales no lleguen al patín en tensión, ya que solo se requiere cambiar la forma de pandeo del tablero. Los atiesadores deberían tener una inercia mínima (ec. 8.4.2.c) para cambiar la forma de pandeo de la placa.

Cuando se utiliza el campo de tensión diagonal, la componente vertical generada por la tensión en el panel del alma debe ser resistida por el atiesador transversal. Además de la rigidez requerida para permitir que cambie la forma de pandeo del tablero, el atiesador debe tener un área suficientemente grande para resistir la compresión del campo de tensión diagonal. Diversos estudios han demostrado que los atiesadores transversales de vigas H diseñadas con el campo de tensión diagonal son sometidos predominantemente a flexión debida a la restricción de la deformación lateral del alma. Existe evidencia de que se genera cierta compresión en los atiesadores cuando se utiliza el campo de tensión diagonal, incluso en las almas más esbeltas que son permitidas por esta norma, pero son de menor importancia que los efectos por cargas laterales. Por esta razón ya no se especifica un área mínima requerida del atiesador como se definía en la norma anterior 2004 por medio de la ec. 4.2. Dado el incremento de

las demandas a flexión de los atiesadores cuando se utiliza el campo de tensión diagonal, la inercia se incrementa en función de la ec. 8.4.2.d.

8.5 Ángulos sencillos

8.5.1 La resistencia nominal en cortante, V_n , de un ala de un ángulo sencillo se determina con la ec. 8.2.2.a, y con las ecs. del párrafo 8.2.2 con $A_a = b t$.

8.5.2 La fuerza está aplicada paralelamente a uno de los ejes geométricos del ángulo (fig. 8.5.2).

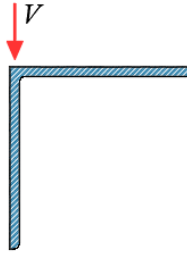


Figura 8.5.2 - Aplicación de cortante en ángulos

b ancho del ala que resiste la fuerza cortante.

t grueso del ala del ángulo.

$$h/t_a = b/t$$

$$k_v = 1.2$$

Comentario:

La resistencia nominal a cortante para ángulos sencillos y secciones en T es la misma que para almas atiesadas en dos de sus bordes, solo se modifica el factor de placa a $k_v=1.2$, de manera similar que para secciones en T. En estas almas no se puede desarrollar el campo de tensión diagonal.

8.6 Tubos OR (HSS) de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas

8.6.1 La resistencia nominal en cortante, V_n , de tubos OR (HSS) rectangulares laminados y de miembros de sección en cajón, formada por cuatro placas, se determina con la ec. 8.2.2.a, y con las ecuaciones del párrafo 8.2.2 con $A_a = 2ht$.

8.6.2 Para este caso se define lo siguiente:

h Dimensión que resiste la fuerza cortante, igual que la distancia libre entre los bordes de los patines menos el radio interior de la esquina de cada lado, o el tamaño de la soldadura que une alma y patín.

t Grueso de diseño de las paredes, igual que 0.93 veces el grueso nominal en tubos OR soldados por resistencia eléctrica (ERW), e igual que el grueso nominal en tubos del mismo tipo soldados con arco sumergido (SAW).

$$t_a = t$$

$$k_v = 5$$

8.6.3 Si no se conoce el radio de las esquinas, h se toma igual que la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el grueso de las paredes.

Comentario:

Las dos almas de tubos OR (HSS) de sección rectangular y de miembros en cajón resisten la fuerza cortante de manera similar al alma de una sección I, por lo que las ecuaciones de diseño son las mismas.

8.7 Tubos OC de sección circular

8.7.1 La resistencia nominal en cortante, V_n , de tubos OC de sección circular se obtiene considerando los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante.

$$V_n = \frac{F_{cr} A_t}{2} \quad (8.7.1)$$

8.7.2 F_{cr} es el mayor de:

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{5/4} \sqrt{\frac{L_v}{D}}} \quad (8.7.2.a)$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}} \quad (8.7.2.b)$$

Sin exceder de $0.6F_y$

- A_t área total de la sección transversal del miembro
- D diámetro exterior.
- L_v distancia entre los puntos de cortante máximo y nulo.
- t grueso de diseño de la pared, definido en el inciso 8.5.

Comentario:

Las ecs. 8.7.2.a, y 8.7.2.b, suelen regir para relaciones $D/t > 100$ y longitudes grandes.

Se dispone de poca información del desempeño a cortante de secciones circulares. Las recomendaciones están basadas en pandeo local en cilindros debido a torsión. Sin embargo, puesto que la torsión es generalmente constante a lo largo de la longitud del miembro y el cortante generalmente varía, se recomienda tomar la tensión crítica para cortante igual a 1.3 veces el esfuerzo crítico por torsión. Las ecuaciones de torsión se aplican sobre la longitud completa del elemento, pero para cortante es razonable utilizar la longitud entre el cortante máximo y el punto de cortante nulo. Solamente las secciones OC de sección circular delgadas pueden requerir una reducción en la resistencia a corte basada en la primera fluencia a cortante. Incluso en este caso, el cortante solo gobierna el diseño de secciones cerradas circulares de placas delgadas con claros cortos.

En la ecuación de resistencia nominal V_n a cortante de secciones cerradas circulares, se asume que el esfuerzo cortante en el eje neutro, VQ/Ib , es F_{cr} . Para secciones circulares delgadas de radio R y espesor t , $I = \pi R^3 t$, $Q = 2R^2 t$ y $b = 2t$ lo que proporciona el esfuerzo cortante en el centroide. El denominador de $V/\pi R t$ corresponde a la mitad del área de la sección transversal del perfil circular. Una sección delgada es aquella que es tipo 4.

8.8 Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia

8.8.1 En perfiles con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia, la resistencia nominal en cortante, V_n , se obtiene con la ec. 8.2.2.a y con las especificaciones del párrafo 8.2.2 con $A_a = b_p t_p$, $h/t_a = b/t_p$, $k_v = 1.2$. Para patines de secciones H, el ancho b es igual a la mitad de la dimensión total del patín ($b = b_p/2$), y para patines de canales, el ancho b es igual que la dimensión total del patín ($b = b_p$).

Comentario:

La resistencia nominal a cortante para secciones H flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia es la misma que para almas atiesadas en dos de sus bordes, solamente se modifica el factor de placa $k_v = 1.2$ de manera similar que para secciones en T. En estas almas no se puede desarrollar el campo de tensión diagonal.

8.9 Vigas y trabes armadas con aberturas en el alma

8.9.1 Debe determinarse el efecto de las aberturas del alma en la resistencia en cortante de vigas y de trabes armadas. Cuando la resistencia requerida es mayor que la disponible, la zona del alma se reforzará de manera adecuada.

8.9.2 Almas no atiesadas

8.9.2.1 Requisitos de los agujeros

8.9.2.1.1 Los agujeros deben satisfacer, en posición y tamaño, las siguientes restricciones (fig. 8.9.2.1.1):

- a) Diámetro de los agujeros circulares: $D \leq 0.75h$
- b) Altura de los agujeros rectangulares: $b_o \leq 0.75h$
- c) Distancia entre el borde de una apertura y el patín más cercano: $m \geq 0.1h$
- d) Relación de aspecto de los agujeros rectangulares: $a_o/b_o \leq 3$
- e) Distancia entre un atiesador extremo y el borde más cercano de un agujero: $a_r \geq 0.5h$
- f) Radio de las esquinas redondeadas de los agujeros rectangulares: $R \geq 2a$, pero no menor que 1.5 cm.

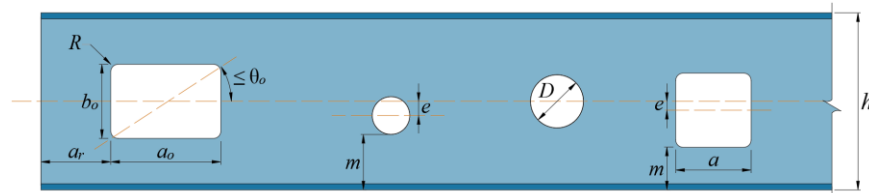


Figura 8.9.2.1.1 - Tamaños y posiciones posibles de agujeros en el alma

8.9.2.2 Resistencia en cortante

8.9.2.2.1 La resistencia en cortante es:

- a) Almas con agujeros circulares

$$V_{na} = (1 - D/h)V_n \leq V_{pa} \tag{8.9.2.2.1.a}$$

- b) Almas con agujeros rectangulares

$$V_{na} = [1 - (b_o + 0.3a_o)/h]V_n \leq V_{pa} \tag{8.9.2.2.1.b}$$

8.9.2.2.2 V_n es la resistencia en cortante determinada de conformidad con 8.2 y 8.3 y V_{pa} la fuerza que produce la plastificación del alma, reducida por la presencia de los agujeros:

$$V_{pa} = \left(1 - \frac{D_o}{h}\right) \sqrt{\frac{\beta}{1 + \beta}} V_p \tag{8.9.2.2.2}$$

8.9.2.2.3 En la ec. anterior:

$$V_p = \frac{ht_a F_{ya}}{\sqrt{3}} \tag{8.9.2.2.3.a}$$

$$\beta = 0.75 \left[\frac{(h - D_o)^2 + 4e^2}{D_1(h - D_o)} \right] \tag{8.9.2.2.3.b}$$

8.9.2.2.4 Los valores de D_o se toman como:

- $D_o = b_o$ para agujeros rectangulares.
- $D_o = 0.9D$ para agujeros circulares.

- $D_1 = a_0$ para agujeros rectangulares.
 $D_1 = 0.45D$ para agujeros circulares.
 e es la excentricidad del agujero respecto al eje longitudinal de la trabe.

Comentario:

En traveses armados de alma delgada, sin atiesadores, la resistencia última no depende de la excentricidad de los agujeros. Las expresiones 8.9.2.2.1.a, y 8.9.2.2.1.b sólo son válidas para almas esbeltas que se pandean por cortante, por lo que los valores que proporcionan no pueden ser mayores que V_{pa} .

La ec. 8.9.2.2.2 rige el diseño de traveses armados de alma gruesa. Con las ecs. 8.9.2.2.1.a, y 8.9.2.2.1.b se calcula la resistencia en cortante de almas delgadas; cuando el grosor del alma es intermedio, gobierna la que proporciona valores más bajos.

Si los agujeros debilitan la zona comprimida del alma el patín se pandea verticalmente; para evitarlo, conviene hacer los agujeros cerca del patín en tensión, o alejarlos lo más posible del comprimido (De Buen 2016).

8.9.3 Almas atiesadas transversalmente

8.9.3.1 Los agujeros rectangulares se tratan como circulares equivalentes de diámetro D :

$$D = \sqrt{a_0^2 + b_0^2} \operatorname{sen}(\theta + \theta_0) \quad (8.9.3.1.a)$$

$$\theta_0 = a \tan(b_0/a_0) \quad (8.9.3.1.b)$$

$$\theta \approx \frac{2}{[3a \tan(h/a)(1-D/h)]} \quad (8.9.3.1.c)$$

- a_0, b_0 dimensión horizontal y vertical del agujero rectangular (fig. 8.9.2.1.1).
 θ_0 ángulo entre la diagonal geométrica del agujero y una horizontal (fig. 8.9.2.1.1).
 θ ángulo entre la banda de tensión y la horizontal (fig. 8.9.2.1.1).

Comentario:

La variable θ deberá elegirse para que la resistencia última en cortante sea máxima. De acuerdo con observaciones experimentales, este proceso iterativo se evita con la expresión 8.9.3.1.c.

8.9.3.1 Requisitos de los agujeros

8.9.3.1.1 Los agujeros deben satisfacer las restricciones siguientes (fig. 8.9.3.1.2):

- a) Agujeros circulares

$$D \leq h \cos(\theta) - a \operatorname{sen}(\theta) \quad (8.9.3.1.1.a)$$

- b) Agujeros rectangulares

$$b_0 \leq h - (a + a_0) \tan(\theta) \quad (8.9.3.1.1.b)$$

Comentario:

Las expresiones 8.9.3.1.1.a, y 8.9.3.1.1.b, corresponden aproximadamente a $D \leq h/3$.

8.9.2.1.2 Los agujeros pueden estar fuera del centro del alma, pero dentro de la región permitida definida en la fig. 8.9.3.1.2.

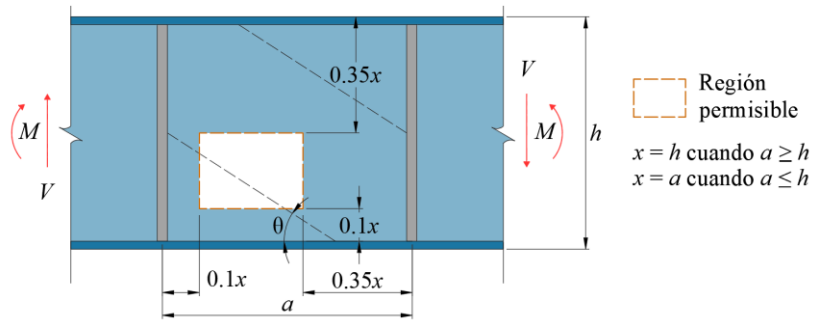


Figura 8.9.3.1.2 - Región del alma en la que pueden hacerse agujeros

8.9.3.2 Requisitos de los agujeros

8.9.3.2.1 La resistencia a cortante está proporcionada por la resistencia directa del alma V_a más la del campo de tensión diagonal V_t , cuyas expresiones se definen a continuación:

Relación h/t_a y valor de C_v	$V_n = V_a$	$V_n = V_a + V_t$
$\frac{h}{t_a} \leq 1.10 \sqrt{\frac{Ek_{\tau a}}{F_y}} \quad C_v \leq 1.0$	La resistencia se determina de acuerdo con (8.9.2.2)	No se forma el campo de tensión diagonal
$1.12 \sqrt{\frac{Ek_{\tau a}}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a} \leq 1.70 \sqrt{\frac{Ek_{\tau a}}{F_y}}$ $C_v \leq \frac{1.10}{h/t_a} \sqrt{\frac{Ek_{\tau a}}{F_y}}$	$V_n = 0.6 F_y A_a C_v$ (8.9.3.2.1.a)	$V_n = F_y b t \left[C_v + \frac{1 - C_v}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} - D(1 - C_v) \text{sen}(\theta) \right]$ (8.9.3.2.1.b)
$1.40 \sqrt{\frac{Ek_{\tau a}}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a}$ $C_v \leq \frac{1.51 k_{\tau a} E}{(h/t_a)^2 F_y}$		

8.9.3.2.2 El coeficiente de pandeo $k_{\tau a}$ se calcula como:

a) Para agujeros circulares cuando:

$D/h \leq 0.5$:

$$k_{\tau a} = k_v \left(1 - \frac{1.80D}{\sqrt{h^2 + a^2}} \right) \tag{8.9.3.2.2.a}$$

$D/h > 0.5$

$$k_{\tau a} = k_v \left(1 - \frac{D}{h} \right) \tag{8.9.3.2.2.b}$$

b) Para agujeros rectangulares cuando:

$$b/d \text{ y } a/a \leq 0.5 \quad k_{ra} = k_v \left(1 - 1.5 \sqrt{(a_0/a)(b_0/h)} \right) \quad (8.9.3.2.2.c)$$

$$b/d \text{ y } a/a > 0.5 \quad \text{El menor} \quad k_{ra} = k_v \left(1 - \frac{b_0}{h} \right) \text{ y } k_{ra} = k_v \left(1 - \frac{a_0}{a} \right) \quad (8.9.3.2.2.d)$$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

9. MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS

Este capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 9.1 Miembros en flexocompresión
- 9.2 Miembros en flexotensión
- 9.3 Miembros en flexión y cortante combinados.

9.1 Miembros en flexocompresión

9.1.1 En esta sección se trata el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante con uno o dos ejes de simetría, que se encuentran sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que actúan alrededor de uno o de los dos ejes de la sección. Se designan, indistintamente, con las palabras “columna” o “elemento flexocomprimido”.

9.1.2 Para los fines de este Capítulo, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en “regulares” o “irregulares” (véase 1.8). En las secciones 9.1.6 y 9.1.3.1.3.a se indica cómo se dimensionan las columnas que forman parte de estructuras regulares y de estructuras irregulares respectivamente.

9.1.3 En este capítulo se incluye el diseño de cuerdas en compresión de armaduras sobre las que actúan cargas transversales aplicadas entre los nudos, aunque tengan un solo eje de simetría.

Comentario:

Se emiten especificaciones para elementos sujetos a carga axial de compresión y flexión en uno o dos de sus ejes y para secciones con uno o dos ejes de simetría. Casi nunca hay elementos en flexión pura o solamente sometidos a carga axial. El caso de vigas (elementos en flexión), la carga axial es muy pequeña por lo que se suele despreciar, en el caso de armaduras formadas por triángulos con cargas en los nudos, la acción predominante es la compresión o tensión, siendo muy pequeña la flexión por lo que se estudian como elementos bajo carga axial. Es importante tener en cuenta que, si en un elemento de una armadura se presenta carga transversal a lo largo de su eje longitudinal, este se debe estudiar como elemento en flexocompresión, o bien en flexotensión.

Se pueden desarrollar teorías generales para el estudio de barras flexocomprimidas y obtener, como casos particulares, vigas y elementos con carga axial exclusivamente. Sin embargo, las especificaciones serían complejas, por lo que históricamente se han tratado los elementos bajo carga axial, en flexión y en flexocompresión por separado, tomando para estos últimos, especificaciones de los dos primeros (Wai-Fah Chen, 1977).

9.1.4 Estados límite

9.1.4.1 En el diseño de miembros flexocomprimidos se consideran los estados límite siguientes:

- a) Falla de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical
- b) Falla individual de una o algunas columnas, bajo carga vertical
- c) Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas
- d) Falla individual de una o algunas columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas
- e) Pandeo local.

9.1.4.2 Debe considerarse también un estado límite de servicio, de deformaciones laterales de entrepiso, que dependen, en buena parte, aunque no exclusivamente, de las características de las columnas.

9.1.4.3 En lo que sigue se dan recomendaciones para evitar que se alcancen los estados límite de fallas anteriores, excluyendo el pandeo local, que se trata en la sección 2.2.

9.1.4.4 En todo el Capítulo $F_R = 0.9$.

Comentario:

Los estados límite de falla son los correspondientes a los miembros en compresión o flexión (Capítulos 6 y 7), a la combinación de las dos solicitaciones, o a inestabilidad de conjunto. Los estados límite de pandeo local o lateral, no suelen ser críticos, pero pueden serlo si los efectos de la fuerza de tensión axial son pequeños comparados con la compresión máxima ocasionada por la flexión, si los patines son esbeltos, si la fuerza cortante es elevada y el

alma esbelta, o bien, si la columna tiene una longitud grande con bajas propiedades torsionantes (C_a y J) y/o una inercia I_y pequeña.

9.1.5 Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M^*_{uox} , M^*_{uoy}

9.1.5.1 Los momentos de diseño se determinan con alguno de los métodos descritos en el Capítulo 3.

Comentario:

Los elementos mecánicos con los cuales se revisan los elementos flexocomprimidos ya deben de incluir los efectos de segundo orden, esto es, los concernientes a la aplicación de las cargas sobre la estructura deformada (efectos $P\Delta$), y el incremento de la flexión al aplicar carga axial sobre el elemento deformado (efectos $P\delta$). Estos se pueden considerar ya sea directamente en el análisis o bien mediante expresiones aproximadas definidas en el Capítulo 3. Si no se utiliza el método directo de análisis (véase 3.5) se debe determinar, para cada combinación de carga, el factor de longitud efectiva por medio de un método racional (De Buen, 1980).

9.1.6 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

9.1.6.1 Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras regulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

9.1.6.2 En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones transversales extremas se revisan con las especificaciones de 9.1.6.1 y la revisión de la columna completa se efectúa de conformidad con 9.1.6.2. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

9.1.6.1 Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2:

$$\left[\frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right]^{\alpha} \leq 1.0 \quad (9.1.6.1)$$

9.1.6.1.1 M_{pcx} y M_{pcy} son los momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales y principales, calculados teniendo en cuenta la acción de la fuerza de diseño de compresión. Según sea el caso, los momentos resistentes se calculan con las siguientes ecs.:

9.1.6.1.2 Para miembros en sección transversal I o H:

$$M_{pcx} = 1.18F_R M_{px} [1 - p] \leq F_R M_{px} \quad (9.1.6.1.2.a)$$

$$M_{pcy} = 1.67F_R M_{py} [1 - p] \leq F_R M_{py} \quad (9.1.6.1.2.b)$$

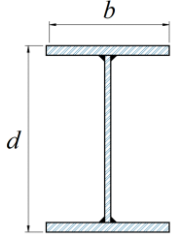
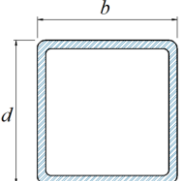
9.1.6.1.3 Para miembros en sección rectangular hueca (en cajón):

$$M_{pcx} = 1.18F_R M_{px} [1 - p] \leq F_R M_{px} \quad (9.1.6.1.3.a)$$

$$M_{pcy} = 1.18F_R M_{py} [1 - p] \leq F_R M_{py} \quad (9.1.6.1.3.b)$$

9.1.6.1.4 Los valores de α se definen en la tabla 9.1.6.1.4:

Tabla 9.1.6.1.4 – Valores de α

Sección transversal de la columna	Valor de α
	si $\frac{b}{d} < 0.5$, $\alpha = 1.0$
	si $0.5 \geq \frac{b}{d} > 1.0$, $\alpha = 1.60 - \frac{P}{2 \text{Ln}(p)}$
	$\alpha = 1.70 - \frac{P}{\text{Ln}(p)}$

9.1.6.1.5 Para miembros de sección transversal I o H, la ec. 9.1.6.1, haciendo $\alpha = 1$, junto con las ecs. 9.1.3.1.2.a, y 9.1.6.1.2.b, puede sustituirse de forma conservadora por la ec. 9.1.6.1.5.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.1.5}$$

9.1.6.1.6 Para miembros de sección transversal rectangular hueca (en cajón), haciendo $\alpha = 1$, la ec. 9.1.6.1, junto con las ecs. 9.1.6.1.3.a, y 9.1.6.1.3.b, puede sustituirse de forma conservadora por la ec. 9.1.6.1.6.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.1.6}$$

Comentario:

Los coeficientes de las ec. (9.1.6.1.5) y (9.1.6.1.6) provienen de los coeficientes de las ecs. (9.1.6.1.2.a), (9.1.6.1.2.b), (9.1.6.1.3.a) y (9.1.6.1.3.b) al hacer $\alpha = 1$ en la ec. (9.1.6.1).

9.1.6.1.7 Cuando se emplee alguna de las ecs. 9.1.6.1.5 y 9.1.6.1.6 para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además, la condición:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.1.7}$$

Comentario:

Las ecs. (9.1.6.1.2.a) y (9.1.6.1.6) equivalen a la ec. (9.1.6.1) con $\alpha = 1$ y sustituyendo las ecs. (9.1.6.1.2.a), (9.1.6.1.2.b), (9.1.6.1.3.b) y (9.1.6.1.6). Con la ec. (9.1.6.1.7) se toman en cuenta las desigualdades de las ecs. (9.1.6.1.2.a), (9.1.6.1.2.b), (9.1.6.1.3.b) y (9.1.6.1.6).

9.1.6.1.8 Miembros con sección transversal diferente a las anteriores:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.1.8.a}$$

P_u, M_{uox} y M_{uoy} fuerza axial de diseño que obra en la columna, momentos de diseño en la columna del extremo considerado, calculados con alguno de los métodos del Capítulo 3.

$M_{px} = Z_x F_y$ momentos plásticos nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y,

$M_{py} = Z_y F_x$ respectivamente

- $P_y = AF_y$ fuerza axial nominal que, actuando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta, cuyas secciones transversales tienen un área A .
- α factor numérico (tabla 9.1.6.1.4) que depende de las características de la sección transversal de la columna y de la magnitud del cociente p .
- $p = P_u/F_R P_y$ cociente de la fuerza axial de diseño y la fuerza axial nominal.

Comentario:

En De Buen (2017) y Wai-fah Chen (1977) se define la procedencia de las ecuaciones para flexocompresión, las cuales se presentan de manera esquemática en la fig. C9.1.6.1.8.

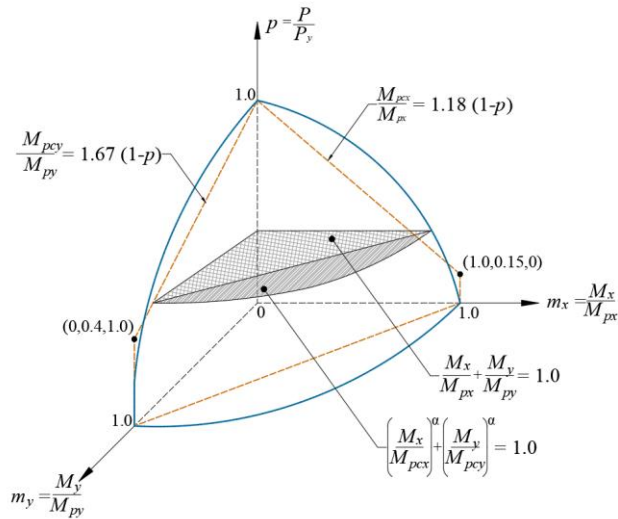


Figura C9.1.6.1.8. Superficie de interacción de una columna I, empleando la ecuación 9.1.6.1

- b) Secciones tipo 3 y 4.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.1.8.b}$$

9.1.6.2 Revisión de la columna completa

- a) Secciones tipo 1 y 2

$$\left[\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right]^\beta + \left[\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}} \right]^\beta \leq 1.0 \tag{9.1.6.2.a}$$

9.1.6.2.1 Los valores de β se definen en la tabla 9.1.6.2.1. M_{ucx} y M_{ucy} son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por la presencia de la fuerza de compresión y por posible pandeo lateral por flexotorsión y se calculan con las siguientes ecs.:

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ex}} \right) \tag{9.1.6.2.1.a}$$

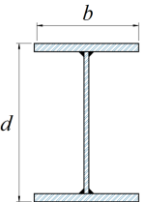
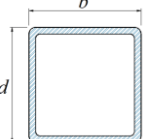
$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ey}} \right) \tag{9.1.6.2.1.b}$$

9.1.6.2.2 $M_m = F_R M_{nx}$ y es el momento resistente obtenido con alguno de los métodos del Capítulo 7.

- M_{uox}^* y M_{uoy}^* momentos de diseño que actúan sobre la columna, calculados con alguno de los métodos del Capítulo 3. En la ec. 9.1.6.2.a, lo mismo que en la ec. 9.1.6.2.b, se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor del eje X o Y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo.
- M_{RX} y M_{RY} momentos resistentes de diseño alrededor del eje X y del Y; se calculan de acuerdo con el Capítulo 7.
- R_c resistencia de diseño en compresión, se determina como se indica en el Capítulo 6.
- P_e carga crítica de pandeo de Euler igual a (AF_y/λ_c^2) donde λ_c es el parámetro de esbeltez de la columna respecto al eje X para P_{ex} y Y para P_{ey}

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

Tabla 9.1.6.2.1. Valores de β

Sección transversal de la columna	Valor de β
	sí $\frac{b}{d} < 0.3$, $\beta = 1.0$
	sí $0.3 \leq \frac{b}{d} < 1.0$, $\beta = 0.4 + p + \frac{b}{d}$
	$\beta = 1.3 + \frac{1000p}{(L/r)^2} \geq 1.4$

b) Secciones tipo 3 y 4.

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{ouX}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{ouY}^*}{M_{RY}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.2.b}$$

Comentario:

En la revisión de la columna completa se debe considerar el mayor valor de momento flexionante en cada dirección (aunque ocurra en extremos diferentes), dicho momento es la base para transformar el diagrama de momento en uno uniforme equivalente por medio del factor C_m de las ecs. 3.7.3.1.1 y 3.7.3.1.2, revisando así la columna en flexión uniforme en ambas direcciones.

9.2 Miembros en flexotensión

9.2.1 En esta sección se emiten las especificaciones para el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante con uno o dos ejes de simetría, que se encuentran sometidos a la acción simultánea de una fuerza de tensión axial y flexión producida por momentos que actúan alrededor de uno o de los dos ejes de simetría.

9.2.2 Dimensionamiento

9.2.2.1 Los miembros que trabajan en flexotensión y que cumplen los requisitos del Capítulo 7, deben dimensionarse de manera que satisfagan las siguientes condiciones:

a) Revisión de las secciones extremas

9.2.2.2 Secciones tipo 1 y 2, deberán cumplir con el inciso 9.1.6.1.a.

9.2.2.3 Secciones tipo 3 y 4, deberán cumplir con el inciso 9.1.6.1.b.

b) Revisión del miembro completo

9.2.2.4 Debe satisfacerse la condición

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} \leq 1.0 \tag{9.2.2.4}$$

9.2.2.5 En lugar de utilizar la ec. 9.2.2.4, el diseño puede basarse en un estudio más preciso de la interacción de tensión y flexión.

9.3 Miembros en flexión y cortante combinados

9.3.1 En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición:

$$\frac{M_u}{M_R} + \left(\frac{V_u}{V_R}\right)^2 \leq 1.0 \tag{9.3.1}$$

9.3.2 Cuando se necesitan atiesadores transversales en vigas de sección I cuya alma se ha diseñado tomando en cuenta la contribución del campo de tensión diagonal, y V_u y M_u están comprendidos entre los límites $0.6V_R \leq V_u \leq V_R$ y $0.75M_R \leq M_u \leq M_R$ debe cumplirse la condición:

$$0.727 \frac{M_u}{M_R} + 0.455 \frac{V_u}{V_R} \leq 1.0 \tag{9.3.2}$$

Comentario:

Aunque las condiciones ordinarias de carga de vigas y traveses armados producen, casi siempre, momento flexionante y fuerza cortante en todas las secciones transversales, es frecuente que una de las acciones sea pequeña comparada con la otra. Por ejemplo, en la zona central de una viga libremente apoyada, con carga uniforme, el momento flexionante es elevado y la fuerza cortante es nula o muy pequeña y en la cercanía de los apoyos se invierte la relación, por lo que, el diseño se hace como si el momento y la fuerza cortante actuarán por separado. Sin embargo, en otros casos, como en los apoyos de vigas continuas, las dos acciones tienen valores elevados y debe tenerse en cuenta su interacción.

Para secciones no reforzadas se sigue adoptando la ecuación de interacción propuesta por Schilling (1965), mientras que para traveses armados en las cuales en su diseño se haya considerado el campo de tensión diagonal se adopta la ec. 9.3.2, que corresponde a la línea A-B de la gráfica de interacción de la fig. C9.3.2, considerando que el área del alma entre el área del patín es igual que 2.0, lo que corresponde a un límite superior.

En la gráfica C9.3.2, M_f es el momento flexionante al que generan los patines exclusivamente, por lo cual, para momentos menores a este, la capacidad a cortante es la total, dado que se supone que el alma está destinada a resistir el cortante. M_y es el momento correspondiente a la fluencia en la fibra más esforzada y M_p es el momento plástico. La deducción de la ec. 9.3.2 se puede ver en De Buen (2016).

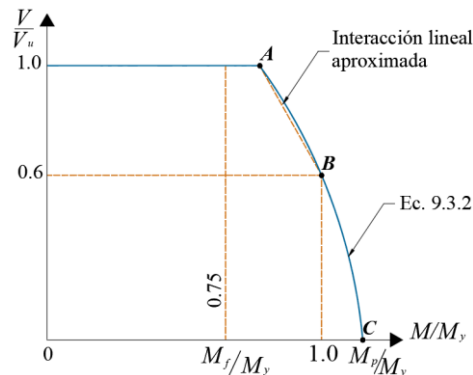


Figura C9.3.2 Diagrama simplificado de interacción fuerza cortante-momento flexionante

10. MIEMBROS COMPUESTOS

Este capítulo aplica al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto. Se presentan los casos de vigas, armaduras o largueros de alma abierta (*joists*) de acero, rellenos o embebidos en concreto, que trabajan principalmente en flexión, o que soportan una losa, interconectados de manera que los dos materiales trabajen en conjunto. También aplica a columnas y muros compuestos, formados por perfiles de acero laminados y armados embebidos en concreto reforzado, o por secciones huecas OR y OC (*HSS*), cajón y muros con dos placas rellenas de concreto. El detallado de sistemas estructurales sismorresistentes con miembros compuestos se presenta en las secciones 16.5 a 16.7.

Se tratan los siguientes casos:

- 10.1 Consideraciones generales
- 10.2 Vigas y armaduras compuestas
- 10.3 Columnas y muros compuestos
- 10.4 Casos especiales.

10.1 Consideraciones generales

10.1.1 Limitaciones de los materiales

10.1.1.1 A menos que por medio de ensayos experimentales o análisis se justifiquen límites diferentes que sean aprobados por la Administración, los componentes de concreto, acero estructural y acero de refuerzo en sistemas compuestos deben cumplir las limitaciones siguientes:

Comentario:

El diseño de miembros compuestos requiere la consideración del comportamiento del acero y del concreto. Estas disposiciones se desarrollaron con la intención de minimizar los conflictos entre la NTC-Acero y la NTC-Concreto, y para dar un adecuado reconocimiento a las ventajas del diseño de miembros compuestos. Con el objetivo de armonizar la NTC-Concreto y la NTC-Acero, en este capítulo se propone el análisis de la sección transversal para el diseño de miembros compuestos consistente con lo que se usa en el diseño de miembros de concreto reforzado y como se establece en la NTC-Concreto. Este enfoque, además, da como resultado un tratamiento consistente de las resistencias de los miembros compuestos.

- a) Para la determinación de la resistencia de diseño, el concreto de peso normal debe tener una resistencia en compresión, f_c' , de no menos de 20 MPa (200 kg/cm²) ni más de 70 MPa (700 kg/cm²), y el de peso ligero no menos de 20 MPa (200 kg/cm²) ni más de 42 MPa (420 kg/cm²). Los materiales componentes para el concreto deben cumplir con lo que se indica en el Capítulo 2 de la NTC-Concreto
- b) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_y , del acero estructural que se utilice en los cálculos de resistencia de miembros compuestos no debe ser mayor que 525 MPa (5 250 kg/cm²). El acero estructural debe cumplir las normas que se indican en la tabla 1.4.1.1 de 1.4.1
- c) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_y , del acero de refuerzo que se utilicen en los cálculos de resistencia de miembros compuestos no debe ser mayor que 550 MPa (5 500 kg/cm²). El acero de refuerzo debe cumplir las normas NMX-B-457-CANACERO, NMX-C-407-ONNCCE, y las que se indican en 2.2 de la NTC-Concreto.

Comentario:

Las ecuaciones propuestas en este capítulo han sido adoptadas de expresiones reportadas en la literatura internacional, de las cuales varias se han calibrado con diferentes bases de datos de pruebas experimentales (e.g. Leon et al., 2007; Hajjar et al., 2000; Perea et al., 2016; Varma et al., 2002). Aunque se ha demostrado que estas ecuaciones pueden predecir valores razonables dentro del rango de propiedades de los materiales en la base de datos, no se puede garantizar que también predigan adecuadamente los resultados con una extrapolación a un rango fuera de las propiedades de los materiales con las que dichas ecuaciones fueron calibradas. El límite inferior en las resistencias del concreto ligero y de peso normal intenta garantizar una calidad mínima aceptable.

10.1.2 Miembros compuestos durante la construcción

10.1.2.1 Para determinar los efectos de las cargas en miembros y conexiones de una estructura que incluya miembros compuestos, se debe considerar la sección efectiva en cada instante del proceso de carga.

10.1.2.2 La resistencia de un miembro antes del endurecimiento del concreto se obtiene como la resistencia que tenga el perfil de acero (sin considerar la contribución del concreto) de acuerdo con la sección correspondiente de esta Norma. Una vez endurecido el concreto en miembros compuestos, una distribución plástica del esfuerzo aplica si el componente de acero es una sección compacta tipo 1 o 2; de lo contrario, se considera una distribución elástica. En todos los casos, se incluirán los efectos que pueden ocurrir durante la construcción, como los debidos al peso o a la presión del concreto en estado fresco.

10.1.2.3 Para columnas compuestas rellenas de sección hueca rectangular OR se deben cumplir los límites de esfuerzo de la ec. 10.1.2.3.a y deformación de la ec. 10.1.2.3.b. Si estos límites no se satisfacen, se deben instalar rigidizadores temporales para minimizar la deformación mientras el concreto se endurece.

$$\sigma_{max} = \max \left[\left(\frac{2h_c}{b_c + 4h_c} \right) \frac{ph_c^2}{t^2}, \frac{1}{3} \left(\frac{3b_c + 4h_c}{b_c + 4h_c} \right) \frac{ph_c^2}{t^2} \right] \leq 0.5F_y \quad (10.1.2.3.a)$$

$$\delta_{max} = \frac{1}{32} \left(\frac{5b_c + 4h_c}{b_c + 4h_c} \right) \frac{ph_c^4}{E_s t^3} \leq \frac{L}{2,000} \quad (10.1.2.3.b)$$

h_c y b_c	anchos internos de la sección OR
t	espesor de las paredes de la sección OR
p	presión hidrostática máxima
L	valor mínimo entre la altura del concreto en estado fresco o la altura libre del entrepiso

Comentario:

Para columnas compuestas rellenas de sección hueca rectangular, la presión hidrostática puede generar deformación en el acero durante el vaciado del concreto, las cuales pueden afectar el inicio y la ubicación del pandeo local en el acero. Para controlar estas deformaciones, Leon et al. (2011) y Perea (2010) sugieren los límites de las ecs. 10.1.2.3.a y 10.1.2.3.b.

10.1.3 Resistencia nominal de secciones compuestas

10.1.3.1 La resistencia nominal de secciones compuestas se debe determinar con el método aplicable de los siguientes.

- a) Método de la distribución elástica de los esfuerzos. La resistencia nominal se calcula con una distribución lineal de esfuerzos, cuyos valores máximos son el esfuerzo de fluencia en tensión y el esfuerzo crítico por pandeo local en compresión. La distribución de esfuerzos en el concreto es lineal en compresión con valor máximo de $0.70f_c'$, y nulo en toda la zona tensión del concreto

Comentario:

Este método aplica cuando el acero no fluye debido a una falla prematura por pandeo local en el acero estructural.

- b) Método de la distribución plástica de los esfuerzos. La resistencia nominal se calcula suponiendo que los componentes de acero han alcanzado un esfuerzo F_y en tensión o compresión, y que los componentes de concreto en compresión, debida a fuerza axial y/o flexión, han alcanzado un esfuerzo f_c'' , descrito en la NTC-Concreto. La resistencia en tensión del concreto se debe ignorar

Comentario:

Este método aplica cuando en la sección compuesta el acero fluye y el concreto se aplasta.

- c) Método de la compatibilidad de las deformaciones. La resistencia nominal se calcula suponiendo una distribución lineal de las deformaciones unitarias a través de la sección transversal, con la deformación unitaria cero en el eje neutro plástico y la deformación unitaria máxima en el concreto igual que 0.003 mm/mm. Se pueden utilizar esfuerzos idealizados de los materiales, o bien, curvas esfuerzo-deformación del acero y concreto obtenidas de ensayos de laboratorio o de resultados publicados en la literatura

- d) Método esfuerzo-deformación efectivo. La resistencia nominal se calcula con curvas esfuerzo-deformación que se ajustan para considerar efectos adicionales de secciones compuestas como, por ejemplo, los esfuerzos residuales en el acero, el pandeo local en componentes de acero no-compactos o esbeltos, diferentes grados de confinamiento en el concreto, la resistencia en tensión del concreto, degradación de rigidez y/o resistencia en el acero y concreto, entre otros.

Comentario:

Se recomienda el uso del método de la compatibilidad de las deformaciones y el de esfuerzo-deformación efectivo para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares. Algunos modelos constitutivos efectivos disponibles en la literatura para miembros compuestos son los que reportan Sakino et al. (2004), Han et al. (2005), Liang (2009), Lai y Varma (2016).

10.1.4 Clasificación por pandeo local de secciones compuestas rellenas de concreto

10.1.4.1 Columnas compuestas con secciones huecas de acero rellenas de concreto

10.1.4.1.1 Las secciones huecas de acero rellenas de concreto se clasifican por pandeo local en función de su relación ancho-espesor o diámetro-espesor, λ , con los valores límite indicados en la tabla 10.1.4.1.2.a, para secciones compuestas rellenas en compresión, y en la tabla 10.1.4.1.2.b, para secciones compuestas rellenas en flexión. La relación ancho-espesor o diámetro-espesor debe cumplir con: $\lambda < \lambda_{pl}$ para secciones tipo 1 o compactas de ductilidad alta, $\lambda_{pl} < \lambda < \lambda_p$ para secciones tipo 2 o compactas de ductilidad media, $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ para secciones tipo 3 o no compactas, y $\lambda < \lambda < \lambda_{max}$ para secciones tipo 4 o esbeltas. No se permite que la relación ancho-espesor o diámetro espesor, λ , exceda el límite λ_{max} .

10.1.4.1.2 El estado límite de pandeo local se revisa en secciones compuestas rellenas, pero no en las embebidas.

Comentario:

Las placas o perfiles de acero embebidos en concreto en acción compuesta están rigidizadas por el concreto en toda su longitud, por lo que no pueden fallar por pandeo local. En secciones rellenas, el pandeo local solo puede ocurrir hacia el exterior de la sección hueca, la cual no está rigidizada por el concreto.

Tabla 10.1.4.1.2.a - Relaciones límite ancho-espesor en elementos de acero en compresión de miembros compuestos rellenos en compresión axial

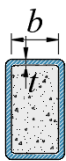
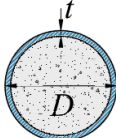
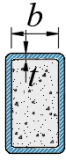
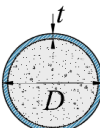
Sección transversal	Ancho/ espesor	λ_{pl} Sección tipo 1	λ_p Sección tipo 2	λ_r Sección tipo 3	$\lambda_{m\acute{a}x}$	Ejemplo
Sección rellena OR o cajón	$\lambda = b/t$	$1.40 \sqrt{E/F_y}$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	$3.0 \sqrt{E/F_y}$	$5.0 \sqrt{E/F_y}$	
Sección rellena OC	$\lambda = D/t$	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	$0.19E/F_y$	$0.31E/F_y$	

Tabla 10.1.4.1.2.b - Relaciones límite ancho/espesor de elementos de acero en compresión de miembros compuestos rellenos en flexión

Sección transversal	Ancho/espesor	λ_{pl} Sección tipo 1	λ_p Sección tipo 2	λ_r Sección tipo 3	$\lambda_{máx}$	Ejemplo
Sección rellena OR o cajón en compresión uniforme (patines)	$\lambda = b/t$	$1.40 \sqrt{E/F_y}$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	$3.0 \sqrt{E/F_y}$	$5.0 \sqrt{E/F_y}$	
Sección rellena OR o cajón en compresión no uniforme (almas)	$\lambda = b/t$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	$3.0 \sqrt{E/F_y}$	$5.0 \sqrt{E/F_y}$	$5.70 \sqrt{E/F_y}$	
Sección rellena OC	$\lambda = D/t$	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	$0.19E/F_y$	$0.31E/F_y$	

Comentario

Para las secciones rectangulares rellenas, el esfuerzo de pandeo local elástico, F_{cr} , se obtiene a partir de la ecuación de pandeo de placas, y se simplifica en la ec. 10.3.2.2.3.2. Esta ecuación indica que se producirá fluencia para las placas con b/t menor o igual que $3(E/F_y)^{0.5}$, que designa el límite entre las secciones no compactas y esbeltas, λ_r . El valor b/t máximo permitido, $\lambda_{máx}$, se justifica por la falta de datos experimentales por encima del límite de $5(E/F_y)^{0.5}$. Para flexión, los límites de b/t en patines son los mismos que en las paredes en compresión axial debido a las similitudes en carga y comportamiento. El límite entre compacto y no compacto, λ_p , para almas en flexión se estableció de manera conservadora como $3(E/F_y)^{0.5}$. El límite entre no compacto y esbelto, λ_r , para almas en flexión se estableció de forma conservadora como $5(E/F_y)^{0.5}$, que también es el máximo permitido para secciones rellenas en compresión axial y de patines en flexión. El valor máximo que se permite en almas en flexión se estableció debido a la falta de datos experimentales y las inquietudes en cuanto a la colocación del concreto para secciones muy esbeltas de secciones rectangulares rellenas (Perea, 2010).

Para secciones circulares rellenas en compresión axial, el límite entre no compacto y esbelto, λ_r , se estableció como $0.19E/F_y$, que es 1.73 veces el límite para secciones circulares huecas ($0.11E/F_y$). Esto se basó en el estudio de Bradford et al. (2002), y se compara bien con los datos experimentales (Perea, 2010). El máximo permitido D/t igual que $0.31E/F_y$ se basa en la falta de datos experimentales y en los posibles efectos de la colocación del concreto en secciones transversales huecas rellenas extremadamente esbeltas. Para secciones circulares rellenas en flexión, en la tabla 10.1.4.1.2.b, el límite entre secciones compactas y no compacto, λ_p , fue desarrollado de forma conservadora como 1.36 veces el límite para secciones circulares huecas en compresión ($0.11E/F_y$) y el doble de secciones huecas en flexión. El límite entre no compacto y esbelto, λ_r , se asumió de forma conservadora para que fuera 1.63 veces el de las secciones circulares huecas ($0.31E/F_y$). Este último se estableció como el valor máximo permitido debido a la falta de datos experimentales y a las preocupaciones en cuanto a la colocación del concreto para las secciones transversales huecas rellenas más esbeltas (Perea 2010).

10.1.4.2 Muros compuestos con placas de acero rellenos de concreto

10.1.4.2.1 Los muros compuestos rellenos se deben conectar entre sí utilizando barras de unión, perfiles estructurales o miembros armados. Ambas placas de acero se deben anclar al concreto mediante barras de unión o una combinación de barras de unión y pernos de acero con cabeza.

- a) Requisito de esbeltez

10.1.4.2.2 La relación de esbeltez de las placas, b/t , se limitará a:

$$\frac{b}{t} = 1.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{10.1.4.2.2}$$

- b distancia libre mayor entre filas de barras de unión o pernos
- t espesor de la placa de acero

b) Requisito de la barra de unión

10.1.4.2.3 Las barras de unión deben tener un espaciado no superior al espesor del muro compuesto, t_{mc} . La relación de la separación de las barras de unión entre el espesor de las placas de acero, s/t , se limitará a:

$$\frac{s}{t} = 170 \sqrt{\frac{1}{2\alpha+1}} \quad (10.1.4.2.3.a)$$

$$\alpha = 1.7 \left(\frac{t_{mc}}{t} - 2 \right) \left(\frac{t}{d_b} \right)^4 \quad (10.1.4.2.3.b)$$

s	separación de las barras de unión
t	espesor de la placa de acero
t_{mc}	espesor del muro compuesto
d_b	diámetro efectivo de la barra de unión

10.1.5 Rigideces para la determinación de las resistencias requeridas

10.1.5.1 Para el método de análisis directo del diseño, las resistencias requeridas de los miembros compuestos embebidos y de los miembros compuestos rellenos se determinarán utilizando las disposiciones del Capítulo 3 y los siguientes requisitos:

- La rigidez a flexión nominal de los miembros compuestos se tomará como la rigidez efectiva de la sección compuesta, EI_e , tal como se define en 10.3
- La rigidez axial nominal de los miembros sujetos a compresión se tomará como la suma de las rigideces axiales elásticas de cada componente
- La rigidez de los miembros sujetos a tensión se tomará como solo la rigidez de los miembros de acero de conformidad con el Capítulo 3
- Las rigideces de flexión, axial y cortante de los muros compuestos se deben calcular con las siguientes ecs.:

$$EI_e = EI_a + 0.35E_cI_c \quad (10.1.5.1.a)$$

$$EA_e = EA_a + 0.45E_cA_c \quad (10.1.5.1.b)$$

$$GA_e = GA_{pl} + G_cA_c \quad (10.1.5.1.c)$$

A_a	área de la sección de acero
A_c	área de la sección de concreto
A_{pl}	área de las placas de acero longitudinales
E	módulo de elasticidad del acero; $E = 200\,000\text{ MPa}$ ($2\,039\,000\text{ kg/cm}^2$)
E_c	módulo de elasticidad del concreto, el cual se debe determinar de acuerdo con la NTC-Concreto
G	módulo de cortante del acero; $G = 76\,900\text{ MPa}$ ($784\,000\text{ kg/cm}^2$)
G_c	módulo de cortante del concreto; $G_c = 0.4 E_c$
I_a	momento de inercia de la sección de acero alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta
I_c	momento de inercia de la sección de concreto alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta

10.2 Vigas y armaduras compuestas

Esta sección se aplica a miembros compuestos formadas por vigas laminadas o armadas, armaduras o largueros de alma abierta (*joist*) de acero estructural, que están interconectados con una losa de concreto reforzado que se apoya directamente en el elemento de acero, o con una lámina acanalada sobre la que se cuele una losa de concreto, así como miembros de acero embebidos completa o parcialmente en secciones de concreto reforzado.

Las armaduras o largueros de alma abierta (*joist*) en acción compuesta sólo pueden utilizarse en elementos libremente apoyados y que no formen parte del sistema que resiste las acciones laterales.

10.2.1 Hipótesis de diseño y métodos de análisis

- a) Distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección por plastificación completa de la misma
- 1) Cuando la losa, que está ligada a la viga, armadura o larguero de alma abierta de acero, por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta (zonas de momento positivo), se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor f_c (igual que $0.85f_c'$) uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además, que la sección de acero completa está sometida a un esfuerzo uniforme igual que F_y , tanto en la zona que trabaja en tensión como en la zona comprimida, cuando ésta existe. La fuerza de tensión en la sección de acero debe ser igual que la fuerza de compresión en la losa de concreto más la de la parte comprimida de la sección de acero, si ésta existe.
 - 2) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, se encuentra junto al patín en tensión (zonas de momento negativo), se supone que las barras de refuerzo paralelas a la viga contenidas en el ancho efectivo de la losa trabajan a un esfuerzo de tensión igual que F_{yr} , siempre que se satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en la NTC-Concreto, y se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. Se considera que todo el perfil de acero está sometido a un esfuerzo uniforme, igual que F_y , ya sea en tensión o en compresión. La fuerza de compresión en la sección de acero debe ser igual que la fuerza total de tensión en las barras de refuerzo más la de la parte de la sección de acero que trabaja en tensión.
- b) Distribución de esfuerzos en el intervalo elástico

10.2.1.1 Para determinar la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que las deformaciones unitarias en el acero y el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtienen multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad del material que se esté considerando.

10.2.1.2 Los esfuerzos máximos en el acero, de tensión o compresión, y las compresiones en el concreto, correspondientes a solicitaciones de diseño, no deben exceder de F_y y f_c , respectivamente. Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.

- c) Construcción compuesta completa

10.2.1.3 La viga trabaja en construcción compuesta completa cuando el número y la resistencia de los conectores de cortante son suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

- d) Construcción compuesta parcial

10.2.1.4 Si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

- e) Vigas, armaduras y largueros de alma abierta, embebidos en concreto

10.2.1.5 Puede suponerse que las vigas, armaduras y largueros de alma abierta, embebidos por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa, están interconectados con él por adherencia natural, de manera que trabajen en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante; para que esta suposición sea correcta han de cumplirse las condiciones siguientes:

- 1) Las vigas, armaduras o largueros de alma abierta no están pintados
- 2) El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior del elemento de acero debe ser, como mínimo de 50 mm
- 3) El borde superior del elemento de acero está, cuando menos, 40 mm debajo del borde superior y 50 mm encima del borde inferior de la losa
- 4) El concreto que rodea al elemento de acero está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar que se desconche.

f) Métodos de análisis

10.2.1.6 Al efectuar el análisis de estructuras que contengan vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica cada incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas.

g) Análisis elástico

10.2.1.7 Para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez de cada tramo es constante en toda su longitud; esta rigidez puede calcularse con el promedio ponderado de los momentos de inercia en las zonas de momento positivo y negativo.

10.2.1.8 Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones descritas en 10.2.2.

h) Análisis plástico

10.2.1.9 Cuando se utiliza análisis plástico, la resistencia de miembros compuestos en flexión se determina tomando como base las distribuciones de esfuerzos que se indica en 10.1.3.1 incisos b), c) o d).

10.2.1.10 Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones descritos en 10.2.2.

10.2.2 Ancho efectivo

10.2.2.1 El ancho efectivo, b_e , de la losa de concreto es la suma de las dos distancias medidas a cada lado del eje del elemento de acero, b' , donde para cada una se toma igual que la menor de las siguientes (figura 10.2.2.1):

- Un octavo del claro de la viga medido entre centros de los apoyos, $L/8$
- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente, $s/2$
- La distancia al borde de la losa, L_g .

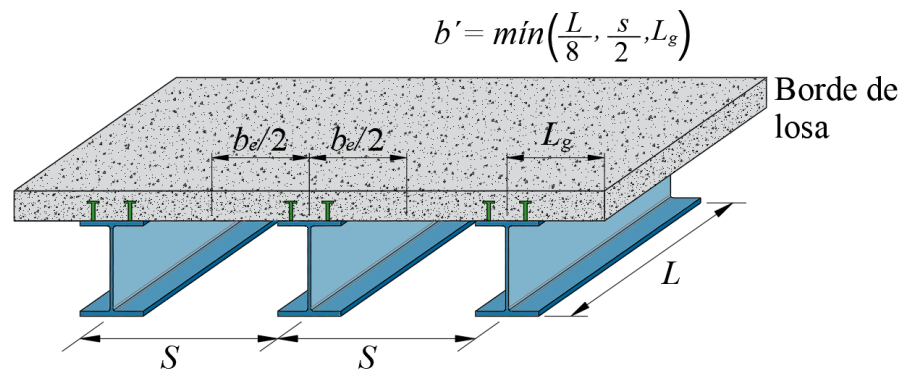


Figura 10.2.2.1 - Ancho efectivo de vigas compuestas

10.2.3 Diseño de vigas compuestas con conectores de cortante

a) Vigas de acero en flexión positiva

10.2.3.1 La viga compuesta está formada por el perfil, armadura o larguero de acero, los conectores de cortante y la losa de concreto o la lámina acanalada con el concreto colado sobre ella.

10.2.3.2 Las propiedades de la sección compuesta se determinan despreciando el concreto que trabaja en tensión.

10.2.3.3 Las armaduras y los largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en construcción compuesta completa, el eje neutro de la sección transformada debe estar dentro de la losa, de manera que todo el elemento de acero trabaje en tensión (caso 1); el área de la cuerda superior no se toma en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta.

10.2.3.4 El momento resistente de diseño, M_R , de una sección compuesta con la losa en compresión, es igual que $F_R M_n$, donde F_R se toma igual que 0.90 y M_n es el momento resistente nominal, que se calcula como se indica a continuación.

1) Caso 1. Construcción compuesta completa y eje neutro plástico en la losa de concreto.

10.2.3.5 Este caso se presenta cuando $F_y A < f_c'' b_e t < \Sigma Q_n$, donde ΣQ_n es la suma de las resistencias nominales de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y de momento nulo, b_e el ancho efectivo y t el espesor de la losa de concreto.

$$M_n = F_y A d_1 \quad (10.2.3.5)$$

10.2.3.6 d_1 es el brazo del par resistente, o distancia entre la resultante del concreto en compresión y la resultante del acero estructural en tensión. Esta distancia d_1 se calcula como la suma de las distancias entre el centroide de la viga de acero y su patín superior (igual que la mitad del peralte en una viga simétrica), más la altura de la lámina acanalada, h_r , cuando exista, más la altura de la capa de compresión o espesor del concreto, t , menos la mitad de la profundidad del eje neutro, a , que se determina como:

$$a = \frac{F_y A}{f_c'' b_e} \quad (10.2.3.6)$$

2) Caso 2. Construcción compuesta completa y eje neutro en la sección de acero.

10.2.3.7 Este caso se presenta cuando $f_c'' b_e t < F_y A < \Sigma Q_n$

$$M_n = C_c d_c + C_a d_a \quad (10.2.3.7.a)$$

$$C_c = f_c'' b_e t \quad (10.2.3.7.b)$$

$$C_a = \frac{F_y A - C_c}{2} \quad (10.2.3.7.c)$$

10.2.3.8 La distancia entre la resultante del concreto en compresión y la resultante del acero estructural en tensión, d_c , se determina como la suma de las distancias entre el centroide del acero en tensión y su patín superior, más la altura de la lámina acanalada, h_r , cuando exista, más la mitad de la altura de la capa de compresión o espesor del concreto, t . La distancia entre la resultante del acero estructural en compresión y la resultante del acero estructural en tensión, d_t , se determina como la distancia entre el centroide del acero en tensión y su patín superior, menos la distancia d_2 que se determina con la ec. 10.2.3.8.a, si el eje neutro está en el patín superior de la viga de acero, o con la ec. 10.2.3.8.b, si el eje neutro está en el alma de la viga de acero.

$$d_2 = \frac{C_a}{2 F_y b_{ps}} \quad (10.2.3.8.a)$$

$$d_2 = \frac{0.5 b_{ps} t^2 + h_c t (t + 0.5 h_c)}{b_{ps} t + h_c t_a} \quad (10.2.3.8.b)$$

10.2.3.9 b_{ps} y t_{ps} son el ancho y espesor del patín superior, t_a es el espesor del alma, y h_c se determina como:

$$h_c = \frac{C_a - F_y b_{ps} t_{ps}}{F_y t_a} \quad (10.2.3.9)$$

3) Caso 3. Construcción compuesta parcial.

10.2.3.10 Este caso se presenta cuando ΣQ_n es menor que la resistencia a compresión de la losa de concreto, $f_c''b_e t$, y la resistencia a tensión del acero estructural, $F_y A$.

10.2.3.11 La resistencia nominal, M_n , para este caso se determina utilizando las mismas ecuaciones del caso 2, pero asumiendo que la compresión en el concreto $C_c = \Sigma Q_n$. Además, la distancia d_c se determina como la suma de las distancias entre el centroide del acero en tensión y su patín superior, más la altura de la lámina acanalada, h_r , cuando exista, más la altura de la capa de compresión o espesor del concreto, t , menos la mitad de la profundidad del eje neutro en el concreto, a , que se determina como:

$$a = \frac{\Sigma Q_n}{f_c''b_e} \quad (10.2.3.11)$$

Comentario:

Las vigas en construcción compuesta parcial tienen dos ejes neutros, uno en el concreto respecto al nivel superior de la losa que se determina con la ec. 10.2.3.11, y otro en el acero estructural respecto al patín superior de la viga que se define con las ecs. 10.2.3.8.a y 10.2.3.8.b.

10.2.3.12 En las expresiones anteriores:

- A** área de la sección transversal de la sección de acero.
- C_a** resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión, aplicada en su centroide.
- C_c** resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión, aplicada en su centroide.
- a** profundidad de la zona de concreto que trabaja en compresión.
- d_a** distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero.
- d_c** distancia entre las resultantes de las compresiones en el concreto y las tensiones en el acero.

Comentario:

Las derivaciones de las ecs. 10.2.3.5 a 10.2.3.11 para vigas en acción compuesta completa y parcial, con losa maciza o con lámina acanalada, y para vigas de acero con dos y un eje de simetría se pueden consultar en la publicación De Buen (2004).

10.2.3.13 No se debe considerar la acción compuesta en el cálculo de las deflexiones y resistencias en flexión cuando ΣQ_n es menor que 0.40 veces el menor de los valores $F_y A$ y $f_c''b_e t$.

Comentario:

Se ha demostrado que para cálculos de resistencia y deflexiones es aceptable un límite inferior de 40 por ciento de la conexión en cortante completo; debajo de este valor no puede asegurarse la acción compuesta completa por el deslizamiento que se presenta entre viga y losa. Se deben considerar dos fenómenos que se presentan cuando los grados de acción compuesta parcial son bajos: primero, si son menores de 40 por ciento, se requieren rotaciones grandes para alcanzar la resistencia de diseño en flexión del miembro, segundo, una acción compuesta reducida ocasiona la rápida terminación del comportamiento elástico de la viga y de los conectores de cortante. Como la norma están basadas en conceptos de resistencia última, se han eliminado medios para comprobar que el comportamiento en condiciones de servicio es elástico, lo que puede tener importancia cuando la acción compuesta parcial es baja.

b) Pandeo local del alma

10.2.3.14 El pandeo local del alma, cuando el alma de la viga es esbelta, puede limitar la resistencia en flexión de una sección compuesta que trabaja en flexión positiva si una parte importante de ella está en compresión.

10.2.3.15 Si $h/t_a \leq 3.76\sqrt{E/F_y}$, el momento nominal resistente, M_n , se debe determinar utilizando la distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta.

10.2.3.16 Si $h/t_a > 3.76\sqrt{E/F_y}$, el momento nominal resistente, M_n , se debe determinar utilizando la distribución de esfuerzos elásticos en la sección compuesta, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto de apuntalamiento durante la construcción.

10.2.3.17 h y t_a son, respectivamente, la altura y el espesor del alma de la viga de acero.

c) Vigas de acero en flexión negativa

10.2.3.18 El momento resistente de diseño M_R de las vigas que trabajan en flexión negativa puede tomarse igual al de la sección de acero sola (Capítulo 7) o, si la viga es tipo 1 o 2 (véase 2.2), y está restringida lateralmente, puede calcularse con $F_R=0.90$ y con el momento M_n correspondiente a las hipótesis de 10.2.1.a.2.

10.2.4 Losa de concreto colada sobre una lámina acanalada colaborante (LAC o “steel-deck”)

a) Generalidades

10.2.4.1 La resistencia de diseño en flexión, $M_{RC} = F_R M_n$, de elementos compuestos formados por una losa de concreto colado sobre una lámina acanalada colaborante (LAC o “steel-deck”) conectada a vigas, armaduras o largueros de alma abierta (en el resto de esta sección se les da el nombre general de vigas), se determina como se indica en 10.2.1 a 10.2.3, con las modificaciones que siguen.

10.2.4.2 Esta sección se aplica a láminas acanaladas con nervaduras de altura nominal no mayor de 76 mm y un ancho medio de 50 mm o más. En los cálculos no se tomará el ancho de las costillas de concreto mayor que la distancia libre mínima en la parte superior de la nervadura. En 10.2.4.c se indican restricciones adicionales.

10.2.4.3 La losa de concreto se unirá a la viga de acero por medio de conectores de cortante tipo pernos de acero con cabeza (“headed steel studs”), de diámetro no mayor que 19 mm, que se soldarán a la viga directamente o a través de la lámina y, una vez instalados, sobresaldrán no menos de 38 mm del borde superior de la lámina.

10.2.4.4 Los conectores se pueden soldar a través de un máximo de dos láminas en contacto, cada una de ellas de no más de 1.71 mm de espesor total, incluyendo recubrimientos (1.52 mm de espesor nominal de la lámina de acero más un recubrimiento de zinc no mayor que el proporcionado por 275 g/m²). En caso contrario se utilizarán los procedimientos y se tomarán las precauciones indicadas por el fabricante de los conectores, o las láminas se perforarán previamente.

10.2.4.5 El espesor de la losa de concreto, por encima de la lámina, será, como mínimo, de 50 mm.

Comentario:

La fig. C10.2.4.5 ilustra las variables y límites geométricos para una losa de concreto colocada sobre una lámina acanalada colaborante.

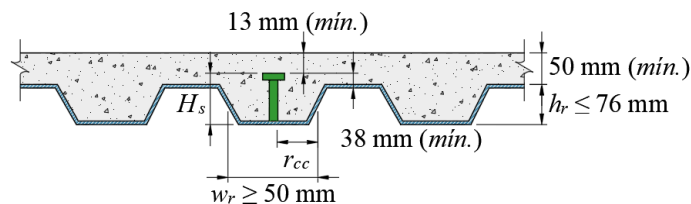


Figura C10.2.4.5 Variables y límites en losa con lámina acanalada colaborante

b) Nervaduras perpendiculares a la viga de acero

10.2.4.6 Cuando las nervaduras o costillas de la lámina acanalada son perpendiculares a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c se desprecia el concreto colocado debajo de la parte superior de la lámina. A_c es el área de la capa de compresión o efectiva en la losa de concreto.

10.2.4.7 La separación de los conectores de cortante colocados a lo largo de la viga no debe ser mayor que 900 mm.

10.2.4.8 Para evitar que se levante y se separe de los elementos que la soportan, la lámina debe estar anclada a ellos en puntos separados no más de 450 mm; el anclaje puede ser proporcionado por los conectores de cortante, una combinación de conectores y puntos de soldadura al arco eléctrico, u otros medios especificados por el diseñador.

- c) Nervaduras paralelas a la viga de acero

10.2.4.9 Cuando las nervaduras o costillas de la lámina acanalada son paralelas a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección puede incluirse el concreto colado debajo de la parte superior de la lámina, y en el cálculo de A_c (ver 10.2.7), debe incluirse ese concreto.

10.2.4.10 Las nervaduras de la lámina que quedan sobre la viga de soporte pueden cortarse longitudinalmente y separarse, para formar una costilla de concreto más ancha.

10.2.4.11 Cuando la altura nominal de la lámina acanalada es de 38 mm o más, el ancho promedio w_r de la costilla apoyada en la viga no será menor que 50 mm para el primer conector en una hilera transversal, más cuatro diámetros por cada línea adicional de conectores.

10.2.5 Resistencia a flexión de vigas de acero embebidas en concreto

10.2.5.1 La resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, se evalúa tomando F_R igual que 0.9 y determinando M_n por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

10.2.5.2 Como una alternativa, cuando el elemento de acero es una viga de alma llena, la resistencia en flexión, $F_R M_n$, puede determinarse con F_R igual que 0.9 y calculando M_n con la suposición de que la sección de acero está completamente plastificada, sin considerar ninguna resistencia adicional por el recubrimiento de concreto.

10.2.5.3 Si se colocan los conectores de cortante necesarios, y el concreto satisface los requisitos aplicables de 10.2.1.a, la resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, puede considerarse igual a la que corresponde a la plastificación completa de la sección compuesta, con F_R igual que 0.9.

10.2.6 Resistencia a flexión de vigas de acero con sección hueca rellenas de concreto

10.2.6.1 La resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, de vigas de acero con sección hueca rellenas de concreto se evalúa tomando F_R igual a 0.9 y determinando la resistencia nominal en flexión, M_n , como sigue:

- a) Para secciones compactas

$$M_n = M_p \quad (10.2.6.1.a)$$

M_p resistencia a flexión de la sección compuesta determinada con el método de la distribución de esfuerzos plásticos

- b) Para secciones no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \quad (10.2.6.1.b)$$

M_y resistencia a flexión de la sección compuesta determinada con el método de la distribución de esfuerzos elásticos

λ relación ancho/espesor o diámetro/espesor de la sección hueca.

λ_p y λ_r parámetros de esbeltez límite establecidos en la tabla 10.1.4.1.2.b.

- c) Para secciones esbeltas, la resistencia nominal en flexión, M_n , se debe determinar con el método de la distribución de esfuerzos elásticos, limitando el esfuerzo máximo del concreto en compresión a $0.7f'_c$, y limitando el patín en compresión por el esfuerzo crítico por pandeo local, F_{cr} , que se determina con las ecs. 10.3.2.2.3.2 para secciones OR y cajón, o 10.3.2.2.3.3 para secciones OC.

10.2.7 Resistencia durante la construcción

10.2.7.1 Cuando no se emplea apuntalamiento provisional durante la construcción, la sección de acero debe tener la resistencia necesaria para soportar, por sí sola, todas las cargas aplicadas antes de que el concreto adquiera el 75 por ciento de su resistencia especificada, f_c' .

10.2.7.2 La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero se determina con los requisitos del Capítulo 7.

10.2.7.3 Se considerará una carga viva mínima durante la etapa de construcción de al menos 100 kg/m² o la que se determine.

10.2.7.4 En etapa de construcción si no hay apuntalamiento, se debe evaluar la capacidad a flexión considerando el pandeo lateral por flexotorsión. Para el diseño en etapa de construcción se deberá considerar que los conectores de cortante no proporcionan soporte lateral a la viga.

10.2.7.5 Para la etapa de construcción si no hay apuntalamiento las deformaciones serán la que se obtenga en la etapa de construcción en sección simple más la correspondiente al incremento de carga en sección compuesta.

$$\Delta_{total} = \Delta_{EC} + \Delta_{EF} \quad (10.2.7.5)$$

10.2.7.6 Δ_{EC} es la deformación en etapa de construcción considerando la viga en sección simple y Δ_{EF} es la deformación debido al incremento de carga en sección compuesta

Comentario:

En el diseño de vigas compuestas sin apuntalamiento temporal, se recomienda revisar si la viga de acero, previo o durante el colado de concreto en estado fresco y hasta que el concreto alcance cuando menos el 75 por ciento de su resistencia a compresión, es capaz de resistir sin acción compuesta las cargas de construcción, incluyendo el peso propio de la viga y la lámina de acero, del concreto en estado fresco, una carga viva de construcción de al menos 100 kg/m² o las que se determine para el correcto proceso de la obra, y cualquier otra carga concentrada adicional que se generen durante la etapa de construcción. Además, se sugiere definir arriostramientos laterales (temporales o fijos) en los planos estructurales y revisar la viga de acero a pandeo lateral. Los conectores de cortante no proporcionan puntos de arriostramiento lateral en la etapa de construcción. La resistencia de la viga de acero se debe determinar como lo indica el capítulo 7 de esta norma sobre miembros en flexión, y con las condiciones de apoyo que se tengan durante las diferentes etapas de construcción.

Para el diseño estructural es necesario especificar, en caso de no haber apuntalamiento, que esta carga no puede sobrepasarse hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia de proyecto y desarrollado el módulo de elasticidad E_c .

Se recomienda apuntalar las vigas en etapa de construcción y arriostrarlas lateralmente. Con el apuntalamiento se reducen las deformaciones de manera importante dado que la deformación es proporcional a la longitud a la cuarta potencia. Hay ocasiones que el apuntalamiento no es posible dado que, por ejemplo, la altura es significativa.

10.2.8 Conectores de cortante

10.2.8.1 Esta sección se refiere al diseño de conectores de cortante consistentes en segmentos de canal estándar CE o pernos de acero con cabeza, soldados al patín del perfil, armadura o larguero de alma abierta (*joist*).

Comentario:

Esta norma solo permite el uso de conectores de cortante del tipo canal estándar CE o pernos de acero con cabeza debido a que solo existe evidencia experimental confiable de estos tipos de conectores. Se permiten el uso de otros tipos de conectores solo que exista un programa experimental de pruebas de cortante directo (push-out) de conectores, el cual debe aprobar la administración.

10.2.8.1 Materiales

10.2.8.1.1 Los conectores de cortante serán canales estándar CE de alguno de los aceros estructurales indicados en 1.4.1, laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza que deben satisfacer los requisitos de 1.4.5 y cuya longitud, después de su colocación, no será menor que cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar embebidos en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que 15 kN/m³ (1 500 kg/m³).

Comentario:
Los conectores formados por ángulos no son permitidos

10.2.8.2 Fuerza cortante horizontal

10.2.8.2.1 Excepto en el caso de elementos de acero embebidos en concreto, que se tratan en 10.2.1 y 10.2.5, toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre el elemento de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por conectores de cortante.

10.2.8.2.2 Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se toma igual que el menor de los valores siguientes:

- a) $f_c'' A_c$
- b) $F_y A$
- c) ΣQ_n

ΣQ_n suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo. Este valor es aplicable sólo a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial
 A área de la sección transversal de acero estructural
 A_c área de la capa de compresión o efectiva en la losa de concreto
 F_y esfuerzo de fluencia del acero estructural
 f_c'' esfuerzo uniforme de compresión del concreto ($f_c'' = 0.85 f_c'$), como se define en la NTC-Concreto.

10.2.8.2.3 En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se toma igual que el menor de los valores:

- a) $F_{yr} A_r$
- b) ΣQ_n

A_r área de las barras de refuerzo longitudinal, colocadas en el ancho efectivo de la losa, que satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en la NTC-Concreto.
 F_{yr} esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal.

Comentario:
Cuando el concreto trabaja en compresión por flexión, la fuerza cortante horizontal (que debe resistirse entre el punto de momento positivo máximo y el punto de momento cero), se toma igual que el menor de los valores siguientes: (a) la resistencia al aplastamiento de la capa de compresión del concreto, (b) la resistencia a la plastificación por tensión de la viga de acero, o bien, (c) la resistencia a cortante de los conectores en la zona de momento máximo y momento cero. En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal, que debe resistirse entre los puntos de momento negativo máximo y de momento cero, es igual que el menor de: (a) la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal en la zona de momento negativo, o bien, (b) la resistencia a cortante de los conectores en la zona de momento máximo negativo y momento cero.

10.2.8.3 Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza

10.2.8.3.1 La resistencia nominal de un conector de barra de acero con cabeza, embebido en una losa de concreto, es:

$$Q_n = 0.5 A_{cc} \sqrt{f_c' E_c} \leq R_g R_p A_{cc} F_u \quad (10.2.8.3.1)$$

A_{cc} área de la sección transversal del vástago del conector
 F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector (véase 1.4.5)
 E_c módulo de elasticidad del concreto con las características que correspondan con lo prescrito en la NTC-Concreto.

10.2.8.3.2 Los factores R_g y R_p son los que aplique de la tabla 10.2.8.3.2.

Tabla 10.2.8.3.2 - Valores para los factores R_g y R_p

Condición	R_g	R_p
Losa maciza	1.0	0.75
Losa con lámina orientada en dirección perpendicular a la viga de acero Cuando el número de pernos en la misma nervadura, N_r , es:		
1	1.0	0.60 ^[1]
2	0.85	0.60 ^[1]
3 o más	0.70	0.60 ^[1]
Losa con lámina orientada en dirección paralela a la viga de acero, cuando:		
$w_r/h_r \geq 1.5$	1.0	0.75
$w_r/h_r < 1.5$	0.85	0.75

^[1] Este valor puede incrementarse a 0.75 cuando el perno se coloque en una posición fuerte, y cuando la separación horizontal libre entre el perno y la altura media de la lámina es mayor que 50 mm ($e_m \geq 50$ mm).

Comentario:

La fig. C10.2.8.3.2 ilustra los casos de posición fuerte y débil de los conectores de cortante.

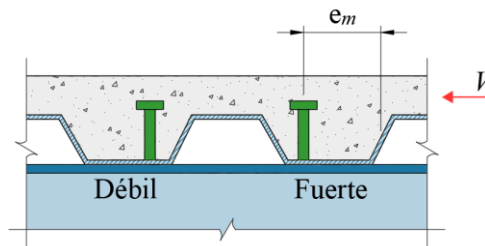


Figura C10.2.8.3.2 - Posición débil y fuerte de los conectores de cortante

10.2.8.3.3 Alternativamente, el factor R_g para losa con lámina acanalada orientada perpendicularmente a la viga de acero se puede obtener como:

$$R_g = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} (w_r / h_r) [(H_s / h_r) - 1.0] \leq 1.0 \tag{10.2.8.3.3}$$

h_r y w_r altura nominal y ancho medio de la nervadura

H_s longitud del conector después de soldarlo; no debe exceder $h_r + 76$ mm, aunque la altura real sea mayor

N_r número de conectores en una nervadura en su intersección con la viga; para los cálculos no más de tres, aunque haya más conectores

10.2.8.3.4 Alternativamente, el factor R_g para losa con lámina acanalada orientada paralelamente a la viga de acero se puede obtener como:

$$R_g = 0.6 (w_r / h_r) [(H_s / h_r) - 1.0] \leq 1.0 \tag{10.2.8.3.4}$$

Comentario:

No se especifica un factor de resistencia para los conectores debido a que la ecuación de resistencia en flexión de vigas compuestas considera implícitamente todas las fuentes de variabilidad, incluyendo las asociadas con los conectores de cortante.

10.2.8.3.5 Cuando los conectores están embebidos en una losa de concreto sobre una lámina de acero acanalada, la resistencia calculada con la ec. 10.2.8.3.1 se reduce multiplicándola por el que sea aplicable de los factores dados por las ecs. 10.2.8.3.3 y 10.2.8.3.4.

10.2.8.4 Resistencia de conectores de canal estándar

10.2.8.4.1 La resistencia nominal de una sección canal estándar CE embebida en una losa maciza de concreto o sobre una lámina acanalada, utilizada como conector de cortante, es:

$$Q_n = 0.3(t_p + 0.5t_a)l_{cc}\sqrt{f'_c E_c} \quad (10.2.8.4.1)$$

l_{cc} longitud del canal estándar CE

10.2.8.4.2 La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patín de la viga será, cuando menos, igual que la resistencia del conector.

10.2.8.5 Número de conectores

10.2.8.5.1 El número de conectores de cortante que se colocarán entre la sección de momento máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual que la fuerza cortante horizontal calculada de conformidad con 10.2.8.2 dividida entre la resistencia nominal de cada conector, determinada como se indica en 10.2.8.3 o 10.2.8.4.

10.2.8.5.2 Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, deben colocarse los conectores de cortante necesarios para obtener un trabajo en construcción compuesta completa, de acuerdo con la ec.:

$$\Sigma Q_n = N Q_n = 1.3 A_a F_y \quad (10.2.8.5.2)$$

N número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de momento nulo

Q_n resistencia al corte de un conector

A_a área de la sección transversal de la cuerda inferior de la armadura o larguero

10.2.8.6 Colocación y espaciamento de los conectores

10.2.8.6.1 Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo, M_{max} , pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión:

$$N = \left(\frac{M - M_r}{M_{max} - M_r} \right) \quad (10.2.8.6.1)$$

M momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada

M_r momento resistente de diseño de la sección de acero

10.2.8.6.1 Los conectores colocados en losas macizas de concreto deben tener, como mínimo, 150 mm de recubrimiento lateral de concreto medido a partir del extremo del conector. El diámetro del vástago de los conectores de barra con cabeza no excederá de 2.5 veces el espesor de la parte a la que se suelden, excepto en los casos en que se coloquen en el patín de una sección IR, IS o HR, exactamente sobre el alma.

10.2.8.6.2 Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, el cociente τ del diámetro del conector entre el espesor del material al que se suelda no debe ser mayor que 4.0. Si $4.0 \geq \tau > 2.5$, la resistencia del conector se multiplica por un factor de reducción, $R_f = 2.67 - 0.67 \tau \leq 1.0$.

10.2.8.6.3 La separación mínima centro a centro de los conectores de barra con cabeza será de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de cuatro diámetros en la dirección perpendicular a ese eje, pero cuando se coloquen en costillas de láminas acanaladas perpendiculares a la viga, esas separaciones serán de cuatro diámetros en cualquier dirección. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de ocho veces el espesor total de la losa, ni de 900 mm. En losas coladas sobre una lámina acanalada, en el espesor total se incluye el peralte de las nervaduras.

10.2.9 Refuerzo de la losa

10.2.9.1 Las losas deben reforzarse adecuadamente para soportar todas las cargas y para controlar tanto las grietas normales al eje de la viga compuesta como las longitudinales sobre el elemento de acero.

10.2.9.1 Refuerzo paralelo

10.2.9.1.1 El refuerzo paralelo al eje de la viga en regiones de momento flexionante negativo (losa en el borde en tensión) de vigas compuestas debe anclarse ahogándolo en concreto en compresión. Debe prestarse especial atención al refuerzo de losas continuas sobre apoyos flexibles (libres o articulados) de los elementos de acero.

10.2.9.2 Refuerzo transversal

a) Losas macizas

10.2.9.2.1 Debe colocarse refuerzo transversal sobre el perfil, armadura o larguero de acero, de acuerdo con los momentos flexionantes que se obtengan del análisis. El refuerzo adicional se colocará en la parte superior de la losa, y se anclará de manera que desarrolle su resistencia al flujo plástico. Su área no será menor que 0.0025 veces el área de concreto que se está reforzando, y las barras que lo componen se distribuirán uniformemente en la parte superior de la losa.

b) Losas sobre lámina acanalada colaborante

10.2.9.2.2 Cuando las nervaduras son paralelas al eje de la viga, el área del refuerzo transversal por temperatura no será menor que 0.0025 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido en la parte superior de la losa.

10.2.9.2.3 Cuando las nervaduras son perpendiculares al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.002 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido en la parte superior de la losa.

10.2.9.2.4 En tableros continuos se deberá adicionar acero de refuerzo (*i.e.* bastones) para resistir las fuerzas de tensión en la losa generado por el momento negativo. Este refuerzo se diseña con el momento negativo que se obtiene del análisis del piso continuo. Se puede asumir el piso continuo como una viga continua de ancho unitario, o bien, con el ancho efectivo de una nervadura. Esto último igualmente aplica en losas en volado. En tableros con aberturas, también se deberá adicionar acero de refuerzo alrededor de las aberturas.

Comentario:

Las nervaduras de tableros contiguos con la misma orientación de la lámina tienen una condición de continuidad que generan zonas de momento negativo, y que pueden ocasionar fisuras en el piso si la resistencia a tensión del concreto se excede. Igualmente, en aberturas se recomienda agregar acero de refuerzo alrededor de las aberturas para resistir tensiones en el concreto debida a posibles concentraciones de esfuerzos. En la fig. C10.2.9.2.4.a, y C10.2.9.2.4.b, se ilustran ejemplos del refuerzo adicional en las zonas de momento negativo de tableros continuos y en aberturas, respectivamente.

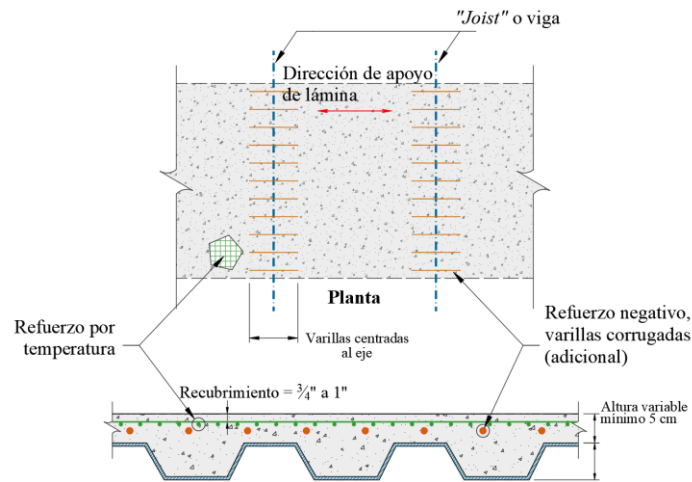


Figura C10.2.9.2.4.a - Acero de refuerzo adicional en zonas de momento negativo para tableros continuos

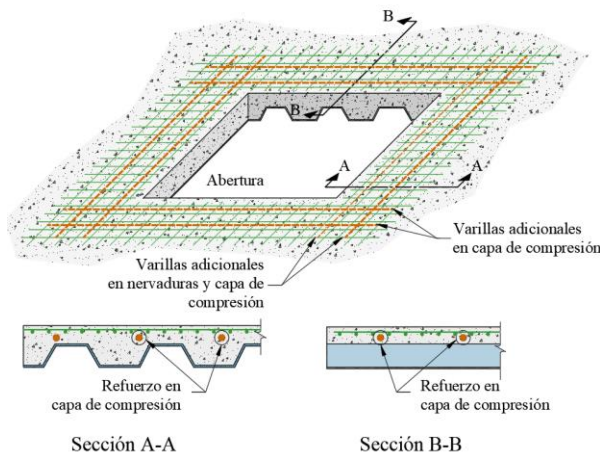


Figura C10.2.9.2.4.b - Acero de refuerzo adicional en aberturas

10.2.10 Propiedades elásticas aproximadas de vigas en construcción compuesta parcial

10.2.10.1 En el cálculo de esfuerzos y deformaciones en régimen elástico de vigas de alma llena en construcción compuesta parcial deben incluirse los efectos del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

10.2.10.2 El momento de inercia efectivo, I_e , de una viga parcialmente compuesta, con la losa de concreto apoyada y conectada directamente al perfil de acero, o colada sobre una lámina acanalada y conectada a la viga a través de ella, se calcula aproximadamente con la expresión:

$$I_e = I_a + \sqrt{(\sum Q_n / C_f)} (I_r - I_a) \tag{10.2.10.2}$$

- I_a momento de inercia de la sección de acero
- I_r momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada completa
- $\sum Q_n$ suma de resistencias de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y momento nulo
- C_f fuerza de compresión en la losa de concreto correspondiente a trabajo compuesto completo, o sea el menor de los valores $f_c A_c$ y $F_y A$ (ver 10.2.8.2)

10.2.10.3 El módulo de sección efectivo, S_e , referido al patín en tensión de la viga en construcción compuesta parcial, con o sin lámina acanalada, es aproximadamente igual que:

$$S_e = S_a + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (S_r - S_a) \quad (10.2.10.3)$$

S_a y S_r son los módulos de sección del perfil de acero estructural y de la sección compuesta no agrietada transformada, ambos referidos al patín en tensión de la sección de acero.

10.2.10.4 Las fórmulas anteriores no son aplicables cuando la relación $\Sigma Q_n / C_f$ es menor que 0.25, para evitar deslizamientos excesivos, acompañados por disminuciones importantes de la rigidez de la viga compuesta.

10.2.11 Resistencia en cortante

10.2.11.1 La resistencia de diseño en cortante de las vigas compuestas es la del alma de la viga de acero, determinada de acuerdo con los requisitos del Capítulo 8, o del sistema de alma de la armadura o larguero de alma abierta. Por consiguiente, el alma y las conexiones de los extremos de la viga de acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

10.2.11.2 En el diseño de elementos del alma de armaduras y largueros de alma abierta que trabajen en compresión se toma F_R igual que 0.75.

10.2.12 Deflexiones

10.2.12.1 Vigas de acero de alma llena

10.2.12.1.1 En el cálculo de las deflexiones deben incluirse los efectos del flujo plástico y la contracción del concreto, y la pérdida de rigidez ocasionada, en su caso, en vigas de alma llena en construcción compuesta parcial, así como el deslizamiento entre los dos materiales, acero y concreto. También deben tenerse en cuenta los efectos de la continuidad, completa o parcial, en la viga de acero y la losa de concreto, que reduce las deflexiones calculadas suponiendo vigas apoyadas libremente.

10.2.12.1.2 Los efectos del trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, el flujo plástico y la contracción del concreto, pueden tenerse en cuenta, de una manera aproximada, como sigue:

- Para considerar la pérdida de rigidez producida por el trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, las deflexiones se calculan usando el momento de inercia efectivo dado por la ec. 10.2.10.2
- La deflexión adicional producida por la contracción del concreto en vigas apoyadas libremente se determina con la expresión:

$$\Delta_s = \frac{\epsilon_f A_c L^2 y}{8nI_r} \quad (10.2.12.1.2)$$

ϵ_f	deformación unitaria del concreto producida por la contracción libre, igual que 200×10^{-6}
A_c	área efectiva de la losa de concreto
L	claro de la viga
n	relación modular, E/E_c
y	distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de la sección compuesta
I_r	momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada

Comentario:

Para el cálculo de las deflexiones de vigas compuesta se deben incluir deformaciones instantáneas y a largo plazo. Las deformaciones instantáneas incluyen, aunque no se limitan a las siguientes: deformaciones inducidas por la producción (e.g. laminación, esfuerzos residuales), fabricación (e.g. contraflecha), transporte, y montaje de la viga de acero, incluyendo las deformaciones que generan la carga muerta (e.g. peso del concreto en estado fresco) y la carga viva durante el proceso de construcción, así como la carga muerta adicional y la carga viva en condiciones de servicio cuando la viga trabaje en acción compuesta. En su caso, también se debe considerar los efectos de la pérdida de rigidez en vigas en construcción compuesta parcial, así como el deslizamiento entre los dos materiales (acero y concreto), estas condiciones pueden cambiar si hay apuntalamiento temporal en la etapa de construcción. Con relación a las deformaciones a largo plazo en vigas compuesta debidas a contracción y flujo plástico, no existe una formulación exacta. La contracción y el flujo plástico del concreto es, respectivamente, el acortamiento diferido

que experimenta el concreto por el proceso de secado y por esfuerzos de compresión de larga duración. Las contracciones diferidas se deben a la disminución de volumen del concreto cuando fragua, al evaporarse el agua que no se necesita para la hidratación del cemento. No dependen de las cargas, pero sí del tiempo transcurrido desde que se aplicaron. Cuando un elemento de concreto se comprime, sufre una deformación instantánea, que crece, a lo largo del tiempo si la compresión es permanente. Así, el flujo plástico es proporcional al tiempo, a la carga aplicada y a la relación agua/cemento del concreto, y es inversamente proporcional al porcentaje de humedad del medio ambiente. Por su parte, la contracción del concreto es proporcional al tiempo y a la relación agua/cemento, e inversamente proporcional al porcentaje de humedad del medio ambiente y a la relación volumen/superficie de la losa (De Buen, 2004). Ambos fenómenos producen deformaciones adicionales a causa de la liga entre la losa y el perfil de acero.

A reserva de que se pueda aplicar un método más exacto, en esta norma se acepta la estimación de estas deformaciones por flujo plástico como el 15 por ciento de las deformaciones instantáneas con las cargas sostenidas. Para efectos de contracción y flujo plástico, se debe prestar especial atención a los agregados de peso ligero, las cuales tienden a desarrollar mayores deformaciones que vigas con agregados convencionales, debidas a la mayor absorción de humedad del agregado y al menor módulo de elasticidad del concreto. Finalmente, se sugiere aplicar un buen criterio ingenieril en los cálculos de las deformaciones a largo plazo, ya que esto requiere la consideración de las muchas variables que intervienen, pero principalmente porque la superposición lineal de estos efectos no es estrictamente correcta (ACI, 1997; Viest et al., 1997).

10.2.12.2 Armaduras y largueros de alma abierta

- a) Por carga viva. Las deflexiones por carga viva de las armaduras compuestas pueden determinarse utilizando el momento de inercia efectivo

$$I_e = I_a' + 0.77(I_t' - I_a') \quad (10.2.12.2)$$

con lo que se tiene en cuenta la flexibilidad de los conectores y el deslizamiento entre el concreto y el acero.

I_a' e I_t' momentos de inercia de la armadura de acero y de la armadura compuesta, basados en el área de las cuerdas de la armadura y en la sección transformada de concreto, divididos entre 1.10, para incluir el efecto de la flexibilidad de los elementos del alma de la armadura.

- b) Por contracción del concreto. Se utiliza el procedimiento dado en 10.2.12.1.2, inciso b.

10.2.13 Estructuras compuestas que trabajan en dos direcciones

10.2.13.1 Cuando se use construcción compuesta en sistemas formados por vigas que trabajan en dos direcciones, generalmente ortogonales, se deberán satisfacer todos los requisitos de este Capítulo, con las modificaciones correspondientes al sistema estructural empleado.

10.2.14 Diafragmas compuestos y vigas colectoras

10.2.14.1 Al igual que en un sistema de losa convencional, es necesario garantizar que un sistema de piso en construcción compuesta sea capaz de transmitir las fuerzas de sismo o viento a los elementos resistentes a fuerzas laterales.

Comentario:

En sistemas en construcción compuesta, generalmente el sistema de piso está conectado al sistema estructural y trabajar como un diafragma compuesto. Los diafragmas son miembros que se extienden horizontalmente, análogos a las vigas de gran peralte, que distribuyen las cargas sísmicas y/o cargas de viento desde su origen hasta el sistema resistente a fuerzas laterales, ya sea transmitiéndolas directamente o en combinación con elementos de transferencia conocidos como colectores, vigas colectoras, puntales de diafragma o puntales de arrastre. Los diafragmas tienen la importante función estructural de interconectar los componentes de una estructura para que trabajen como una unidad. Los diafragmas son comúnmente analizados como vigas continuas de gran peralte, y sujetas a fuerzas axiales, cortantes, y momentos. Más información sobre las clasificaciones y el comportamiento de los diafragmas se puede consultar en el AISC (2006a) y en el SDI (2001).

Los diafragmas deben diseñarse para resistir todas las fuerzas que se generen de la recolección y distribución de las fuerzas sísmicas y/o de viento para el sistema resistente a fuerza lateral. En algunos casos, también deben incluirse las cargas de otros pisos, como en un nivel donde exista una compensación horizontal en el sistema

resistente a fuerza lateral. Existen varios métodos para determinar la resistencia a cortante de los diafragmas compuestos. Tres de esos métodos son los siguientes:

1. La superposición de la resistencia de los componentes del diafragma compuesto considerando su geometría real. El Manual de diseño de diafragmas del SDI (SDI, 2004) da mayores detalles de la aplicación de este método.
2. Determinando la resistencia ignorando la contribución del concreto en las nervaduras o costillas. Cuando el espesor del concreto sobre la cubierta de acero se incrementa, la resistencia al cortante del diafragma se aproxima a la resistencia de una losa de concreto maciza del mismo espesor.
3. Utilizando resultados de pruebas de diafragmas compuestos.

Las fuerzas horizontales del diafragma se transfieren al sistema resistente a carga lateral como fuerzas axiales en las vigas colectoras (también conocidas como puntales de diafragma o puntales de arrastre). El diseño de las vigas colectoras no se trata en esta norma. El diseño riguroso de las vigas colectoras es complejo y existen pocos lineamientos detallados sobre dichos miembros. Hasta que la investigación adicional esté disponible, se sugiere considerar las siguientes recomendaciones de diseño:

a) Aplicación de fuerza. Las vigas colectoras pueden ser diseñadas para los efectos combinados de la carga axial debidos a las fuerzas del diafragma, así como la flexión debida a las cargas de gravedad y/o laterales. Para el diseño, se debe investigar el efecto de la excentricidad entre el plano del diafragma y la línea central del elemento colector.

b) Resistencia axial. La resistencia axial de las vigas colectoras se puede determinar de acuerdo con las disposiciones para miembros no compuestos de los capítulos 5 y 6. Para la carga de compresión, las vigas colectoras generalmente se consideran arriostradas en sus extremos para pandeo sobre su eje de mayor inercia, y completamente arriostrados por el diafragma compuesto para el pandeo sobre el eje de menor inercia.

c) Resistencia a flexión. La resistencia a flexión de las vigas colectoras se puede determinar utilizando cualquiera de las disposiciones para miembros compuestos del capítulo 10, o las disposiciones para miembros no compuestos del capítulo 7. Se recomienda que todas las vigas colectoras, incluso aquellas diseñadas como miembros no compuestos, contengan anclajes suficientes para asegurar que se logre un mínimo de 25 por ciento de acción compuesta; esta recomendación tiene el objetivo de evitar que se utilicen una pequeña cantidad de anclajes para transferir las fuerzas del diafragma en una viga diseñada como un miembro no compuesto. Los anclajes diseñados sólo para transferir cortante horizontal debido a las fuerzas laterales todavía estarán sometidos a un cortante horizontal debido a la flexión por las cargas de gravedad superpuestas en la sección compuesta. Una mayor demanda en los anclajes podría resultar en la falla del perno, lo cual podría inhibir la capacidad de la viga colectoras para funcionar como se requiere para la transferencia de las fuerzas del diafragma debido a las cargas laterales.

d) Resistencia a flexocompresión. La fuerza axial y el momento de flexión actuando simultáneamente se pueden considerar usando las ecuaciones de interacción del capítulo 9. Como una simplificación razonable para fines de diseño en vigas colectoras compuestas. Es aceptable usar en la ecuación de interacción la resistencia axial no compuesta y la resistencia a flexión compuesta.

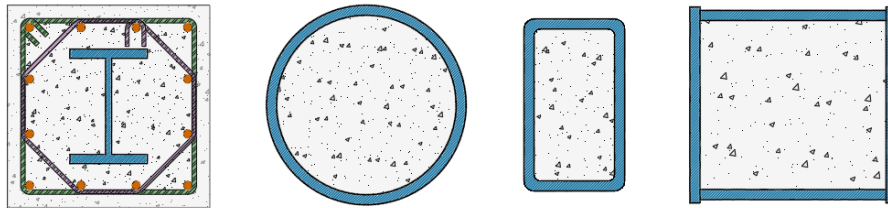
e) Resistencia a cortante de los pernos. En vigas colectoras con acción compuesta completa, generalmente es suficiente para el diseño de los pernos de anclaje considerar la combinación con solo cargas de gravedad, por lo que esta norma no requiere que el diseño de los pernos se realice con combinaciones accidentales, a menos que el responsable del diseño considere que estas combinaciones pueden ser críticas para el diseño de los pernos de anclaje. Lo anterior se justifica con los siguientes argumentos: (1) las combinaciones de carga accidentales de la NTC-Criterios proveen niveles reducidos de carga viva y bajos factores de carga; esto disminuye la demanda en los anclajes de acero, por lo que normalmente se tiene una capacidad suficiente para la transferencia de fuerzas del diafragma. (2) El flujo de cortante horizontal debido a la flexión por las cargas de gravedad se distribuye en dos o más direcciones; por ejemplo, para una viga con carga uniformemente, el flujo de cortante se distribuye desde el centro de la viga hacia los extremos. Por otro lado, las cargas laterales inducen en las vigas colectoras un flujo de cortante en una sola dirección, lo cual incrementa el flujo de cortante en una porción de la viga, pero disminuye en la porción complementaria de la viga. Así, el flujo de cortante adicional en uno de los dos segmentos de la viga se compensa por la descarga de flujo en el segmento opuesto, por lo que la resultante final de fuerzas generalmente es menor que las resistencias nominales de todos los pernos instalados en la viga. Con los factores de carga y resistencia se tiene suficiente capacidad en los conectores para que su diseño no sea crítico para esta consideración.

10.3 Columnas y muros compuestos

Esta sección se aplica a columnas y muros compuestos, formados por perfiles de acero laminados y armados embebidos en concreto reforzado, o por secciones huecas OR y OC, cajón y muros con dos placas rellenas de concreto.

Comentario:

Para fines ilustrativos, la figura 10.3.1.a y figura 10.3.1.b muestran algunas posibles configuraciones de columnas y muros compuestos.



Sección embebida y secciones rellenas
Figura 10.3.1.a - Columnas compuestas

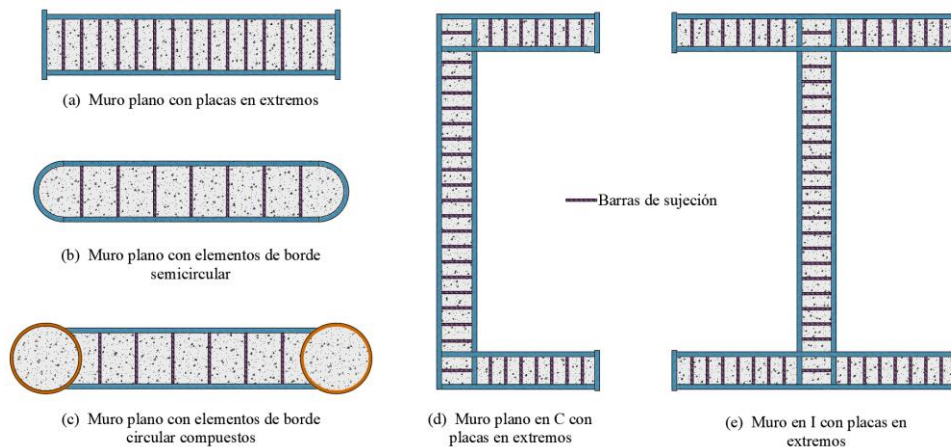


Figura 10.3.1.b - Muros compuestos

10.3.1 Limitaciones

10.3.1.1 Las columnas compuestas deben satisfacer las limitaciones siguientes:

- El área de la sección transversal del perfil de acero embebido en concreto o del tubular relleno de ese material debe tener al menos el 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta
- En columnas compuestas rellenas de concreto, los perfiles de acero se clasifican, por pandeo local, de acuerdo con los límites de 10.1.4
- El refuerzo longitudinal en secciones rellenas es opcional. También es opcional el refuerzo transversal interno cuando se proporcione refuerzo longitudinal
- En columnas compuestas embebidas en concreto se debe contar con refuerzo longitudinal continuo y transversal (estribos o espirales). Para el refuerzo lateral, se deben usar varillas del No. 3 (10 mm) con separación máxima de 300 mm entre centros, o varillas del No. 4 (13 mm) con separación máxima de 400 mm entre centros; el espaciamiento máximo de estribos no excederá 0.5 veces la dimensión mínima de la columna. La cuantía de acero de refuerzo longitudinal, ρ_{sr} , no debe ser menor que 0.004.

Comentario:

En consistencia con la NTC-Concreto, la cuantía de la sección de acero estructural respecto a la sección total debe ser de al menos el 1 por ciento, mientras que la cuantía del acero de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 0.4 por ciento. En el caso de columnas rellenas, el uso de acero de refuerzo longitudinal y transversal son opcionales. En columnas compuestas embebidas en concreto es necesario por integridad estructural contar con refuerzo longitudinal continuo y transversal (estribos o espirales). Se deberá contar con al menos cuatro varillas continuas en las esquinas, y aunque se permiten varillas no continuas en la sección para amarrar los estribos, éstos

no se podrán considerar en la cuantía mínima o en cálculos de resistencia. El detallado sísmico de columnas compuestas se comentan en el capítulo 16 de esta Norma.

10.3.1.2 Los muros compuestos rellenos deben cumplir las limitaciones siguientes:

- Las placas de acero deben comprender al menos el 1 por ciento del área total de sección transversal compuesta, pero no más del 10 por ciento
- Las placas de acero deberán cumplir los requisitos de esbeltez de 10.1.4.2
- No se permiten muros sin placas de cierre o elementos de borde.

10.3.2 Resistencia en compresión

10.3.2.1 La resistencia de diseño en compresión axial, R_c , de columnas compuestas de sección transversal con al menos dos ejes de simetría, correspondiente al estado límite de pandeo por flexión, se determina con la ec.:

$$R_c = F_R \chi P_o \quad (10.3.2.1.a)$$

F_R factor de resistencia, igual que 0.75.

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_c^{2n})^{1/n}} \quad (10.3.2.1.b)$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{P_o}{P_e}} \quad (10.3.2.1.c)$$

P_o resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta, que se determina de acuerdo con las secciones 10.3.2.1 y 10.3.2.2.

10.3.2.2 La carga crítica de pandeo elástico, P_e , del miembro compuesto es:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_e}{(KL)^2} \quad (10.3.2.2)$$

K factor de longitud efectiva

L longitud no soportada del miembro

10.3.2.3 Para calcular la carga crítica de pandeo de las columnas compuestas, la rigidez efectiva en flexión, EI_e , se evalúa como:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c \frac{E_c I_c}{1+u} \quad (10.3.2.3)$$

Comentario:

La rigidez efectiva en flexión, EI_e , no puede utilizarse directamente para análisis de segundo orden. Para éstos, se seguirán las disposiciones de 10.3.9.

E módulo de elasticidad del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal.

E_c módulo de elasticidad del concreto, el cual se debe determinar cómo se indica en la NTC-Concreto.

10.3.2.4 Los subíndices “a”, “r” y “c” corresponden a los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal, y concreto, respectivamente.

10.3.2.5 I_a , I_r , I_c son los momentos de inercia del perfil de acero, del acero de refuerzo longitudinal, y del concreto respecto a los ejes neutros elásticos de la sección compuesta, respectivamente.

10.3.2.6 u es la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta, viva y accidental (en su caso); no debe ser mayor que 1.0; se define en la NTC-Concreto.

10.3.2.7 El coeficiente de rigidez C_c para el concreto es:

10.3.2.8 Columnas compuestas embebidas

$$C_c = 0.25 + 3\rho_a \leq 0.7 \quad (10.3.2.8)$$

10.3.2.9 Columnas compuestas rellenas

$$C_c = 0.45 + 3\rho_a \leq 0.9 \quad (10.3.2.9)$$

10.3.2.10 La cuantía de acero respecto a la sección total es:

$$\rho_a = \frac{A_a + A_r}{A_t} \quad (10.3.2.10)$$

A_a y A_r áreas del perfil de acero y del acero de refuerzo longitudinal, A_t área total de la sección transversal compuesta.

10.3.2.1 Resistencia en compresión de secciones formadas por perfiles de acero embebidos en concreto

10.3.2.1.1 La resistencia en compresión de sección formadas por perfiles de acero embebidos en concreto se determina con la ec. 10.3.2.1.1.a.

$$P_o = P_p = P_a + P_r + P_c \quad (10.3.2.1.1.a)$$

P_a , P_r y P_c resistencia plástica de los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal y concreto, que se calculan con las expresiones:

$$P_a = F_y A_a \quad (10.3.2.1.1.b)$$

$$P_r = F_{yr} A_r \quad (10.3.2.1.1.c)$$

$$P_c = f_c'' A_c \quad (10.3.2.1.1.d)$$

F_y y F_{yr} esfuerzos de fluencia del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal, respectivamente.

f_c'' esfuerzo del bloque equivalente en compresión del concreto como se define en la NTC-Concreto

A_c área del concreto.

Comentario:

Los efectos del pandeo local no se consideran en miembros compuestos embebidos.

10.3.2.2 Resistencia en compresión de secciones compuestas formadas por perfiles de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto

10.3.2.2.1 Secciones tipo 1 o 2 (compactas)

10.3.2.2.1.1 En miembros compuestos formados por perfiles huecos compactos tipo 1 o 2 rellenos de concreto:

$$P_o = P_p = P_a + f_c'' \left(A_c + A_r \frac{E}{E_c} \right) \quad (10.3.2.2.1.1)$$

10.3.2.2.1.2 Para columnas compuestas rellenas de sección rectangular $f_c'' = 0.85f_c'$ como se define en la NTC-Concreto. Para columnas compuestas rellenas de sección circular OC, el esfuerzo resistente en compresión del concreto se puede tomar igual que $0.95f_c'$ o, alternativamente, igual que:

$$f_c'' = 0.85f_c' + \eta \frac{F_y}{D/t} \quad (10.3.2.2.1.2.a)$$

$$\eta = 1.5 - \lambda_c \geq 0 \quad (10.3.2.2.1.2.b)$$

Comentario:

El esfuerzo resistente en compresión mayor en el concreto de columnas circulares rellenas de esbeltez baja a intermedia ($\lambda_c \leq 1.5$) considera el efecto del confinamiento en el concreto por la sección hueca circular OC de acero.

10.3.2.2.2 Secciones tipo 3 (no compactas)

10.3.2.2.2.1 En miembros compuestos formados por perfiles huecos no compactos tipo 3, rellenos de concreto:

$$P_o = P_p - (P_p - P_y) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \quad (10.3.2.2.2.1.a)$$

P_p se determina con la ec. 10.3.2.2.1.1.

$$P_y = P_a + 0.7 f_c' \left(A_c + A_r \frac{E}{E_c} \right) \quad (10.3.2.2.2.b)$$

λ relación ancho/espesor o diámetro/espesor de la sección hueca.

λ_p y λ_r parámetros de esbeltez límite establecidos en la tabla 10.1.4.1.2.a.

10.3.2.2.3 Secciones tipo 4 (esbeltas)

10.3.2.2.3.1 En miembros compuestos formados por secciones huecas esbeltas tipo 4, rellenos de concreto:

$$P_o = F_{cr} A_a + 0.7 f_c' \left(A_c + A_r \frac{E}{E_c} \right) \quad (10.3.2.2.3.1)$$

10.3.2.2.3.2 Para secciones huecas rectangulares OR y cajón:

$$F_{cr} = \frac{9E_a}{(b/t)^2} \quad (10.3.2.2.3.2)$$

10.3.2.2.3.3 Para secciones huecas circulares OC:

$$F_{cr} = 0.72 F_y \left(\frac{E/F_y}{D/t} \right)^{0.2} \quad (10.3.2.2.3.3)$$

10.3.2.2.3.4 En secciones compactas tipo 4, $P_a = F_{cr} A_a$

Comentario:

La ecuación de resistencia en compresión de la sección transversal de columnas compuestas que se establece en esta norma utiliza el método de la distribución plástica de esfuerzos, y con la cual se llega a la suma de las resistencias última de los componentes de la sección. Para columnas compuestas rellenas, la resistencia de la sección se reduce por pandeo local. Esta reducción es lineal para secciones de acero huecas no-compactas, y cuadrática para secciones de acero huecas esbeltas. Los esfuerzos críticos de pandeo local elástico se adoptaron del trabajo de Perea (2010), las cuales se obtuvieron a partir de datos experimentales. La resistencia de la sección transversal compuesta se reduce por efectos de longitud con la misma ecuación que se usa en esta norma para

miembros de acero en compresión, y la cual fue propuesta por Loov (1997). Para esta reducción por efectos de longitud se requiere determinar la carga crítica de Euler, y para ésta se utiliza la propuesta de rigidez a flexión efectiva que presenta Denavit et al. (2016a).

10.3.2.3 Resistencia a compresión de secciones compuestas formadas por placas de acero rellenas de concreto

$$P_o = F_y A_a + f_c'' A_c \quad (10.3.2.3)$$

10.3.2.4 Pandeo por torsión o flexotorsión

10.3.2.4.1 El pandeo por torsión o flexotorsión no se presenta en columnas compuestas. Sin embargo, se deberá revisar la columna de acero por pandeo por torsión o flexotorsión durante la etapa de construcción.

Comentario:

El pandeo por torsión o flexotorsión puede llegar a ser un estado límite que controle en los componentes de acero de columnas embebidas durante la etapa de construcción y previo al endurecimiento del concreto. Para estos casos, las secciones de acero en compresión se deben revisar como se indica en 6.3.2. Para las secciones compuestas, no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión en el diseño de columnas compuestas con base en los siguientes argumentos: (1) La rigidez torsional de columnas compuestas rellenas y embebidas tiene valores típicamente altos, (2) Las secciones de columnas compuestas son generalmente simétricas, (3) En pruebas experimentales de columnas compuestas rellenas (e.g. Sakino et al., 2004; Perea, 2010) y embebidas (e.g. Chen et al., 2014; Ricles y Paboojian, 1994) no se reportan fallas para estos estados límite.

10.3.3 Resistencia en tensión

10.3.3.1 La resistencia de diseño en tensión axial de miembros con secciones compuestas embebidas en concreto o rellenos de concreto se determina para el estado límite de fluencia, con un factor de resistencia F_R igual que 0.90, como:

$$R_t = F_R (P_a + P_r) = F_R (F_y A_a + F_y A_r) \quad (10.3.3.1)$$

10.3.3.2 La resistencia de diseño en tensión axial de muros compuestos rellenos se determina para el estado límite de fluencia, con un factor de resistencia F_R igual que 0.90, como:

$$R_t = F_R F_y A_a \quad (10.3.3.2)$$

10.3.4 Resistencia en flexión

10.3.4.1 La resistencia de diseño en flexión, M_R , de miembros compuestos embebidos o rellenos de concreto se determina como el producto del factor de reducción de resistencia en flexión, $F_R = 0.90$, por el momento nominal, M_n , de la sección compuesta como se indica en 10.2. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá lo descrito en 10.1.3.1.b.

$$M_R = F_R M_n \quad (10.3.4.1)$$

10.3.4.1 Miembros compuestos rellenos con elementos compactos, y miembros compuestos embebidos

10.3.4.1.1 La resistencia nominal en flexión, M_n , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón de sección compacta tipo 1 o 2, rellenos de concreto, y de miembros compuestos embebidos de cualquier tipo, es igual que el momento plástico, M_p , de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos plásticos, o por compatibilidad de las deformaciones unitarias. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de $0.7f_c' A_c$, y un esfuerzo máximo en el acero igual que F_y .

Comentario:

La resistencia de miembros compuestos en flexión se puede obtener con cualquiera de los métodos aplicables de 10.1 y con los criterios descritos en 10.2. Para columnas compuestas embebidas con flexión alrededor del eje de mayor inercia, el eje neutro puede estar en la sección de concreto, o bien en el alma o patín de la sección de acero.

10.3.4.2 Miembros compuestos rellenos con elementos no compactos y esbeltos.

10.3.4.2.1 La resistencia nominal en flexión, M_n , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón, rellenos de concreto, de sección no compacta tipo 3 es igual que el momento elástico, M_y , de la sección compuesta calculado con el método de la distribución elástica de los esfuerzos o de la compatibilidad de las deformaciones unitarias.

10.3.4.2.2 La resistencia nominal en flexión, M_n , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón, rellenos de concreto, de sección esbelta tipo 4, es igual que momento crítico, M_{cr} , de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos elásticos o por compatibilidad de las deformaciones unitarias.

10.3.4.2.3 Cuando se use una distribución de esfuerzos elásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de $0.7f_c'A_c$, y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual al que se obtenga con las ecs. 10.3.2.2.3.2 o 10.3.2.2.3.3.

Comentario:

Debido al hecho de que miembros compuestos rellenos con elementos de acero no compactos o esbeltos son susceptibles a pandeo local, esta norma específica que la resistencia nominal en flexión de miembros compuestos rellenos con un perfil no compacto tipo 3 se asuma igual que el momento elástico de la sección compuesta calculado con el método de la distribución elástica de los esfuerzos unitarios y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual que el de fluencia. Se permite una interpolación lineal entre la resistencia plástica y elástica en función de la relación ancho espesor del elemento no compacto. Para la resistencia nominal en flexión de miembros compuestos con perfiles de sección esbelta tipo 4 se asume igual que el momento crítico de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos elásticos y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual que el esfuerzo crítico por pandeo local (ecs. 10.3.2.2.3.2 o 10.3.2.2.3.3).

10.3.4.3 Pandeo lateral torsional

10.3.4.3.1 El pandeo lateral torsional no se requiere evaluar en miembros compuestos.

Comentario:

En general el pandeo lateral torsional de miembros compuestos no rige el diseño con base en los siguientes argumentos: (1) La rigidez torsional de columnas compuestas rellenas y embebidas tiene valores típicamente altos. (2) Los componentes de acero están continuamente arriostrados por el concreto, (3) En pruebas experimentales de columnas compuestas rellenas (e.g. Sakino et al. 2004, Perea 2010) y embebidas (e.g., Chen et al. 1992, Ricles y Paboojian 1994), y no se reportan fallas por este estado límite.

10.3.5 Resistencia en combinaciones de cargas

10.3.5.1 Flexocompresión

10.3.5.1.1 Para las secciones de muros de cortante compuestos, la interacción entre la fuerza axial y la flexión se basará en los métodos definidos en las secciones 10.3.5.1.1 o 10.3.5.2.

10.3.5.1.2 El diseño de columnas compuestas en flexocompresión biaxial (P_u , M_{ux} , M_{uy}) se realiza con alguno de los métodos siguientes:

Comentario:

Para el diseño de columnas compuestas en flexocompresión biaxial, se puede emplear el método de la distribución plástica de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones, a través de alguno de los métodos siguientes:

10.3.5.1.1 Método 1. Empleo de las ecuaciones de interacción descrita en 9.1

10.3.5.1.1.1 Se deben utilizar las ecuaciones que apliquen de 9.1, en las que se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en compresión, R_c , y flexión, M_R , por las correspondientes de la columna compuesta, que se determinan con las ecs. 10.3.2.1.a, y 10.3.4.1, respectivamente.

Comentario:

Este método utiliza las mismas ecuaciones de interacción para el diseño de columnas de acero, pero se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en compresión y flexión por las correspondientes de la columna

compuesta, que se determinan con las ecs. 10.3.2.1.a, y 10.3.4.1, respectivamente. Este método es el más simple por requerir solo dos puntos del diagrama de interacción (la resistencia en compresión pura, y la resistencia en flexión pura), pero el más conservador por ignorar el incremento en la resistencia a flexión para cargas de compresión bajas.

10.3.5.1.2 Método 2. Empleo de ecuaciones de interacción simplificadas para miembros compuestos

10.3.5.1.2.1 Este método es aplicable a columnas compuestas con secciones de acero embebidas en concreto y con secciones huecas de acero compactas rellenas de concreto.

- a) Cuando $P_u < R_{cc}$

$$\frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1 \quad (10.3.5.1.2.1.a)$$

- b) Cuando $P_u \geq R_{cc}$

$$\frac{P_u - R_{cc}}{R_c - R_{cc}} + \frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1 \quad (10.3.5.1.2.1.b)$$

R_c resistencia en compresión de la columna compuesta, calculada como se indica en 10.3.2.

M_{Rx}, M_{Ry} resistencias de diseño en flexión pura, que se determinan según 10.3.4.

R_{cc} resistencia en compresión de la sección de concreto (P_c , ec. 10.3.2.1.1.d), disminuida por los factores de reducción de resistencia en compresión ($F_R = 0.75$) y de reducción por estabilidad (χ , ec. 10.3.2.1.b).

$$R_{cc} = F_R \chi P_c \quad (10.3.5.1.2.1.c)$$

Comentario:

Las resistencias requeridas últimas (P_u, M_{ux}, M_{uy}) deben incluir los efectos de segundo orden (efectos $P\delta$ y $P\Delta$) determinados con alguno de los métodos descritos en el Capítulo 3 de esta Norma. Este método requiere determinar tres puntos del diagrama de interacción (puntos A, B y C). Para determinar la resistencia nominal a compresión y flexión en estos tres puntos, esta norma acepta que se puedan emplear el método de la distribución plástica de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones. Para columnas compuestas embebidas, el eje neutro puede estar en la sección de concreto, o en el alma o el patín del perfil de acero.

10.3.5.2 Flexotensión

10.3.5.2.1 Se debe utilizar la ecuación aplicable de 9.2, en las que se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en tensión, R_t , y flexión, M_R , por las correspondientes de la columna compuesta que se determinan con las ecs. 10.3.3.1 y 10.3.4.1, respectivamente.

Comentario:

Para el diseño de columnas en flexotensión, se utilizan las mismas ecuaciones de interacción para el diseño de columnas de acero, pero se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en tensión y flexión por las correspondientes de la columna compuesta, que se determinan con las ecs. 10.3.3.1 y 10.3.4.1, respectivamente.

10.3.6 Resistencia en cortante

10.3.6.1 Columnas compuestas

10.3.6.1.1 La resistencia en cortante se determinará con una de las consideraciones siguientes:

- a) Considerando exclusivamente el perfil de acero estructural, V_a , de acuerdo con el Capítulo 8 de esta Norma

$$V_R = F_R V_a \quad (10.3.6.1.1.a)$$

- b) Considerando la sección de concreto, V_c , y del refuerzo transversal, V_r , conforme a lo que estipulen la NTC- Concreto

$$V_R = F_R (V_c + V_r) \quad (10.3.6.1.1.b)$$

- c) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural, V_a , como lo indique el Capítulo 8 de esta Norma, y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal, V_r , como se define en la NTC-Concreto.

$$V_R = F_R V_a + F_R V_r \quad (10.3.6.1.1.c)$$

Comentario:

Aunque la resistencia a cortante de miembros compuestos es contribución del acero estructural, el concreto, y en su caso de acero de refuerzo transversal, no hay suficiente investigación en el tema para adoptar una formulación con mayor precisión. Por ello, para determinar la resistencia en cortante de miembros compuestos, esta norma permite tomar el valor mayor que se determine con las consideraciones siguientes: (a) Considerando exclusivamente el perfil de acero estructural de acuerdo con el Capítulo 8 de esta Norma. (b) Considerando la sección de concreto y del refuerzo transversal, conforme a lo que estipulen la NTC-Concreto. (c) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural como lo indique el Capítulo 8 de esta Norma, y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal como se define en la NTC-Concreto.

10.3.6.2 Muros compuestos

10.3.6.2.1 La resistencia de diseño a cortante en el plano de los muros de cortante con placas compuestas se determina con un $F_R = 0.90$. La fuerza nominal a cortante, V_n , tendrá en cuenta las contribuciones de la sección de acero y relleno de concreto como:

$$V_n = \frac{K_a + K_{ac}}{\sqrt{3K_a^2 + K_{ac}^2}} F_y A_{pl} \quad (10.3.6.2.1)$$

A_{pl} área de las placas de acero en la dirección de cortante en el plano

10.3.6.2.2 Mientras que K_a y K_{ac} se calcula como:

$$K_a = GA_{pl} \quad (10.3.6.2.2.a)$$

$$K_{ac} = \frac{0.7(EA_{pl})(E_c A_c)}{4EA_{pl} + E_c A_c} \quad (10.3.6.2.2.b)$$

G es el módulo de cortante del acero

10.3.7 Transferencia y resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto acero

La resistencia en la superficie de concreto-acero, V_{TR} , deberá ser igual o mayor que la fuerza última, V_{Tu} , que se transfiere en dicha superficie de la columna compuesta.

Comentario:

Las cargas axiales últimas aplicadas en columnas compuestas se distribuyen entre el acero y el concreto de acuerdo con los mecanismos de transferencia que dependen si la fuerza externa se aplica: (a) directamente en el acero, (b) directamente en el concreto, o bien, (c) simultáneamente en el acero y el concreto. La resistencia en la superficie de contacto se puede proporcionar con: (1) conectores de cortante, (2) adherencia, o bien, (3) aplastamiento.

10.3.7.1 Transferencia de la fuerza en la superficie de contacto

10.3.7.1.1 Las cargas axiales últimas aplicadas en columnas compuestas se distribuyen entre el acero y el concreto de acuerdo con los siguientes mecanismos de transferencia.

- a) Si la fuerza axial última externa, P_u , se aplica directamente a la sección de acero, la carga que se transmite a la superficie de contacto con el concreto es:

$$V_{Tu} = P_u \left(\frac{P_c}{P_o} \right) \tag{10.3.7.1.1.a}$$

- b) Si la fuerza axial última externa, P_u , se aplica directamente a la sección de concreto, la carga que se transmite a la interfaz con el acero es:

$$V_{Tu} = P_u \left(\frac{P_u}{P_o} \right) \tag{10.3.7.1.1.b}$$

P_o resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta sin considerar efectos de esbeltez; determinada con la ec. 10.3.2.1.1.a para columnas compuestas embebidas, y con la ec. 10.3.2.2.1.1 para columnas compuestas rellenas.

10.3.7.1.2 En secciones compactas tipo 1 y 2, $P_a = F_{cr} A_a$

- c) Si la fuerza axial última externa, P_u , se aplica simultáneamente en las secciones de acero y de concreto, se debe determinar por equilibrio de la sección la carga máxima que se transfiere en la superficie de contacto entre ambos materiales, considerando sus respectivas rigideces axiales. Conservadoramente, se puede suponer el caso más desfavorable, correspondiente a las ecs. 10.3.6.1.1.b y 10.3.6.1.1.c.

Comentario:

En la fig. C10.3.7.1.2 (Jacobs y Hajjar, 2010) se ilustran los posibles mecanismos de transferencia de la fuerza en la superficie de contacto acero concreto.

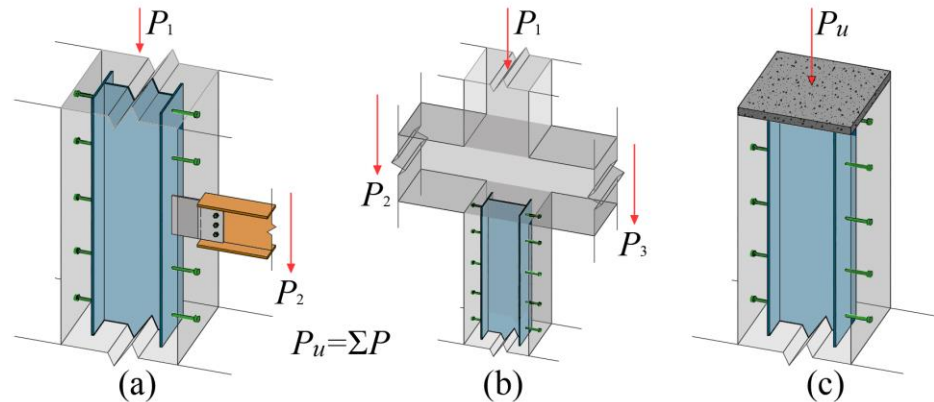


Figura C10.3.7.1.2 - Mecanismos de transferencia de la carga (Jacobs y Hajjar, 2010)

10.3.7.2 Resistencia en la superficie de contacto

10.3.7.2.1 La fuerza que se transfiere en la superficie de contacto concreto-acero se puede resistir con alguno de los mecanismos siguientes. La resistencia final en la superficie de contacto puede considerarse igual que la del mecanismo que proporciona la capacidad nominal más grande. Independientemente de los dispositivos que se usen para que se desarrollen los mecanismos, no se permite considerar la superposición de sus resistencias.

Comentario:

En la fig. C10.3.7.2.1 se ilustran los mecanismos de resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto acero.

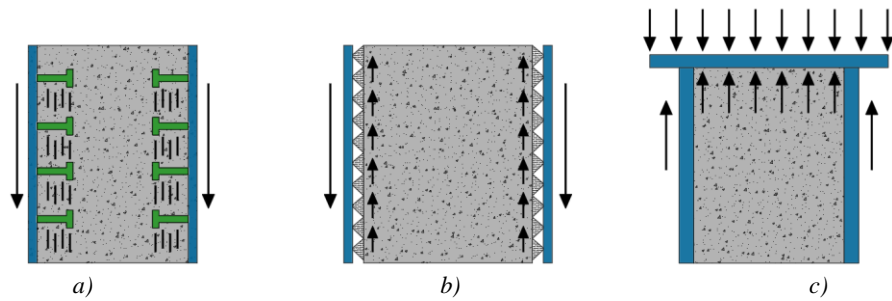


Figura C10.3.7.2.1 - Mecanismos de resistencia de la carga

10.3.7.2.1 Conectores de cortante

10.3.7.2.1.1 Cuando la fuerza V_{TR} es resistida por medio de conectores, se debe determinar la resistencia en cortante, ΣQ_n , dentro de la longitud de introducción de la carga, L_{in} .

$$V_{TR} = \Sigma Q_n \tag{10.3.7.2.1.1}$$

10.3.7.2.1.2 El factor de reducción de resistencia de conectores para el estado límite de cortante es $F_R = 0.65$.

10.3.7.2.1.3 La resistencia nominal de un conector es:

$$Q_n = F_u A_{cc} \tag{10.3.7.2.1.3}$$

10.3.7.2.1.4 La separación S_{cc} entre conectores distribuidos en la longitud L_{in} debe ser menor o igual que:

$$S_{cc} \leq \frac{F_R F_u A_{cc} m}{V_u} L_{in} \tag{10.3.7.2.1.4}$$

F_u esfuerzo último en cortante del conector

A_{cc} área de la sección transversal de cada conector

m número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de L_{in}

L_{in} longitud de introducción de la carga, igual que la longitud en donde se transfiere directamente la carga, más dos veces la dimensión mínima de la sección de las columnas que llegan al nudo

S_{cc} separación entre conectores

Comentario:

La longitud de introducción de la carga, L_{in} , se ilustra en la fig. C10.3.7.2.1.4.

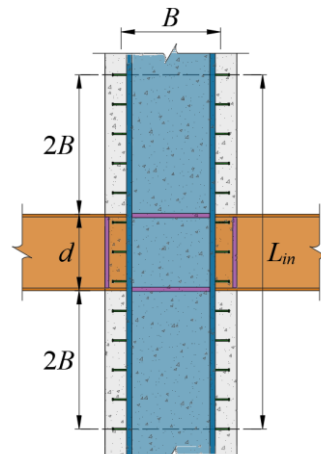


Figura C10.3.7.2.1.4 - Longitud de introducción de la carga

10.3.7.2.1.5 Cuando se use este mecanismo de resistencia en columnas compuestas embebidas en concreto, los conectores de cortante se deben distribuir a lo largo de la longitud L_{in} con una separación no mayor que S_{cc} o 300 mm, y se deben colocar con una configuración simétrica. Fuera de la longitud L_{in} , la separación de conectores no debe ser mayor que $2S_{cc}$ o 600 mm, colocados con una configuración simétrica.

10.3.7.2.2 Adherencia

10.3.7.2.2.1 Cuando la fuerza V_{Tu} es resistida por adherencia, se debe determinar la capacidad para el estado límite de adherencia en la superficie efectiva comprendida en la longitud L_{in} , con un factor de reducción de resistencia de $F_R = 0.50$.

$$V_{TR} = F_R P_{in} L_{in} F_{in} \quad (10.3.7.2.2.1)$$

P_{in} perímetro de la superficie efectiva de adherencia

F_{in} esfuerzo nominal de adherencia concreto acero, igual que 0.40 MPa (4 kg/cm²)

10.3.7.2.2.2 En secciones compuestas embebidas no se debe considerar el mecanismo de adherencia directa.

10.3.7.2.3 Aplastamiento

10.3.7.2.3.1 Cuando la fuerza V_{Tu} es resistida por aplastamiento, mediante placas o atiesadores dentro de la longitud L_{in} , se debe determinar la capacidad para el estado límite de aplastamiento del concreto.

$$V_{TR} = 1.7 F_R f'_c A_I \quad (10.3.7.2.3.1)$$

A_I área efectiva del concreto bajo soporte directo

10.3.7.2.3.1 El factor de reducción de resistencia para este estado límite es $F_R = 0.65$.

10.3.8 Requisitos adicionales en el detallado

10.3.8.1 La separación libre mínima entre el perfil de acero y el refuerzo longitudinal será de 1.5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menor que 3.8 cm.

10.3.8.2 Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales, celosías, placas de unión o componentes similares que prevengan el pandeo de los perfiles individuales debido a las fuerzas aplicadas antes del endurecimiento del concreto.

Comentario:

En 16.5 se presentan especificaciones adicionales para el detallado sísmico de columnas compuestas. La separación libre mínima entre el perfil de acero y el refuerzo longitudinal será de 1.5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menor que 3.8 cm. Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales, celosías, placas de unión o componentes similares que prevengan el pandeo de los perfiles individuales debido a las fuerzas aplicadas antes del endurecimiento del concreto. En 12.5 se presentan especificaciones adicionales para el detallado sísmico de columnas compuestas.

10.3.9 Análisis de segundo orden

10.3.9.1 A menos que se utilice un método más exacto aprobado por la Administración, el análisis de las estructuras compuestas se efectuará como se describe en el Capítulo 3 con el método de la longitud efectiva o el método directo.

10.3.9.2 En el análisis, se utilizan las rigideces efectivas de los elementos estructurales. Para elementos compuestos, la rigidez efectiva es la de una sección transformada agrietada. En columnas compuestas, la posición del eje neutro de la sección transformada se determina considerando la carga axial y los momentos de segundo orden.

10.3.9.3 Alternativamente, se puede considerar que la rigidez efectiva en flexión, EI_e , es igual que:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c E_c I_c \quad (10.3.9.3)$$

10.3.9.4 El coeficiente de rigidez C_c para el concreto se determina con la ec. 10.3.2.8 para columnas compuestas embebidas, y con la ec. 10.3.2.9 para las rellenas.

10.3.9.5 En el diseño de columnas compuestas con el método de la longitud efectiva, el coeficiente de longitud efectiva, K , puede calcularse con los cocientes de rigideces de las columnas compuestas que se determina con la ec. 10.3.9.3, entre las rigideces de las vigas que llegan al nodo.

10.3.9.6 En el diseño de columnas compuestas con el método directo, se deberán incluir las imperfecciones iniciales o fuerzas ficticias que se indican en el Capítulo 3, y una rigidez efectiva reducida de $EI^* = 0.65EI_e$, donde EI_e se obtiene con la ec. 10.3.9.3.

10.3.9.7 La ec. 10.3.9.3 también puede emplearse en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño.

Comentario:

Investigaciones recientes indican que la ecuación de rigidez efectiva reducida, EI^ , resulta en errores conservadores para estructuras cuya estabilidad es muy sensible (Denavit et al., 2016a). El uso de esta rigidez reducida, EI^* , solamente corresponde al análisis para estados límites relacionados con la resistencia o estabilidad, es decir, no aplica para análisis requieran emplear la rigidez para otras condiciones o criterios tales como: distorsiones de entrepiso, deflexiones, evaluación de vibraciones y determinación del periodo. No obstante, se tiene evidencia que la rigidez a flexión efectiva, EI_e (ec. 10.3.9.3), proporciona valores razonables cuando se usa en análisis elásticos para la determinación de distorsiones de entrepiso, así como en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño (Denavit et al. 2016b, Perea et al. 2017a).*

10.4 Casos especiales

10.4.1 Si la construcción compuesta no cumple alguno de los requisitos de este capítulo, la resistencia de los elementos estructurales, los conectores de cortante, las conexiones, y los detalles constructivos, se determinarán por medio de un estudio analítico avanzado e integral, y/o un programa adecuado de pruebas de laboratorio, aprobado por la Administración.

Comentario:

Para los casos especiales que no se contemplen en esta norma, se requiere que se demuestre su validez a partir de pruebas y análisis especiales. Un ejemplo de caso especial es, por ejemplo, cuando se requieran del uso de tipos de anclajes diferentes a los que se aceptan en esta norma.

11. CONEXIONES

Este capítulo se refiere a los elementos de conexión, conectores y partes de los miembros conectados, y efectos locales en almas y patines producidos por fuerzas concentradas.

Este capítulo está integrado por las siguientes secciones:

- 11.1 Disposiciones generales
- 11.2 Soldaduras
- 11.3 Tornillos y partes roscadas
- 11.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros
- 11.5 Placas de relleno
- 11.6 Empalmes
- 11.7 Barras de anclaje y embebidos
- 11.8 Almas y patines con cargas concentradas
- 11.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas.

Comentario:

Muchos de los conceptos especificados en este capítulo se aplican a trabes armadas (viga de gran peralte formada por tres placas).

11.1 Disposiciones generales

Las conexiones están formadas por las partes de los miembros conectados (*e.g.* almas de vigas), por elementos de unión (*e.g.* atiesadores, placas, ángulos, ménsulas) y por conectores (*e.g.* soldaduras, tornillos). Los elementos componentes se dimensionan para que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño, así como la capacidad de deformación correspondiente, determinada:

- a) Con un análisis estructural bajo cargas de diseño como se especifica en el Capítulo 3
- b) A partir de la resistencia de diseño máxima probable de los miembros conectados (diseño por capacidad).

Comentario:

Las conexiones deben transmitir las acciones calculadas en los miembros que unen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

11.1.1 Conexiones simples

11.1.1.1 Cuando una conexión se considera flexible se diseña, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizan elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejan holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

11.1.2 Conexiones rígidas

11.1.2.1 Las conexiones en los extremos de vigas, trabes o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñan para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones. Estas conexiones se tratan con detalle en 11.9.

11.1.3 Conexiones mínimas

11.1.3.1 Las conexiones diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor que 50 kN (5 000 kg).

11.1.3.2 El número mínimo de tornillos en una conexión es de dos.

11.1.3.3 Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras son los indicados en 11.2.5 y 11.2.6.

11.1.3.4 Los límites de los tres párrafos anteriores pueden disminuirse en conexiones de diagonales de celosías de secciones armadas, tirantes para soporte lateral de largueros, apoyos de largueros y otros casos en que las fuerzas que deben transmitirse no se calculan o son de magnitud muy pequeña.

11.1.4 Excentricidades

11.1.4.1 En el diseño deben considerarse las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando sean consecuencia de que los ejes de los miembros no concurren en un punto.

11.1.4.2 El centro de gravedad del grupo de tornillos o soldaduras colocados en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en los que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de tornillos.

11.1.5 Juntas en miembros en compresión

11.1.5.1 En miembros comprimidos pueden usarse juntas cepilladas que transmitan la fuerza de compresión por contacto directo, siempre que se coloquen los elementos de unión necesarios para transmitir cualquier otro tipo de sollicitación que pueda aparecer durante el montaje de la estructura o durante su operación posterior.

11.1.5.2 Además, se colocarán los elementos de unión necesarios para asegurar que las distintas partes que forman la junta se conservarán en posición correcta; esos elementos serán capaces de transmitir, como mínimo, 50 por ciento de la fuerza de compresión de diseño que obre en el miembro.

11.1.6 Desgarramiento laminar (“lamellar tearing”)

11.1.6.1 Siempre que sea posible, deben eliminarse las juntas en esquina, en te o de cualquier otro tipo, de elementos estructurales o placas, en las que haya transmisión de fuerzas de tensión a través del grueso del material, producidas por la contracción de soldaduras colocadas en condiciones que restringen su contracción libre, por la acción de cargas exteriores o por la combinación de ambos factores. Cuando esas juntas no puedan evitarse, se revisará el material sometido a ese tipo de trabajo y se tomarán medidas para reducir a un mínimo la posibilidad de fallas por desgarramiento laminar (figura 11.1.6.1). En casos especialmente críticos puede ser necesario revisar el material antes de usarlo, y rechazarlo si se encuentran condiciones que faciliten este tipo de falla.

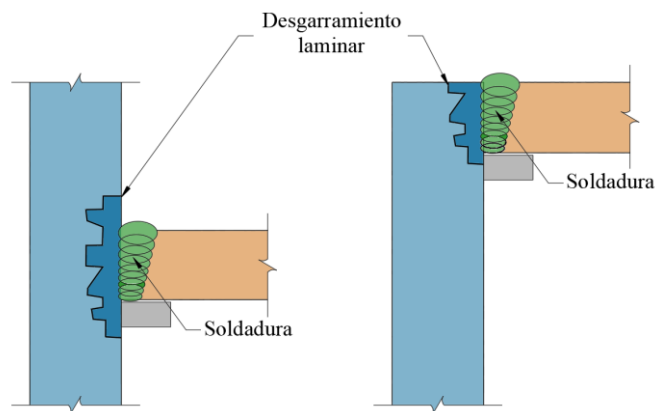


Figura 11.1.6.1 - Desgarramiento laminar en conexiones en te y en esquina

11.1.6.2 Es posible reducir el efecto del desgarramiento laminar mejorando el detalle de la unión por soldar (figura 11.1.6.2).

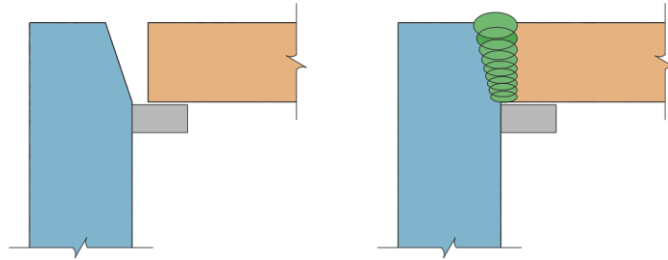


Figura 11.1.6.2 - Detalle propuesto para evitar el desgarramiento laminar

11.1.6.3 Se puede mitigar el desgarramiento también si se establece una secuencia de soldadura aplicando un cordón (*buttering*) sobre el primer elemento llevándose a efecto que las primeras contracciones, derivadas por el calor del procedimiento de soldadura, ocurran libremente sin ninguna restricción exterior. A continuación, se suelda la unión sobre el cordón (*buttering*) que ya se debe haber enfriado (figura 11.1.6.3).

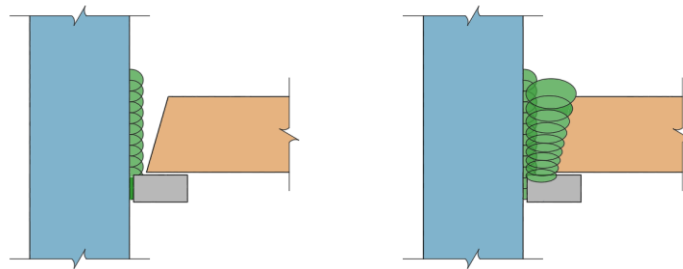


Figura 11.1.6.3 - Aplicación de una primera serie de cordones de soldadura (*buttering*)

11.1.7 Tornillos en combinación con soldadura

11.1.7.1 En obras nuevas

11.1.7.1.1 Cuando en una obra nueva se especifique el uso de tornillos, ordinarios o de alta resistencia, diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, ésta se dimensionará para resistir las fuerzas completas a que estén sujetos los miembros conectados, no dándoles más cargas a los tornillos que las que tomen durante el proceso de montaje.

11.1.7.1.2 Cuando se emplean tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir las fuerzas por fricción puede considerarse que las solicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras. Los cálculos deben hacerse con fuerzas factorizadas.

11.1.7.2 En obras ya construidas

11.1.7.2.1 Cuando se utilice la soldadura para hacer modificaciones o refuerzos de estructuras, los remaches y los tornillos de alta resistencia diseñados para trabajar en una conexión de deslizamiento crítico, de la estructura original, pueden utilizarse para resistir los efectos de las cargas muertas existentes antes de la modificación, y la soldadura para proporcionar la resistencia adicional requerida.

11.1.8 Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches en obras existentes

11.1.8.1 En modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar en conexiones de deslizamiento crítico, trabajan en conjunto con los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

11.1.8.2 La resistencia y características de los remaches deben establecerse consultando manuales y proveedores del tiempo de fabricación.

11.1.9 Empalmes en material grueso

11.1.9.1 Esta parte se aplica a empalmes de perfiles laminados, o hechos con placas soldadas, que tienen paredes de más de 50 mm de grueso, sujetos a esfuerzos primarios de tensión, producidos por tensión axial o flexión.

11.1.9.2 Los perfiles laminados deben ser suministrados acompañados de un certificado de prueba Charpy cuyos resultados concuerden con lo especificado en ASTM A6/A6M Requerimiento Suplementario S-30 en la localización que se indica en la fig. 11.1.9.1. El promedio de energía absorbida de la prueba Charpy no será menor que 20 ft-lbf (27 J) a una temperatura igual a 70°F (21°C)

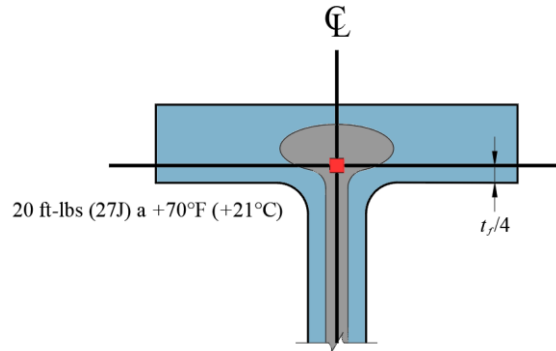


Figura 11.1.9.1. Localización de la zona para la prueba Charpy

11.1.9.3 La prueba de impacto debe ser realizada de acuerdo con la especificación ASTM A673/A673M, frecuencia P y con valores de energía disipada a temperatura igual al caso de perfiles laminados.

11.1.9.4 Cuando las fuerzas de tensión en esas secciones se transmiten a través de soldaduras de penetración completa, deben satisfacerse los requisitos siguientes:

- El material debe tener la tenacidad que se indica en 1.4.1.1
- Los agujeros de acceso tendrán las características descritas en 11.1.10
- El material de relleno cumplirá los requisitos de 11.2.2

11.1.9.5 Estos requisitos no son aplicables a secciones formadas por varias placas cuando los empalmes se hacen en cada una de ellas, antes de unir las entre sí.

11.1.9.6 Se especificarán requisitos de precalentamiento, y de preparación e inspección de las superficies cortadas con soplete. Además, deben quitarse todas las placas de respaldo y extensión, y esmerilarse las superficies expuestas al hacerlo.

11.1.9.7 Cuando los miembros hechos con material de más de 50 mm de grueso trabajan principalmente en compresión, los agujeros de acceso para soldar deben ser semejantes a los de los elementos en tensión.

11.1.9.8 Como una alternativa, los empalmes de miembros comprimidos, incluyendo los que pueden trabajar en tensión, ocasionalmente, por efecto de viento o sismo, pueden hacerse utilizando detalles que no ocasionen grandes contracciones en las soldaduras. Por ejemplo, soldaduras de penetración parcial en los patines, combinadas con placas soldadas al alma con soldadura de filete, placas atornilladas, o placas soldadas con filetes a un tramo y atornilladas al otro.

11.1.10 Agujeros de acceso para las soldaduras

11.1.10.1 Todos los agujeros de acceso que se requieran para facilitar los procesos de soldadura deben ser detallados para proporcionar espacio suficiente. El agujero de acceso tendrá una longitud, medida desde la punta del bisel o preparación de la soldadura, no menor que 1.5 veces el espesor del elemento donde se hace el agujero, ni menor que 38 mm. La altura del agujero será igual o mayor que el grueso del elemento perforado, pero no menor que 19 mm ni mayor que 50 mm (fig. 11.1.10.1).

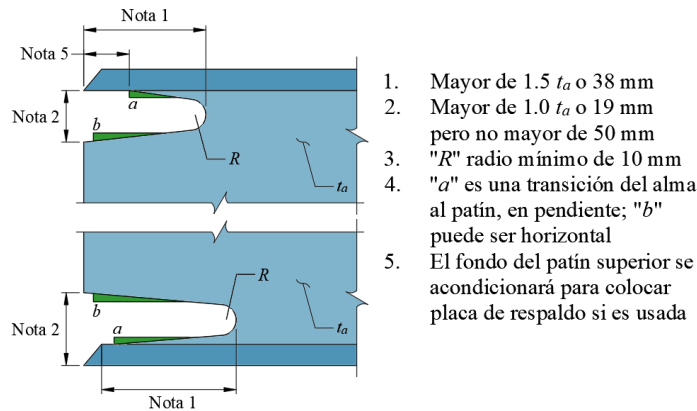


Figura 11.1.10.1 - Detalle de agujeros de acceso

11.1.10.2 En secciones laminadas, o soldadas antes de hacer el agujero de acceso, al borde del alma se le dará una pendiente o curvatura, desde la superficie del patín hasta la superficie reentrante del agujero. Los agujeros de acceso de vigas laminadas y travesaños armados que requieran soldaduras a tope de penetración completa para unir almas y patines, deben estar libres de muescas y esquinas reentrantes agudas. Para ello, en esas esquinas se hará un corte circular de radio no menor que 10 mm.

11.1.10.3 En secciones armadas con alma y patines unidos entre sí empleando soldaduras de filete o de penetración parcial, los agujeros de acceso estarán libres de muescas y de esquinas entrantes en ángulo agudo (figura 11.1.10.4).

11.1.10.4 Se permite que los agujeros terminen perpendicularmente al patín siempre que la soldadura acabe a una distancia de la perforación de acceso por lo menos igual que el tamaño de la soldadura.

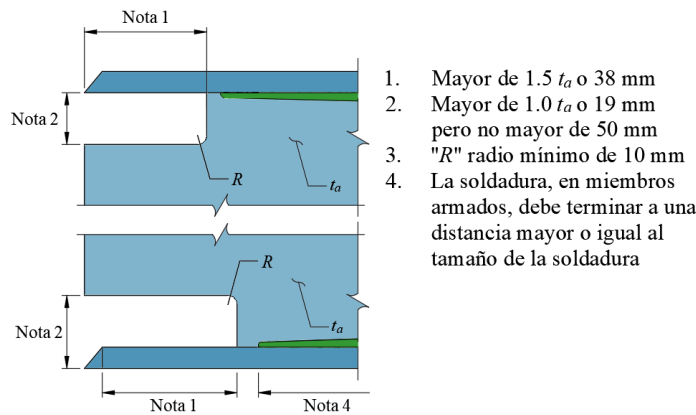


Figura 11.1.10.4 Detalle de agujero de acceso en miembros armados

Comentario:

La mayoría de las conexiones precalificadas que se muestran en el Capítulo 11.9.9 utilizan un agujero de acceso estándar como el mostrado en las fig. 11.1.10.1 o 11.1.10.4. Sin embargo, existen otras conexiones precalificadas que no requieren agujeros, o bien, que requieren agujeros de acceso con geometrías especiales; más detalles se pueden revisar en la tabla 1.1 del manual de diseño sísmico del AISC 13va edición (2018).

11.1.10.5 En secciones pesadas, definidas en 1.4.1.1, las superficies de los agujeros de acceso cortadas térmicamente deben pulirse hasta la condición de metal brillante, e inspeccionarse con partículas magnéticas o líquidos penetrantes, antes de depositar la soldadura. Cuando la curva de transición de los agujeros se ha hecho con taladro o sierra, no es necesario pulir esa zona.

11.1.10.6 En perfiles que no sean los definidos en el párrafo anterior no es necesario pulir las superficies ni inspeccionarlas con partículas magnéticas o líquidos penetrantes.

11.1.11 Limitaciones para conexiones atornilladas y soldadas.

11.1.11.1 En las conexiones que se indican en 11.3.2 deben emplearse juntas soldadas o con tornillos pretensados.

11.2 Soldaduras

11.2.1 Generalidades

11.2.1 Los tipos de soldadura precalificados son los de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente. Los procesos aprobados en esta Norma son la soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW), la soldadura automática de arco sumergido (SAW), la protegida con gases (GMAW) y la soldadura de electrodo con corazón de fundente (FCAW). Pueden utilizarse otros procesos si se califican adecuadamente para los casos en que se vayan a usar.

Comentario:

Las letras, con las que se designan estos procesos, provienen de sus nombres en inglés.

11.2.2 Metal de aportación

11.2.2.1 Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente o gas, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura.

11.2.2.2 Se seguirán las instrucciones del fabricante del electrodo respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente.

11.2.2.3 La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con el metal base (ver 11.2.2.1).

11.2.2.1 Soldadura compatible con el metal base

11.2.2.1.1 Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base.

Comentario:

Por ejemplo, las soldaduras manuales realizadas con proceso SMAW obtenidas con electrodos E60 o E70, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 330 y 365 MPa (3 400 y 3 700 kg/cm²), respectivamente, y de ruptura en tensión de 410 y 480 MPa (4 200 y 4 900 kg/cm²), son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 250 y 400 MPa (2 530 y 4 080 kg/cm²), respectivamente. Para el acero A572 Gr 50 es compatible la soldadura con electrodo E70.

La nomenclatura del tipo de electrodo depende del proceso de soldadura. Los tipos de nomenclatura se especifican en la serie A5 de AWS (American Welding Society).

11.2.3 Tipos de soldaduras

11.2.3.1 En esta Norma se consideran cuatro tipos de soldaduras (figura 11.2.3.2):

- Soldaduras de filete. Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular
- Soldaduras de penetración. Se obtienen depositando metal de aportación entre dos placas que pueden, o no, estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o parcial, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas
- Soldaduras de tapón
- Soldaduras de ranura.

11.2.3.2 Las soldaduras de tapón y de ranura se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

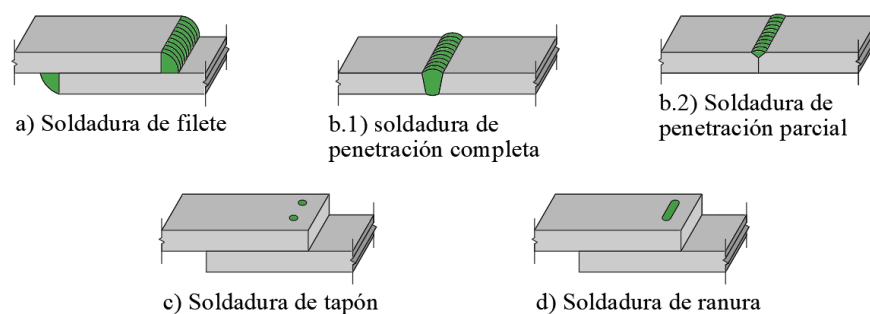


Figura 11.2.3.2 - Tipos de soldaduras

11.2.4 Dimensiones efectivas de las soldaduras

- El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta
- El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla
- La longitud efectiva de una soldadura de penetración entre dos piezas a tope es igual que el ancho de la pieza más angosta, aún en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza
- La longitud efectiva de una soldadura de filete recta es igual que la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete es curva, la longitud es igual que la longitud del eje del cordón, trazado por el centroide del plano que pasa por la garganta, pero si el filete está depositado en un agujero circular o en una ranura, el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla
- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la soldadura. Puede utilizarse una garganta efectiva más grande si se demuestra, por medio de ensayos de soldaduras en las que se ha utilizado el mismo proceso de producción e iguales variables en el procedimiento, que se obtiene, de manera consistente, una penetración mayor que la de la raíz que la soldadura diagramática
- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración completa, depositada por un lado, con placa de respaldo, o por los dos, limpiando el segundo lado hasta descubrir metal sano antes de colocar la soldadura (*backgouging*), es igual que el grueso de la más delgada de las placas unidas.

11.2.4.1 Si no se usa placa de respaldo, o no se limpia adecuadamente el segundo lado antes de depositar la soldadura, la junta se considerará de penetración parcial.

- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el indicado en la tabla 11.2.4.2.a
- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras de sección transversal circular, o entre una barra y una placa, cuya cara exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 11.2.4.2.b. Para verificar que la garganta se obtiene de una manera consistente se obtendrán muestras de secciones transversales en puntos determinados al azar.

11.2.4.2 Pueden utilizarse tamaños de la garganta efectiva mayores que los de la tabla 11.2.4.2.b, si el fabricante demuestra que puede obtener esas gargantas efectivas. Para ello se cortará la soldadura normalmente a su eje, en la sección media y en los extremos, y se medirá la garganta. Se preparará un número de muestras suficiente para asegurarse de que se obtiene el tamaño deseado de la garganta.

Tabla 11.2.4.2.a - Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Proceso de soldadura	Posición ^[1]	Tipo de preparación	Tamaño efectivo de la garganta
Soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW) Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con núcleo fundente (FCAW)	Todas	En U o J Bisel V 60°	Profundidad del bisel
Soldadura automática de electrodo sumergido (SAW)	P	En U o J Bisel V 60°	
Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con núcleo fundente (FCAW)	P H	Bisel 45°	Profundidad del bisel
Soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW)	Todas	Bisel 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm
Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con corazón de fundente (FCAW)	V C		

^[1] Posición plana (P), horizontal (H), vertical (V), de cabeza (C).

Tabla 11.2.4.2.b - Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas

Proceso de soldadura	Bisel ^[3]	Bisel doble
GMAW, FCAW-G ^[1]	5/8 R	3/4 R
SMAW, FCAW-S ^[2]	5/16 R	5/8 R
SAW	5/16 R	1/2 R

^[1] FCAW con protección adicional obtenida con un suministro externo de gas

^[2] FCAW con protección obtenida exclusivamente con el fundente del electrodo

^[3] Para soldaduras acampanadas con bisel simple con radio de la superficie de la junta **R** < 10 mm usar solamente soldadura de refuerzo de filete en juntas rellenas al ras. Se puede suponer igual que **2t** para esquinas de secciones OR y OC.

11.2.5 Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial

11.2.5.1 El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el que se indica en la tabla 11.2.5.1. El tamaño queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada.

Tabla 11.2.5.1 - Tamaños mínimos efectivos de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Espesor de la más delgada de las partes unidas, mm (pulg)	Tamaño efectivo mínimo de la garganta, mm (pulg)
menor o igual que 6 (1/4)	3 (1/8)
más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5 (3/16)
más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6 (1/4)
más de 19 (3/4) hasta 38 (1 1/2)	8 (5/16)
más de 38 (1 1/2) hasta 57 (2 1/4)	10 (3/8)
más de 57 (2 1/4) hasta 150 (6)	13 (1/2)
mayor que 150 (6)	16 (5/8)

11.2.6 Soldaduras de filete

11.2.6.1 Tamaño mínimo

11.2.6.1.1 El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no será menor que el requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni que el indicado en la tabla 11.2.6.1. Este requisito no se aplica a las soldaduras de filete que se utilizan como refuerzo de soldaduras de penetración completa o parcial.

Comentario:

La tabla 11.2.6.1 proporciona el tamaño mínimo de una soldadura de filete para un grueso dado de la más delgada de las partes unidas. Este requisito no se basa en consideraciones de resistencia, sino en el efecto de templado del material grueso sobre las soldaduras pequeñas, pues el enfriamiento muy rápido de éstas puede ocasionar una pérdida de ductilidad. Además, la restricción de la contracción del metal de soldadura producida por la parte gruesa puede provocar grietas en él.

Tabla 11.2.6.1 - Tamaños mínimos de soldaduras de filete

Espesor de la más delgada de las partes unidas, mm (pulg)	Tamaño mínimo del filete ^[1] , mm (pulg)
menor o igual que 6 (1/4)	3 (1/8)
más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5 (3/16)
más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6 (1/4)
mayor que 19 (3/4)	8 (5/16)

^[1] Dimensión de la pierna del filete de soldadura. Deben usarse soldaduras depositadas en un solo paso.

11.2.6.2 Tamaño máximo

11.2.6.2.1 El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

- En los bordes de material de espesor menor que 6 mm, no mayor que el grueso del material
- En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6 mm, el grueso del material menos 2 mm, excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material. La distancia entre el borde de la soldadura depositada y el de la placa puede ser menor que 2 mm, pero el tamaño de la soldadura debe poderse verificar sin dificultad.

11.2.6.3 Longitud

11.2.6.3.1 La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas no será menor que cuatro veces su tamaño nominal. Como alternativa, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de un cuarto de su longitud efectiva.

11.2.6.3.2 Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los bordes longitudinales de conexiones de placas en tensión, la longitud de cada filete no debe ser menor que la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 200 mm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva, como colocar una soldadura transversal en el extremo o usar soldaduras intermedias de tapón o ranura. Si no se toman esas medidas, deben satisfacerse los requisitos de 2.1.

11.2.6.3.3 La longitud efectiva de las soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza, utilizadas para transmitir una carga axial en el extremo de un miembro, es igual que la longitud total cuando ésta no excede de 100 veces el tamaño de la pierna. Si es más larga, la longitud efectiva se obtiene multiplicando la real por un factor de reducción β , que vale

$$\beta = 1.2 - 0.002(L/a) \leq 1.0 \quad (11.2.6.3.3)$$

L longitud física de la soldadura
 a tamaño de su pierna

11.2.6.3.4 Si $L_{física} > 300a \rightarrow L_{efec.} = 180a$. La figura 11.2.6.3.4 muestra gráficamente la relación de longitudes de soldadura.

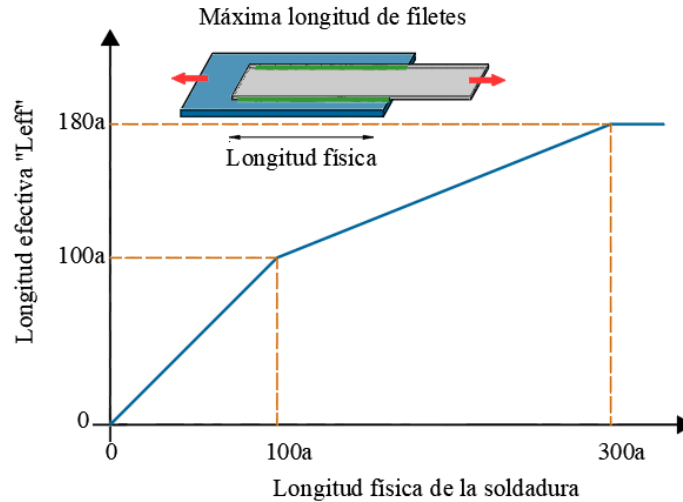


Figura 11.2.6.3.4 - Longitudes de soldadura

Comentario:

Ejemplos de las soldaduras mencionadas arriba son los cordones longitudinales de juntas traslapadas en el extremo de miembros cargados axialmente, y las soldaduras que unen atiesadores de apoyo al alma de las vigas.

11.2.6.3.5 El factor de reducción no se aplica, entre otros casos, a soldaduras que unen entre sí placas o perfiles para formar una sección armada, o a las soldaduras que unen los atiesadores intermedios al alma de las vigas o trabes armadas, cuando no se usa la resistencia posterior al pandeo, pues no están sujetas a esfuerzos axiales, ya que su único objetivo es mantener el alma plana.

11.2.6.4 Soldaduras intermitentes

11.2.6.4.1 Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes cuando la resistencia requerida es menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño; también pueden utilizarse para unir elementos componentes de miembros armados. La longitud efectiva de un segmento de una soldadura intermitente no será nunca menor que cuatro veces su tamaño, con un mínimo de 40 mm. La separación longitudinal entre cordones interrumpidos colocados en los bordes de placas, patines o alas de perfiles cumplirá los requisitos indicados en 5.4.1 y 6.4.1.

11.2.6.5 Juntas traslapadas

11.2.6.5.1 El traslape no será menor que cinco veces el grueso de la más delgada de las partes que se estén uniendo, con un mínimo de 25 mm. Las juntas traslapadas de placas o barras sometidas a esfuerzos axiales, que utilizan solamente soldaduras transversales, deben soldarse con cordones colocados a lo largo de los extremos de las dos partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas está adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.

11.2.6.6 Terminación de cordones en soldaduras de filete

11.2.6.6.1 Estas soldaduras pueden llegar hasta los extremos o bordes de las partes en las que están colocadas, o interrumpirse antes de llegar a ellos, de acuerdo con las condiciones siguientes:

- 1) En juntas traslapadas sujetas a esfuerzos de tensión calculados, en las que una de las partes unidas se extiende más allá del borde de la otra, los cordones de soldadura deben terminar a una distancia del borde no menor que el tamaño del filete

Comentario:

Un ejemplo son los elementos del alma de una armadura que se unen con soldaduras de filete a las cuerdas o a las placas de nudo.

- 2) En conexiones sujetas a esfuerzos máximos en los extremos de las soldaduras, producidos por fuerzas y/o momentos cíclicos de magnitud y frecuencia suficientes para ocasionar una falla progresiva por fatiga; que se inicie en un punto de esfuerzo máximo en el extremo de la soldadura, los filetes deben rematarse dando vuelta a la esquina en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura o, si es menor, el ancho de la parte unida
- 3) En conexiones simples, con ángulos o placas extremas, que dependen de la flexibilidad de las piernas de los ángulos o de la placa, si se da vuelta a la soldadura en la esquina; se hará en una longitud no mayor que cuatro veces el tamaño nominal del filete
- 4) Las soldaduras de filete entre atiesadores transversales intermedios y el alma de las trabes armadas deben terminarse a una distancia de la soldadura que une el alma y el patín de la trabe comprendida entre cuatro y seis veces el grueso del alma
- 5) Las soldaduras de filete que se colocan en lados opuestos de un plano común deben interrumpirse en la esquina común a ambas.

11.2.6.7 Soldaduras de filete en agujeros y ranuras

11.2.6.7.1 Pueden utilizarse soldaduras de filete depositadas en la periferia de agujeros o ranuras, en juntas traslapadas, para transmitir fuerzas cortantes o para evitar el pandeo, así como, la separación de las partes. Pueden utilizarse también para unir elementos componentes de miembros compuestos. Estas soldaduras no deben confundirse con las de tapón o ranura.

11.2.7 Soldaduras de tapón y de ranura

11.2.7.1 Se utilizan para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

11.2.7.2 El área efectiva debe ser el área nominal del agujero o ranura en la superficie de falla.

11.2.7.3 El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

11.2.7.4 La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro de los agujeros.

11.2.7.5 La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de diez veces el tamaño de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el tamaño del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extiende hasta el borde de esa parte.

11.2.7.6 La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

11.2.7.7 La separación transversal máxima entre tapones o ranuras será de 200 mm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

11.2.7.8 Cuando los tapones o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm, deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor que 16 mm se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor que 16 mm.

11.2.8 Resistencia de diseño

11.2.8.1 La resistencia de diseño de las soldaduras es igual que el menor de los productos $F_R F_{MB} A_{MB}$ y $F_R F_s A_s$

A_{MB} área de la sección transversal del metal base
 A_s área efectiva de la soldadura
 F_{MB} resistencia nominal del metal base
 F_s resistencia nominal del metal del electrodo
 F_R factor de resistencia

11.2.8.2 En la tabla 11.2.9.1 se proporcionan los valores de F_R , F_{MB} , F_s y demás especificaciones.

11.2.8.3 En lugar de utilizar las resistencias de diseño constantes de la tabla 11.2.9.1, la resistencia de las soldaduras de filete puede determinarse con el procedimiento que se describe a continuación:

- 1) La resistencia de diseño de un grupo de soldaduras lineales del mismo tamaño, cargadas en su plano, a través del centro de gravedad del grupo, es igual que la suma de los productos $F_R F_s A_s$, donde

$$F_s = 0.60 F_{EXX} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \quad (11.2.8.3)$$

F_R 0.75
 F_{EXX} número de clasificación del electrodo
 θ ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura, en grados

Comentario:

En un grupo lineal de soldaduras todos los cordones están en una línea o son paralelos entre sí.

11.2.8.4 Cuando soldaduras longitudinales y transversales se combinan en un simple grupo de soldadura, la diferente capacidad de deformación entre ambas no permite que se desarrolle la capacidad total de las soldaduras orientadas ortogonalmente. Debe existir además una compatibilidad de deformaciones. Se propone el mayor valor resultante de las siguientes ecuaciones para evaluar su resistencia:

$$R_n = R_{nwl} + R_{nwt} \quad (11.2.8.4.a)$$

$$R_n = 0.85 R_{nwl} + 1.5 R_{nwt} \quad (11.2.8.4.b)$$

R_{nwl} es la resistencia total de las soldaduras longitudinales (paralelas a la carga)
 R_{nwt} es la resistencia total de las soldaduras transversales (perpendiculares a la carga) sin tomar en cuenta el 50 por ciento del incremento en su resistencia descrito en el último término de la ec. 11.2.8.3.

11.2.8.5 El conjunto de soldaduras cargadas en su plano puede diseñarse utilizando un método basado en el empleo de los centros instantáneos de rotación.

11.2.8.6 Las soldaduras empleadas en estructuras que deban ser capaces de soportar un número grande de repeticiones de carga durante su vida útil se diseñarán teniendo en cuenta la posibilidad de falla por fatiga (Capítulo 18).

Comentario:

Las uniones soldadas sometidas a un número grande de ciclos de carga pueden desarrollar agrietamiento y propagarlo al metal base, debido a lo anterior, los esfuerzos de diseño en la soldadura son mucho menores. Las uniones soldadas bajo cargas de fatiga deberán seguir procedimientos especiales durante su aplicación y seguir procedimientos de inspección especializados, el código AWS D1.5 muestra una discusión más detallada sobre los cuidados en estas uniones.

11.2.9 Combinación de soldaduras

11.2.9.1 Si en una junta se combinan dos o más soldaduras de tipos diferentes (penetración, filete, tapón o ranura), la resistencia de diseño de la combinación se determina calculando por separado la resistencia de cada una de ellas, con respecto al eje del grupo.

Tabla 11.2.9.1 - Resistencias de diseño de soldaduras

Tipos de sollicitación y dirección respecto al eje de la soldadura ^[1]	Material que controla la resistencia	Factor de resistencia F_R	Resistencia nominal F_{MB} o F_S	Resistencia requerida del metal de aportación ^{[2], [3]}
<i>(a) Soldaduras de penetración completa ^[4]</i>				
Tensión. Normal al eje de la soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base	0.90	F_y	Debe usarse metal de aportación compatible con el del metal base. Para juntas en T o en esquina sin remoción de la placa de respaldo se requiere un metal de aportación resistente a muescas.
Compresión. Normal al eje de la soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base	0.90	F_y	Puede usarse metal de aportación con una resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible con el metal base
Tensión o compresión. Paralela al eje de la soldadura	La tensión o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no requieren ser consideradas en el diseño de la soldadura que une esas partes	0.90	F_y	Puede usarse metal de aportación con una resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible con el metal base
Cortante	Resistencia de la junta controlada por metal base	0.90	$0.60F_y$	Debe usarse metal de aportación compatible con el metal base.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 11.2.9.1 - Resistencias de diseño de soldaduras (Continuación)

Tipos de sollicitación y dirección respecto al eje de la soldadura ^[1]	Material que controla la resistencia	Factor de resistencia F_R	Resistencia nominal F_{MB} o F_S	Resistencia requerida del metal de aportación ^{[2], [3]}
<i>(b) Soldaduras de penetración parcial; se incluyen soldaduras de bisel y acampanadas ^[4]</i>				
Tensión. Normal al eje de la soldadura.	Metal base	0.75	F_u	Puede usarse metal de aportación de con una resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible con el metal base
	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	
Compresión. Columna a placa de base y empalmes de columnas	No se requiere considerar el esfuerzo de compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
Compresión. Conexiones de miembros diseñadas para soportar por aplastamiento miembros que no sean columnas	Metal base	0.90	F_y	
	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	
Compresión. Conexiones no preparadas para trabajar en compresión por aplastamiento	Metal base	0.90	F_y	
	Soldadura	0.80	$0.90F_{EXX}$	
Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	No se requiere considerar el esfuerzo de tensión o compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
Cortante	Metal base	Controlado por 11.4		
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	
<i>(c) Soldaduras de filete incluyendo filetes en ranuras y agujeros y juntas T esviajadas ^[4]</i>				
Cortante	Metal base	Controlado por 11.4		Puede usarse metal de aportación con una resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	
Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	No se requiere considerar el esfuerzo de tensión o compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
<i>(d) Soldaduras de tapón o de ranura ^[4]</i>				
Cortante paralelo a la superficie de falla (en el área efectiva)	Metal base	Controlado por 11.4		Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	

F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base.

F_{EXX} es la clasificación del electrodo, MPa (kg/cm²).

^[1] Definición de áreas y tamaños efectivos; véase en 11.2.4.

^[2] Para la definición de “metal de aportación compatible con el metal base” véase en 11.2.2.1.

^[3] Puede utilizarse metal de aportación con nivel de resistencia un nivel más alto (68 MPa, 700 kg/cm²) que el compatible con el metal base.

^[4] Para los distintos tipos de soldadura véase en 11.2.3.

^[5] Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros armados, tales como las que unen el alma y los patines de las trabes armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.

^[6] El diseño del metal base queda regido por la parte de esta Norma que es aplicable en cada caso particular. Cuando la falla sea por ruptura a lo largo de una trayectoria de cortante, la resistencia de diseño será igual que $F_R (0.6F_u) A_{nc}$, donde F_R es igual a 0.75 y A_{nc} es el área neta en cortante (véase 11.4).

11.3 Tornillos y partes roscadas

Esta sección se refiere al diseño de tornillos y barras roscadas, utilizados como conectores.

11.3.1 Tornillos de alta resistencia

11.3.1.1 Los tornillos que se consideran en esta norma deben satisfacer los requisitos de las normas NMX o ASTM descritas en 1.4.3.1 y 1.4.3.3.

11.3.1.2 Dependiendo del tipo de conexión puede, o no, requerirse que los tornillos se instalen apretándolos hasta que haya en ellos una pretensión especificada mínima, no menor que la dada en la tabla 11.3.1.2. El apriete puede hacerse por alguno de los métodos siguientes: vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, una llave calibrada o un tornillo de diseño especial.

Tabla 11.3.1.2 - Pretensión mínima en tornillos de alta resistencia

Diámetro del tornillo mm (pulg.)	Tornillos Grupo A (A325 y equivalentes)	Tornillos Grupo B (A490 y equivalentes)
	kN (kg) ^[1]	kN (kg) ^[1]
13 (1/2)	53 (5 400)	67 (6 800)
16 (5/8)	84 (8 600)	107 (10 900)
19 (3/4)	125 (12 700)	156 (15 900)
22 (7/8)	174 (17 700)	218 (22 200)
25 (1)	227 (23 100)	284 (29 000)
28 (1 1/8)	285 (29 000)	356 (36 300)
32 (1 1/4)	360 (36 700)	454 (46 300)
35 (1 3/8)	432 (44 000)	538 (54 900)
38 (1 1/2)	525 (53 500)	658 (67 100)

^[1] Igual que 0.7 veces la resistencia mínima de ruptura en tensión de los tornillos, de acuerdo con las especificaciones ASTM para tornillos.

11.3.1.3 Los tornillos pueden colocarse al apriete cuando se usan en:

- Conexiones por aplastamiento, excepto en los casos que se indican en 11.3.2.4
- Tornillos del Grupo A en tensión, o tensión y cortante combinados, cuando el aflojamiento, la fatiga debido a vibraciones o fluctuaciones de la carga no son consideraciones de diseño.

11.3.2 Tornillos con apriete ajustado (*snug-tight*)

11.3.2.1 Los tornillos de alta resistencia instalados con apriete ajustado pueden utilizarse en todas las conexiones, excepto en las que se indican más adelante.

11.3.2.2 El apriete ajustado se define como el que existe cuando todas las partes de una junta están en contacto firme. Puede obtenerse con unos cuantos impactos de una llave de impacto o con el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave de tuercas ordinaria.

11.3.2.3 Para diseñar tornillos con apriete ajustado deben utilizarse las resistencias nominales para conexiones por aplastamiento de la tabla 11.3.2.6.

11.3.2.4 Deben utilizarse tornillos de alta resistencia pretensados (o soldaduras) en:

- Empalmes de columnas en todas las estructuras de 40 m de altura, o más
- Empalmes de columnas en estructuras de menos de 40 m de altura, si su dimensión horizontal más pequeña es menor que el 25 por ciento de la altura
- Todas las conexiones entre vigas y columnas, y de cualquier otra viga, de las que depende el contraventeo de las columnas, en estructuras de más de 40 m de altura
- Conexiones en las que no puede admitirse el deslizamiento relativo de las partes unidas, como las sujetas a fatiga o a inversiones frecuentes de cargas, o las que forman parte de estructuras muy sensibles a las deflexiones

- e) Estructuras que soportan grúas viajeras de más de 50 kN (5 t) de capacidad, uniones entre elementos que las soportan, uniones entre partes de las armaduras de techo y entre ellas y las columnas, uniones entre tramos de columnas, contraventeo de columnas y apoyos de las grúas
- f) Conexiones para soportes de máquinas móviles u otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos
- g) Conexiones en las que tornillos H-123 (ASTM A490) trabajan en tensión, o tensión y cortante combinados
- h) Conexiones en las que se usen agujeros sobredimensionados o alargados, excepto cuando se empleen específicamente para permitir movimientos
- i) Cualquier otra conexión indicada en los planos de diseño.

11.3.2.5 En los casos restantes, las conexiones pueden hacerse con tornillos H-118 (ASTM A307), o de alta resistencia con apriete ajustado.

11.3.2.6 Los dibujos de diseño, fabricación y montaje, deben indicar el tipo o tipos de los tornillos, y especificar si deben, o no, pretensarse.

Tabla 11.3.2.6 - Resistencia nominal de tornillos y barras roscadas

Elementos de unión	Tensión MPa (kg/cm ²)	Cortante en conexiones por aplastamiento	
		Con cuerda incluida (Tipo N)	Con cuerda excluida (Tipo X)
		MPa (kg/cm ²)	MPa (kg/cm ²)
Tornillos A307	310 (3 160) ^[1]	186 (1 900) ^{[2], [3]}	186 (1 900) ^{[2], [3]}
Tornillos del Grupo A (A325 y equivalentes)	620 (6 320)	372 (3 800) ^[3]	469 (4 780) ^[3]
Tornillos del Grupo B (A490 y equivalentes)	780 (7 950)	469 (4 780) ^[3]	579 (5 900) ^[3]
Partes roscadas	0.75 F_u ^[1]	0.45 F_u ^[1]	0.56 F_u ^[1]

La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos es de la *ASTM*

^[1] Carga estática únicamente

^[2] Se permite que la rosca esté en los planos de corte

^[3] Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 1.0 m, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento

N Cuando la rosca está incluida en los planos de corte

X Cuando la rosca está excluida de los planos de corte

El factor de resistencia, *F_R*, en todos los casos es 0.75

11.3.3 Juntas por aplastamiento y juntas de fricción (o de deslizamiento crítico)

11.3.3.1 Las juntas que transmiten fuerza cortante entre las partes conectadas se diseñan para que la transmisión se haga por aplastamiento entre los tornillos y las partes conectadas, o por fricción entre éstas. Las primeras se denominan juntas “por aplastamiento” (*bearing type joints*), y las segundas “de fricción” o de “deslizamiento crítico” (*slip-critical joints*).

11.3.3.2 En los planos debe indicarse si los tornillos de juntas por aplastamiento deben apretarse hasta darles la pretensión mínima especificada.

11.3.3.3 En conexiones de deslizamiento crítico en las que la carga se dirija hacia un borde de una parte conectada, se deberá proporcionar una resistencia de diseño al aplastamiento adecuada, de acuerdo con los requisitos aplicables de 11.3.13.

11.3.3.4 Los valores de las resistencias nominales de las tablas 11.3.2.6 y 11.3.12.1.1 corresponden a tornillos instalados con apriete ajustado.

11.3.4 Tamaños de los agujeros

- a) En la tabla 11.3.6.1 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas atornilladas. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado
- b) Siempre se utilizarán agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros sobredimensionados o alargados
- c) Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción, pero su empleo está prohibido en conexiones por aplastamiento. Si las partes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse rondanas endurecidas
- d) Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos deben colocarse rondanas, las que serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia
- e) Los agujeros alargados largos pueden usarse sólo en una de las partes comunes a cada superficie de falla individual, tanto en juntas de fricción como de aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usan agujeros alargados largos en una parte exterior, deben colocarse roldanas de placa o una solera continua, con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados.

11.3.4.1 En conexiones con tornillos de alta resistencia, las roldanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural, de no menos de 8 mm de grueso; no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren roldanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la cara exterior de la roldana de placa o de la solera.

11.3.5 Agarres largos

11.3.5.1 Cuando la longitud de agarre de tornillos de acero H-118 (ASTM-A307) sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en uno por ciento por cada 1.5 mm de longitud adicional.

11.3.6 Separaciones mínimas

11.3.6.1 La distancia entre centros de agujeros para tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será, en general, menor que tres veces el diámetro nominal del conector. De ser necesario, esta distancia puede disminuirse a $2 \frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal.

Tabla 11.3.6.1 - Dimensiones nominales de agujeros para tornillos^[1]

Diámetro nominal del tornillo, <i>d</i>		Dimensiones de los agujeros							
		Estándar (diámetro)		Sobredimensionados (diámetro)		Alargados cortos (ancho × longitud)		Alargados largos (ancho × longitud)	
mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)
12.7	(1/2)	14.3	(9/16)	15.9	(5/8)	14.3×17.5	(9/16×11/16)	14.3×31.8	(9/16×1 1/4)
15.9	(5/8)	17.5	(11/16)	20.6	(13/16)	17.5×22.2	(11/16×7/8)	17.5×39.7	(11/16×1 9/16)
19.1	(3/4)	20.6	(13/16)	23.8	(15/16)	20.6×25.4	(13/16×1)	20.6×47.6	(13/16×1 7/8)
22.2	(7/8)	23.8	(15/16)	27.0	(1 1/16)	23.8×28.6	(15/16×1 1/8)	23.8×55.6	(15/16×2 3/16)
25.4	(1)	28.6	(1 1/8)	31.8	(1 1/4)	28.6×33.3	(1 1/8×1 5/16)	28.6×63.5	(1 1/8×2 1/2)
≥28.6	(≥1 1/8)	<i>d</i> +3.1	(<i>d</i> +1/8)	<i>d</i> +7.9	(<i>d</i> +5/16)	(<i>d</i> +3.1)×(<i>d</i> +9.5)	(<i>d</i> +1/8)×(<i>d</i> +3/8)	(<i>d</i> +3.1)×(2.5 <i>d</i>)	(<i>d</i> +1/8)×(2.5 <i>d</i>)

^[1] Los tamaños son nominales.

11.3.7 Distancia mínima al borde

11.3.7.1 La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor que el valor aplicable de la tabla 11.3.8.2.a, ni que la requerida en 11.3.13.

11.3.7.2 Si el agujero es sobredimensionado o alargado, la distancia del centro al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estándar, de acuerdo con la primera parte de esta sección, más el incremento C_1 indicado en la tabla 11.3.8.2.b. Véanse los requisitos de 11.3.13 para resistencia por aplastamiento.

11.3.8 Separación y distancias al borde máximas

11.3.8.1 La distancia máxima del centro de un tornillo al borde más cercano de las partes en contacto será 12 veces el grueso de la parte conectada en consideración, sin exceder de 150 mm.

11.3.8.2 La separación longitudinal entre conectores colocados en elementos en contacto continuo, consistentes en una placa y un perfil, o dos placas, será la siguiente:

- a) Para elementos, pintados o sin pintar, no sujetos a corrosión, no excederá de 24 veces el grueso de la placa más delgada, o 300 mm
- b) Para miembros no pintados de acero intemperizable, sujetos a corrosión atmosférica, no será mayor que 14 veces el grueso de la placa más delgada, o 180 mm
- c) Se cumplirán los requisitos indicados en 5.4.1 y 6.4.1.

Tabla 11.3.8.2.a - Distancia mínima del centro de un agujero estándar ^[1] al borde de la parte conectada ^[2]

Diámetro nominal del tornillo, d	Bordes cortados con cizalla	Bordes laminados de perfiles, placas o soleras, o bordes cortados con soplete ^[3]
	mm (pulg)	mm (pulg)
13 (1/2)	22 (7/8)	19 (3/4)
16 (5/8)	28 (1 1/8)	22 (7/8)
19 (3/4)	32 (1 1/4)	25 (1)
22 (7/8)	38 ^[4] (1 1/2) ⁴	29 (1 1/8)
25 (1)	44 ^[4] (1 3/4) ⁴	32 (1 1/4)
28 (1 1/8)	51 (2)	38 (1 1/2)
32 (1 1/4)	57 (2 1/4)	41 (1 5/8)
> 32 > (1 1/4)	1.7×diámetro	1.25×diámetro

^[1] Pueden utilizarse distancias menores si se satisfacen las ecuaciones pertinentes de 11.3.13

^[2] Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementarán en las cantidades C_1 dadas en la tabla 11.3.8.2.b.

^[3] Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25 por ciento del esfuerzo máximo de diseño en el elemento.

^[4] Pueden reducirse a 32 mm en los extremos de ángulos y placas de cortante de conexión de vigas.

Tabla - 11.3.8.2.b - Valores del incremento de la distancia al borde, C_1

Diámetro nominal del tornillo, d		Agujeros sobredimensionados		Agujeros alargados			Paralelos al borde
				Perpendiculares al borde			
				Cortos		Largos ^[1]	
mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg		
≤ 22	≤ 7/8	2	1/16	3	1/8		
25	1	3	1/8	3	1/8	0.75d	0
≥ 29	≥ 1 1/8	3	1/8	5	3/16		

^[1] Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (ver tabla 11.3.6.1), C_1 puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero.

11.3.9 Tensión o cortante

11.3.9.1 La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas que trabajen en tensión o cortante es igual que el producto del factor de resistencia, F_R , por el área nominal de la sección transversal de la parte de vástago no roscada, A_b , y por la resistencia nominal que corresponde a esta parte del vástago, F_n .

$$F_R R_n = F_R F_n A_b \quad (11.3.9.1)$$

11.3.9.2 El factor de resistencia es $F_R = 0.75$. Las resistencias nominales en tensión o cortante son las de la tabla 11.3.2.6.

11.3.9.3 Los tornillos de alta resistencia que trabajen en tensión directa se dimensionarán de manera que la fuerza de tensión de diseño no exceda la resistencia de diseño. La fuerza en el tornillo se tomará igual que la suma de la producida por las fuerzas externas factorizadas, más la tensión que pueda resultar de la acción de palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas.

11.3.9.4 Si la conexión está sujeta a cargas repetidas, deben evitarse las fuerzas por acción de palanca y los tornillos deben pretensarse.

11.3.9.5 El esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , de los tornillos de alta resistencia, se da en 1.4.3, y se transcriben a continuación:

- a) Tornillos H-124 (ASTM A325) de diámetro no mayor de 25 mm (1 pulg.); $F_u = 830$ MPa (8 440 kg/cm²)
- b) Tornillos H-124 (ASTM A325) de diámetro mayor de 25 mm (1 pulg.); $F_u = 725$ MPa (7 380 kg/cm²)
- c) Tornillos H-123 (ASTM A490) de cualquier diámetro; $F_u = 1 035$ MPa (10 550 kg/cm²).

11.3.10 Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento

11.3.10.1 La resistencia de un tornillo sujeto a tensión y fuerza cortante combinadas se determina de acuerdo con los estados límite de ruptura por tensión y cortante, de la manera siguiente:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (11.3.10.1.a)$$

F'_{nt} es el esfuerzo nominal en tensión modificado para incluir los efectos de los esfuerzos cortantes

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{0.75 F_{nc}} f_{rc} \leq F_{nt} \quad (11.3.10.1.b)$$

F_{nt} es el esfuerzo nominal en tensión de la tabla 11.3.2.6

F_{nc} es el esfuerzo nominal en cortante de la tabla 11.3.2.6

f_{rc} es el esfuerzo cortante requerido

11.3.10.1 El esfuerzo cortante del tornillo debe ser igual o mayor que el esfuerzo requerido, f_{rc} .

11.3.11 Tornillos de alta resistencia en juntas que trabajan por fricción

El diseño por cortante de tornillos de alta resistencia en juntas que no se deben deslizar se hace de conformidad con 11.3.11.1, y se revisa por cortante de acuerdo con 11.3.9 o 11.3.10, y por aplastamiento según 11.3.4 y 11.3.13.

11.3.11.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de diseño (factorizadas)

11.3.11.1.1 La resistencia de diseño al deslizamiento por tornillo, F_{Rstr} , debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por tornillo, debida a cargas factorizadas.

$$r_{str} = 1.13 \mu T_b N_s h_f \quad (11.3.11.1.1)$$

- T_b es la pretensión mínima por tornillos dada en la tabla 11.3.1.2
- N_s es el número de planos de deslizamiento
- h_f = 1.00 cuando se tiene una placa de relleno entre las partes conectadas, y
= 0.85 cuando se tiene dos o más placas de relleno entre las partes conectadas
- μ es el coeficiente de deslizamiento medio. Puede determinarse por medio de ensayos, o tomar los valores siguientes:
 - a) $\mu = 0.30$, para superficies clase A (superficies de acero sin pintar, libres de escamas de laminado, o superficies con recubrimientos de clase A sobre acero limpiado con chorro de arena, granalla o galvanizadas con superficie rugosa)
 - b) $\mu = 0.50$, para superficies clase B (superficies de acero sin pintar, limpiadas con chorro de arena, o superficies con recubrimientos de clase B sobre acero limpiado con chorro de arena o granalla).
- F_R es el factor de resistencia, igual que:
 - a) 1.00, para agujeros estándar o alargados cortos, perpendiculares a la dirección de la fuerza
 - b) 0.85, para agujeros sobredimensionados y alargados cortos paralelos a la dirección de la fuerza
 - c) 0.70, para agujeros alargados.

11.3.12 Tensión y cortante combinados en conexiones por fricción

11.3.12.1 El diseño de conexiones de deslizamiento crítico sujetas a fuerzas de tensión se hará de acuerdo con 11.3.11.1 y 11.3.12.1.

11.3.12.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas factorizadas

11.3.12.1.1 Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión T_u que reduce la fuerza de apriete, la resistencia $F_R r_{str}$, calculada de conformidad con 11.3.11.1, debe multiplicarse por el factor $1 - T_u / (1.13 T_b N_b)$, donde T_b es la pretensión mínima en el tornillo (tabla 11.3.1.2), y N_b el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión factorizada T_u .

Tabla 11.3.12.1.1 – Resistencia nominal al cortante, F_v , en MPa (kg/cm²), de tornillos en conexiones en las que el deslizamiento es crítico ^{[1], [2]}

Tipo de tornillo	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos	Agujeros alargados largos	
			Perpendiculares a la línea de acción de la fuerza	Paralelos a la línea de acción de la fuerza
H-124 (A325)	117 (1 200)	103 (1 050)	83 (840)	69 (700)
H-123 (A490)	145 (1 480)	124 (1 270)	103 (1 050)	90 (915)

[1] Los valores de la tabla están basados en superficies clase A con coeficiente de deslizamiento $\mu = 0.30$.
 [2] Para cada plano de cortante.

11.3.13 Resistencia al aplastamiento y desgarramiento en los agujeros para tornillos

11.3.13.1 La resistencia al aplastamiento en agujeros para tornillos es $F_R R_n$, donde F_R vale 0.75 y R_n es la resistencia nominal al aplastamiento del material conectado, que se calcula como se indica en 11.6.1.

11.3.13.2 La resistencia al aplastamiento debe revisarse en los dos tipos de conexiones con tornillos de alta resistencia, por aplastamiento y desgarramiento.

11.3.13.3 Los agujeros sobredimensionados y alargados, cortos o largos, paralelos a la línea de fuerza, sólo pueden utilizarse en conexiones por fricción, de acuerdo con 11.3.4.

11.3.13.4 Para un tornillo en una conexión con agujeros estándar, sobredimensionados o alargados cortos, independientemente de la dirección de la carga, o con agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

- a) Si la deformación alrededor de los agujeros, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño

$$R_n = 2.4dtF_u \quad (11.3.13.4.a)$$

- b) Si no lo es,

$$R_n = 3.0dtF_u \quad (11.3.13.4.b)$$

11.3.13.5 Para un tornillo en una conexión con agujeros estándar, sobredimensionados o alargados cortos, independientemente de la dirección de la carga, o con agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la fuerza de *desgarramiento*:

- a) Si la deformación alrededor de los agujeros, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.2L_c t F_u \quad (11.3.13.5.a)$$

- b) Si no lo es:

$$R_n = 1.5L_c t F_u \quad (11.3.13.5.b)$$

11.3.13.6 Para un tornillo en una conexión con agujeros alargados largos perpendiculares a la línea de fuerza:

- a) Aplastamiento:

$$R_n = 2.0dtF_u \quad (11.3.13.6.a)$$

- b) Desgarramiento:

$$R_n = 1.0L_c t F_u \quad (11.3.13.6.b)$$

L_c es la distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente o del material

d es el diámetro nominal del tornillo

F_u es el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material conectado

t es el grueso de la parte conectada crítica

R_n es la resistencia nominal al aplastamiento del material conectado

11.3.13.7 La resistencia total al aplastamiento de una conexión es igual que la suma de las resistencias al aplastamiento de los tornillos individuales que hay en ella.

11.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros

11.4.1 Esta sección se aplica al diseño de elementos de conexión, como placas de nudo en armaduras, ángulos, ménsulas y la zona común a los dos miembros en conexiones viga-columna.

11.4.1 Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión

11.4.1.1 La resistencia de diseño, $F_R R_n$, de elementos de conexión cargados estáticamente en tensión, soldados o atornillados, es el valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite de flujo plástico o ruptura en tensión, o de ruptura en bloque de cortante.

- a) Cuando el elemento fluye en tensión ($F_R = 0.90$)

$$R_n = F_y A_t \quad (11.4.1.1.a)$$

- b) Cuando el elemento se fractura en tensión ($F_R = 0.75$)

$$R_n = F_y A_{nt} \quad (11.4.1.1.b)$$

11.4.1.2 A_{nt} es el área neta efectiva en tensión, que no debe tomarse mayor que $0.85A_t$, en conexiones atornilladas.

11.4.2 Resistencia de diseño de elementos de conexión en cortante

11.4.2.1 La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por cortante, en los elementos afectados de los miembros conectados, es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia o ruptura en cortante.

- a) Cuando el elemento fluye en cortante ($F_R = 0.90$)

$$R_n = 0.60 F_y A_t \quad (11.4.2.1.a)$$

- b) Cuando el elemento se fractura por cortante ($F_R = 0.75$)

$$R_n = 0.60 F_u A_{nc} \quad (11.4.2.1.b)$$

11.4.2.2 A_t es el área total y A_{nc} es el área neta de corte a lo largo de la trayectoria de falla.

11.4.3 Resistencia de diseño de ruptura en bloque por cortante y tensión

11.4.3.1 En el estado límite de ruptura en bloque por cortante y tensión la resistencia es igual que la suma de las resistencias de ruptura en una o más trayectorias de cortante y la ruptura en tensión en un segmento perpendicular a ellas. Debe revisarse en los extremos de vigas en los que se haya cortado un patín para conectarlas, y en situaciones similares, como conexiones de miembros en tensión y placas de nudo.

11.4.3.2 Cuando se emplea la resistencia de ruptura en la sección neta para determinar la resistencia de un segmento, en el perpendicular a él se utiliza el esfuerzo de fluencia en la sección total.

11.4.3.3 La resistencia de ruptura por cortante y tensión del bloque a lo largo de una o varias trayectorias de falla por cortante y una de falla por tensión se toma igual que $F_R R_n$, donde $F_R = 0.75$ y:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nc} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{tc} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (11.4.3.3)$$

- A_{tc} es el área total en cortante
 A_{nt} es el área neta en tensión
 A_{nc} es el área neta en cortante
 U_{bs} = 1.0 cuando el esfuerzo de tensión es uniforme
 = 0.5 cuando no es uniforme

11.4.3.4 La figura 11.4.3.3 muestra ejemplos de superficies de falla de ruptura en bloque por cortante y tensión.

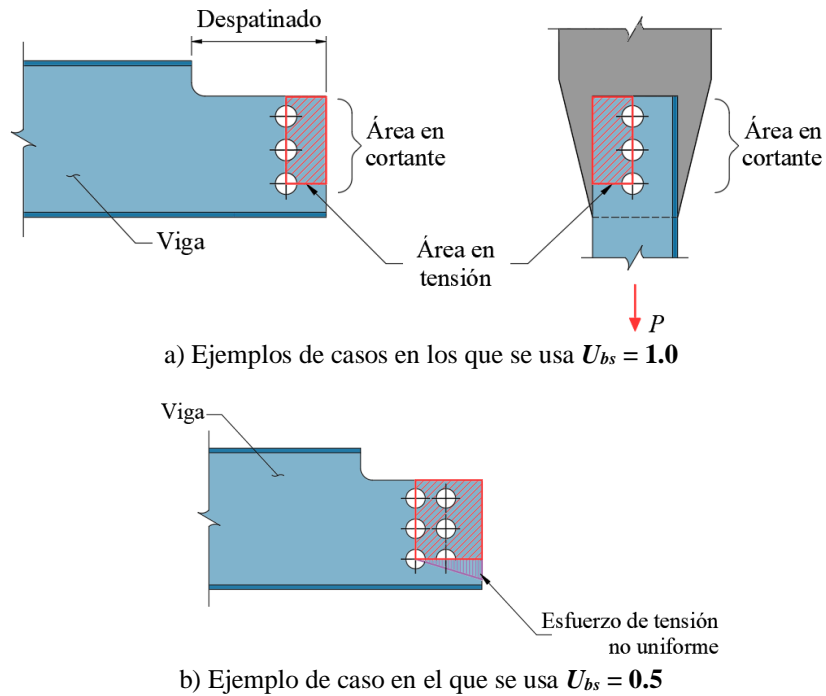


Figura 11.4.3.3 Superficies de falla de ruptura en bloque por cortante y tensión

11.4.4 Otros elementos de conexión

11.4.4.1 Se determina su resistencia de diseño, $F_R R_n$, correspondiente al estado límite aplicable, que debe ser igual o mayor que la resistencia requerida. R_n es la resistencia nominal apropiada a la geometría y tipo de carga del elemento de conexión. Para flujo plástico por cortante

$$R_n = 0.60 A_t F_y \tag{11.4.4.1}$$

11.4.4.2 F_R es igual que 0.9

11.5 Placas de relleno

11.5.1 Juntas atornilladas

11.5.1.1 Cuando un tornillo pasa a través de placas de relleno de espesor no mayor que 6 mm, no se reduce su resistencia de diseño en cortante. Si el grueso de las placas de relleno es mayor que 6 mm, debe satisfacerse alguno de los requisitos siguientes:

- a) Si el grueso de los rellenos no excede de 19 mm, se reduce la resistencia de diseño de los tornillos multiplicándola por el factor $1 - 0.0154(t - 6)$, pero no menor que 0.85; donde t es el grueso total de los rellenos, en mm
- b) Los rellenos deben prolongarse más allá de la junta y la prolongación se asegura con tornillos suficientes para distribuir uniformemente, en la sección transversal combinada del elemento conectado y los rellenos, la fuerza total en el elemento conectado
- c) Se aumenta el tamaño de la junta, para colocar un número de tornillos equivalente al número total requerido en 11.5.1.1.b
- d) La junta se diseña como de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia.

11.5.2 Juntas soldadas

11.5.2.1 Cuando se utilicen placas de relleno de 6 mm de grueso o más en juntas soldadas, deberán prolongarse fuera de los bordes de la placa de conexión y unirse a la parte en la que se colocan con soldadura suficiente para transmitir la fuerza de la placa de conexión, aplicada en la superficie de relleno como una fuerza excéntrica. Las soldaduras que unen la placa de conexión con la de relleno deben ser capaces de transmitir la fuerza de la placa de conexión y su longitud será suficiente para evitar esfuerzos excesivos en la placa de relleno a lo largo del borde de la soldadura.

11.5.2.2 Cuando se utilicen placas de relleno de menos de 6 mm de grueso, sus bordes se recortarán de manera que coincidan con los elementos que soportan las cargas y el tamaño de las soldaduras de filete colocadas en esos bordes se aumentará sobre el requerido por el cálculo en una cantidad igual que el grueso del relleno.

11.6 Empalmes

11.6.1 Las uniones entre tramos de vigas o trabes armadas realizadas por medio de soldaduras de penetración deben desarrollar la resistencia completa de la menor de las secciones empalmadas. Si se usan otros elementos de unión, las conexiones deberán desarrollar, cuando menos, la resistencia requerida para transmitir las fuerzas existentes en la sección donde se haga el empalme.

11.6.1 Resistencia de diseño por aplastamiento

11.6.1.1 La resistencia de diseño de superficies que transmiten fuerzas por aplastamiento de una a otra es $F_R R_n$, donde F_R es igual que 0.75 y R_n se define para varios casos.

11.6.1.1 Superficies cepilladas o con un acabado semejante

11.6.1.1.1 Para superficies cepilladas, pasadores en agujeros escariados o barrenados, y extremos ajustados de atiesadores de apoyo:

$$R_n = 1.8 F_y A_a \quad (11.6.1.1.1)$$

11.6.1.2 Rodillos o balancines en apoyos libres

11.6.1.2.1 Si $d \leq 600$ mm

$$R_n = 1.2 (F_y - 88) l d / 20, \text{ en MPa y mm} \quad (11.6.1.2.1)$$

$$(R_n = 1.2 (F_y - 900) l d / 20, \text{ en kg/cm}^2 \text{ y cm})$$

11.6.1.2.2 Si $d > 600$ mm

$$R_n = 29.4 (F_y - 88) l \sqrt{d} / 20, \text{ en MPa y mm} \quad (11.6.1.2.2)$$

$$(R_n = 9.3 (F_y - 900) l \sqrt{d} / 20, \text{ en kg/cm}^2 \text{ y cm})$$

F_y es el menor de los esfuerzos de fluencia de los dos materiales en contacto

A_a es el área de aplastamiento

d es el diámetro del rodillo

l es la longitud de aplastamiento

11.7 Barras de anclaje y embebidos

11.7.1 Se tomarán las medidas necesarias para que la estructura de concreto resista las cargas transmitidas por las anclas o embebidos metálicos evitando fallas locales o generalizadas de la estructura de soporte. El diseño de anclas y embebidos se hará de acuerdo con el Capítulo 13.

11.7.2 Las anclas se diseñarán para transmitir las fuerzas cortantes que aparezcan en las bases de las columnas, a menos que se utilicen otros mecanismos de transmisión. También deberán transmitir a la estructura de soporte todas las fuerzas de tensión, incluyendo las que resulten de momentos debidos al empotramiento completo o parcial de las columnas.

11.7.3 El diseño de los elementos de acero estructural del embebido se hará de acuerdo con esta Norma.

11.7.4 Los tornillos y barras que se utilicen como anclas, y que deban transmitir fuerzas de tensión, estarán ahogados en el concreto una longitud suficiente, y/o tendrán placas de anclaje en el extremo para transmitir la fuerza de diseño al concreto por adherencia, cortante, aplastamiento o una combinación de varios de esos efectos, así como, las fallas en el concreto. Todos los estados límite que se deben revisar se especifican en el Capítulo 13.

11.7.5 Las fuerzas cortantes se transmitirán del embebido al concreto por medio de tornillos de cortante o por cortante por fricción.

11.7.6 Cuando se suelden elementos a embebidos ya instalados, que estén en contacto con el concreto, se tomarán las precauciones que sean necesarias para evitar una expansión térmica excesiva del embebido, que pueda ocasionar desgarramiento o agrietamiento del concreto o esfuerzos excesivos en las anclas del embebido.

11.7.7 Las placas base y el sistema de anclaje se diseñan de acuerdo con el Capítulo 13.

11.7.8 El anclaje a estructuras de concreto puede hacerse por medio de elementos postensados de acero de alta resistencia. El material y los requisitos de diseño de los elementos de acero de alta resistencia y de sus anclajes y accesorios, así como los procedimientos de fabricación e instalación, estarán de acuerdo con las especificaciones de los códigos aplicables.

11.8 Almas y patines con cargas concentradas

11.8.1 Bases para el diseño

11.8.1.1 Las almas de los miembros de sección transversal H o I sobre los que actúan cargas concentradas aplicadas en un solo patín que producen compresiones en el alma, deben satisfacer los requisitos de 11.8.3, 11.8.4 y 11.8.5, que corresponden, respectivamente, a resistencia a la iniciación del flujo plástico, al aplastamiento y a pandeo con desplazamiento lateral. Cuando las cargas están aplicadas en los dos patines de una misma sección transversal, las almas cumplirán los requisitos de 11.8.3, 11.8.4 y 11.8.6, referentes a resistencias y a pandeo.

11.8.1.2 Para el diseño de almas sujetas a fuerzas cortantes elevadas véase en 11.8.7, y para los atiesadores de apoyo, en 11.8.8.

11.8.1.3 Cuando actúen cargas concentradas aplicadas en uno o en los dos patines, que traten de que éstos se deformen flexionándose localmente hacia afuera, y producen tensiones en el alma, deberán cumplirse los requisitos de 11.8.2 y 11.8.3.

11.8.1.4 Los atiesadores transversales o en diagonal, y las placas adosadas al alma, de 11.8.2 a 11.8.7 deben satisfacer, además, los requisitos de 11.8.8 y 11.8.9, respectivamente.

11.8.2 Flexión local del patín

11.8.2.1 Esta sección se refiere a la flexión local del patín producida por una carga lineal, normal al eje del alma, que trata de deformarlo flexionándolo hacia afuera. Un ejemplo de este tipo de carga es la producida, en el patín de una columna, por el patín en tensión de una viga conectada rígidamente a ella (fig. 11.8.2.1).

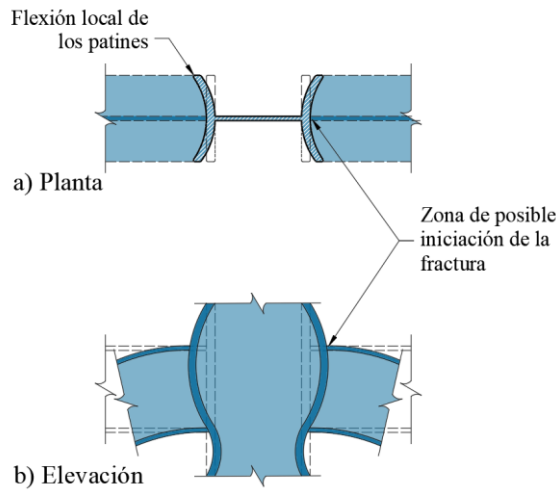


Figura 11.8.2.1 - Deformación de una columna sin atiesadores

11.8.2.2 La resistencia de diseño en flexión de un patín sometido a una carga lineal de tensión del tipo de la indicada en el párrafo anterior, es $F_R R_N$, donde F_R se tomará igual que 0.90 y R_N está dada por:

$$R_N = 6.25 t_p^2 F_y \tag{11.8.2.2}$$

11.8.2.3 Si la fuerza exterior de diseño no es mayor que $F_R R_N$, donde R_N está dado por la ec. 11.8.2.2, los patines no requieren ningún refuerzo. En caso contrario, se utiliza un par de atiesadores, colocados en los dos lados del alma y ligados a ella y a los patines, que coincidan con el elemento que aplica la fuerza exterior. La longitud de los atiesadores debe ser, como mínimo, la mitad del peralte del alma.

11.8.2.4 Los atiesadores se sueldan al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponde, y al alma para transmitirle esta fuerza.

11.8.2.5 Si la fuerza exterior está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $10t_p$, R_N se reduce en 50 por ciento.

11.8.2.6 Cuando la longitud de la carga lineal, medida normalmente al alma de la sección que la recibe, no excede de $0.15b$, donde b es el ancho del patín (fig. 11.8.2.6), no es necesario revisar la ec. 11.8.2.2.

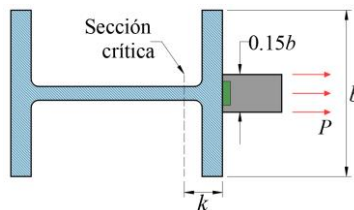


Figura 11.8.2.6 - Longitud máxima de la carga normal al alma para la que no se requiere revisar la flexión local del patín

11.8.3 Flujo plástico local del alma

11.8.3.1 Esta sección se refiere al flujo plástico local del alma frente a fuerzas concentradas.

11.8.3.2 La región crítica del alma es la que corresponde, en secciones laminadas, a la iniciación de las curvas de unión con los patines, y en secciones soldadas, a los bordes de las soldaduras de unión entre alma y patines.

11.8.3.3 La resistencia de diseño en la región crítica del alma de miembros de sección transversal H o I en los que actúan cargas concentradas que producen tensiones o compresiones en el alma es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual que 1.0 y R_N se determina como sigue:

- a) Cuando la fuerza que debe resistirse es una carga concentrada que produce tensión o compresión en el alma del elemento que la recibe, aplicada en un punto o a lo largo de una recta normal al alma de ese elemento, situada a una distancia del extremo del elemento no menor que su peralte:

$$R_N = F_y t_a (5k + l) \tag{11.8.3.3.a}$$

- b) Cuando la fuerza que debe ser resistida cumple las condiciones de 11.8.3.a, pero está aplicada en el extremo del elemento que la recibe, o a una distancia del extremo menor que su peralte:

$$R_N = F_y t_a (2.5k + l) \tag{11.8.3.3.b}$$

l es la longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica la fuerza lineal
 k es la distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma definida arriba

Comentario

Las ecs. 11.8.3.3.a y 11.8.3.3.b, se aplican, entre otros casos, a los apoyos de vigas o trabes armadas, siendo la fuerza exterior la reacción en el apoyo (fig. C11.8.3.3.a), a conexiones rígidas entre vigas y columnas, en las que la fuerza exterior es la aplicada en la columna por el patín, en tensión o compresión, de la viga (fig. C11.8.3.3.b), y a las zonas de vigas en que haya cargas concentradas producidas por otras vigas o columnas que se apoyan en ellas.

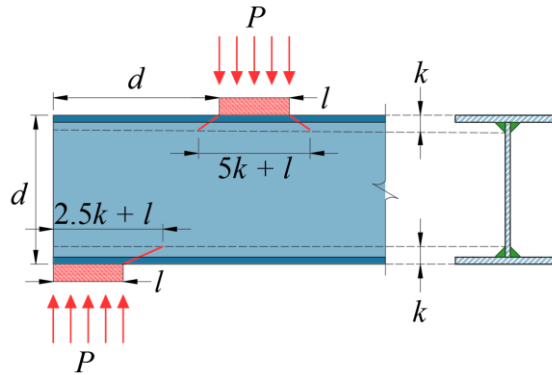


Figura C11.8.3.3.a - Longitud del tramo crítico; estado límite de flujo plástico local del alma de la viga

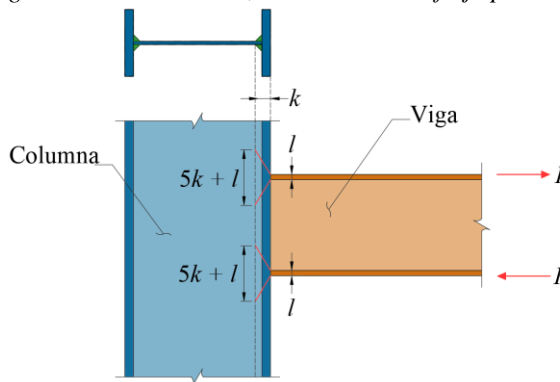


Figura C11.8.3.3.b - Longitud crítica; estado límite de flujo plástico local del alma de la columna

11.8.3.4 Si la fuerza exterior de diseño excede la resistencia calculada con la ec. 11.8.3.3.a, o 11.8.3.3.b, ha de aumentarse la longitud de apoyo, repartir la carga en una zona más amplia, reforzar el alma con placas adosadas a ella o colocar atiesadores en pares, en los dos lados del alma. Cuando la fuerza es tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado, para

desarrollar la fuerza que les corresponda. Cuando es compresión, se sueldan o se ajustan al patín; en uno u otro caso, la soldadura que los une con el alma debe transmitirle a ésta la fuerza en el atiesador.

11.8.4 Doble local del alma (*web crippling*)

11.8.4.1 La compresión producida en el alma por una carga concentrada aplicada a través de un patín, no debe ser mayor que $F_R R_N$, donde F_R se tomará igual que 0.75, y R_N se determina como sigue:

- a) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro mayor o igual que $d/2$:

$$R_N = 0.80 t_a^2 \left[1 + 3 \frac{l}{d} \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} Q_f \quad (11.8.4.1.a)$$

- b) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $d/2$:

Si $l/d \leq 0.2$

$$R_N = 0.40 t_a^2 \left[1 + 3 \frac{l}{d} \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} Q_f \quad (11.8.4.1.b)$$

Si $l/d > 0.2$

$$R_N = 0.40 t_a^2 \left[1 + \left(\frac{4l}{d} - 0.20 \right) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} Q_f \quad (11.8.4.1.c)$$

d es el peralte total del elemento

l es la longitud de apoyo o grueso de la placa que aplica la fuerza lineal

Q_f = 1.0 para perfiles laminados, canales, secciones cajón, y para secciones huecas OR u OC (HSS) con superficie de conexión en tensión.

= como se indica en el Capítulo 14 para todas las demás condiciones de secciones huecas OR u OC (HSS).

11.8.4.2 Si no se cumplen las condiciones anteriores, se colocará un par de atiesadores o una placa adosada al alma. Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él. La soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitirle la fuerza en los atiesadores.

11.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

11.8.5.1 Cuando el desplazamiento lateral relativo entre el patín cargado, en compresión, y el patín en tensión, no está restringido en el punto de aplicación de una carga concentrada (fig. 11.8.5.1), la resistencia del alma es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual que 0.85 y la resistencia nominal R_N se determina como sigue:

- a) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, está restringida:

Si $(h/t_a)/(L/b) \leq 2.3$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3}{h^2} \left[1 + 0.40 \left(\frac{h/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (11.8.5.1)$$

Si $(h/t_a)/(L/b) > 2.3$, no es necesario revisar este estado limite.

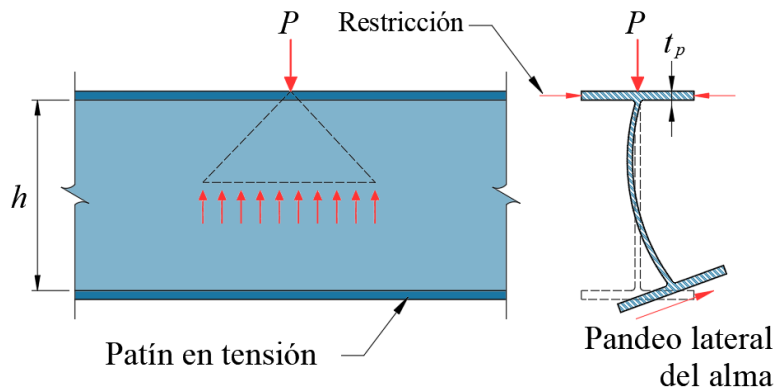


Figura 11.8.5.1 - Pandeo del alma con desplazamiento lateral

11.8.5.2 Si se requiere una resistencia del alma mayor, el patín inferior debe soportarse lateralmente, en forma local, o deben colocarse, frente a la fuerza concentrada de compresión, un par de atiesadores o una placa adosada al alma, que ocupen, cuando menos, la mitad del peralte del alma (fig. 11.8.5.4).

11.8.5.3 Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él para desarrollar la fuerza exterior completa. La soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitir la fuerza en los atiesadores.

11.8.5.4 Las placas adosadas al alma se dimensionan para resistir la fuerza aplicada total.

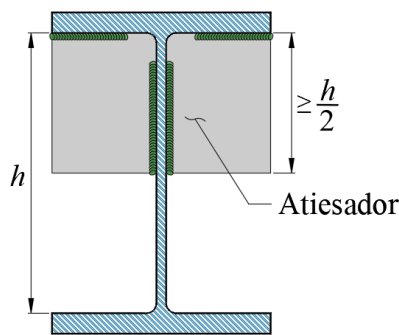


Figura 11.8.5.4 - Incremento de la resistencia del alma mediante un par de atiesadores

b) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, no está restringida:

Si $(h/t_a)/(L/b) \leq 1.7$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3 t_p}{h^2} \left[0.40 \left(\frac{h/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \tag{11.8.5.4}$$

Si $(h/t_a)/(L/b) > 2.3$, no es necesario revisar este estado límite.

L es la longitud máxima no contraventeada lateralmente en la zona donde está aplicada la carga, medida a lo largo de cualquiera de los patines

h es el peralte del alma entre las regiones críticas definidas en 11.8.3

Si $M_u < M_y$ en el punto de aplicación de la carga: $C_r = 6.75 \times 10^6$ MPa (67 500 000 kg/cm²)

Si $M_u \geq M_y$, en el punto de aplicación de la carga: $C_r = 3.38 \times 10^6$ MPa (33 750 000 kg/cm²)

11.8.5.5 Si se requiere una resistencia del alma mayor, los dos patines se soportarán lateralmente en la sección en la que está aplicada la carga concentrada.

11.8.6 Pandeo en compresión del alma

11.8.6.1 La resistencia de diseño en compresión de porciones no atiesadas del alma de miembros en los que actúan cargas concentradas aplicadas en los dos patines (fig. 11.8.6.4), es $F_R R_N$, donde F_R se tomará igual que 0.90 y

$$R_N = \frac{24t_a^3 \sqrt{EF_{ya}}}{h} Q_f \tag{11.8.6.1}$$

$Q_f = 1.0$ para perfiles laminados, canales, secciones cajón, y para secciones huecas (HSS) con superficie de conexión en tensión.

$Q_f =$ como se indica en el Capítulo 14 para todas las demás condiciones de secciones huecas (HSS).

11.8.6.2 Cuando el par de fuerzas concentradas de compresión está aplicado a una distancia del extremo del miembro menor que $d/2$, R_N se reduce en 50 por ciento.

11.8.6.3 El valor de R_N puede incrementarse por medio de un atiesador o un par de atiesadores, ligados al alma, o de una placa adosada a ella, de peralte completo.

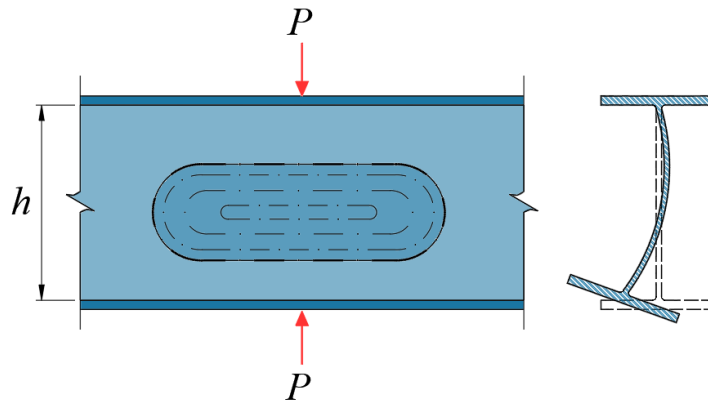


Figura 11.8.6.4 - Falla del alma por pandeo

11.8.7 Resistencia de la zona del panel

11.8.7.1 La resistencia de diseño de la zona del panel, o del alma comprendida entre las fronteras de las conexiones rígidas (fig. 11.8.7.2), es $F_R R_V$, donde F_R se toma igual que 0.90 y R_V se determina como sigue:

- a) Cuando no se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero del alma

Si $P_u \leq 0.4P_y$ $R_V = 0.60F_y d_c t_a$ (11.8.7.1.a)

Si $P_u > 0.4P_y$ $R_V = 0.60F_y d_c t_a \left(1.40 - \frac{P_u}{P_y} \right)$ (11.8.7.1.b)

- b) Cuando se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero del alma.

Si $P_u \leq 0.75P_y$

$$R_v = 0.60F_y d_c t_a \left(1 + \frac{3b_{cp} t_{cp}^2}{d_v d_c t_a} \right) \quad (11.8.7.1.c)$$

Si $P_u > 0.75P_y$

$$R_v = 0.60F_y d_c t_a \left(1 + \frac{3b_{cp} t_{cp}^2}{d_v d_c t_a} \right) \left(1.90 - \frac{1.20P_u}{P_y} \right) \quad (11.8.7.1.d)$$

b_{cp}, d_c es el ancho del patín de la columna y peralte total de la sección que se está revisando (generalmente una columna)

P_u es la fuerza de compresión de diseño en la sección

P_y es la fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual que el producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material

d_v, t_{cp} es el peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga) y el espesor del patín de la columna

11.8.7.2 Si se requiere reforzar el alma, se utilizarán placas adosadas a ella o atiesadores en diagonal. Unas u otros, y sus soldaduras, se diseñarán para desarrollar la parte de la fuerza cortante total que les corresponde.

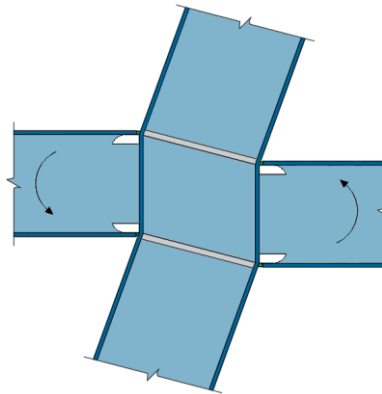


Figura 11.8.7.2 - Deformación por cortante del alma de una columna

11.8.8 Atiesadores

11.8.8.1 Se colocarán atiesadores en pares, en los dos lados del alma, en todos los extremos libremente apoyados de vigas y trabes armadas, y en los apoyos intermedios de vigas continuas. Estos atiesadores ocuparán el peralte completo del alma. También se colocarán pares de atiesadores o placas adosadas al alma en puntos intermedios de vigas, trabes o columnas, en los que actúen cargas concentradas que producen acciones internas de diseño cuyo valor sea mayor que las resistencias correspondientes dadas por el que sea aplicable de 11.8.2 a 11.8.7.

11.8.8.2 Además, se cumplirán los requisitos siguientes:

- Los atiesadores que trabajan en compresión se dimensionarán de manera que no fallen por pandeo local. Para ello deben satisfacer los requisitos de 2.2 de esta norma
- La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión a través de la cual se aplica esa carga

- c) El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín o de la placa a través de la que se aplica la carga concentrada, ni menor que el ancho entre 16
- d) Cuando la carga concentrada actúa en un solo patín del elemento que la recibe, basta con que los atiesadores lleguen a la mitad del peralte del alma
- e) La soldadura que une los atiesadores con el alma del elemento sobre el que actúan cargas concentradas debe dimensionarse para que transmita la fuerza en los atiesadores ocasionada por los momentos diferentes que obran en los lados opuestos del elemento atiesado
- f) Cuando la carga normal al patín es de tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado; cuando la carga es de compresión, pueden soldarse o ajustarse al patín cargado. En el segundo caso, la carga se transmite por contacto directo entre el patín y los atiesadores. Cuando se utilice soldadura, debe dimensionarse para que transmita al atiesador la totalidad de la fuerza aplicada en el patín.

11.8.8.3 Si las conexiones se hacen soldando directamente a la columna los patines o las placas horizontales, las placas de continuidad deben transmitir las fuerzas de los patines de la viga al alma o almas de la columna; su grueso y ancho totales no serán menores que los del patín de la viga o de la placa horizontal.

11.8.8.4 La unión entre los atiesadores, o las placas de continuidad, y las caras interiores de los patines de la columna se hará con soldaduras de penetración, o con filetes colocados en los dos lados de la placa, que tendrán una resistencia de diseño no menor que la del área de contacto de la placa con los patines de la columna.

11.8.8.5 Las soldaduras entre las placas de continuidad y el alma de la columna tendrán una resistencia de diseño al corte no menor que la más pequeña de las cantidades siguientes:

- a) La suma de las resistencias de diseño de las uniones entre las placas de continuidad y los patines de la columna
- b) La resistencia de diseño al corte del área de contacto de la placa con el alma de la columna
- c) La resistencia de diseño al cortante del alma de la columna en la junta
- d) La fuerza que transmite el atiesador.

11.8.8.6 Las placas de continuidad deben dimensionarse de manera que no fallen por pandeo local; para ello, deben satisfacer los requisitos de 2.2.

Comentario:

Los atiesadores horizontales entre patines de las vigas se denominan, con frecuencia, placas de continuidad.

11.8.9 Placas adosadas al alma

11.8.9.1 Cuando se empleen placas adosadas al alma, deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- a) El grueso y tamaño de la placa, o placas, serán los necesarios para proporcionar el material requerido para igualar, o exceder, la demanda de resistencia
- b) Las soldaduras de las placas transmitirán la parte de la fuerza total que les corresponda.

11.8.9.2 Pueden colocarse dos placas, a uno y otro lado del alma, o una sola. Esta solución suele ser la más económica.

11.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas

11.9.1 Las recomendaciones de este inciso son aplicables al diseño de conexiones rígidas entre vigas y columnas, las cuales se pueden conectar con soldaduras o con tornillos de alta resistencia.

11.9.1 Condiciones de carga y acciones de diseño

11.9.1.1 Debe tenerse en cuenta si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de sismo, o por una combinación en la que intervenga el viento.

11.9.1.1 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo

11.9.1.1.1 Cuando en el diseño no se consideran acciones por sismo, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir, como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

- La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante
- El momento requerido para producir, en el alma de la columna, una fuerza cortante igual que $0.85F_{yc} d_c t_c$, donde F_{yc} es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, y d_c y t_c son su peralte total y el espesor del alma.

11.9.1.1.2 La conexión del alma se diseña para transmitir la fuerza cortante.

11.9.1.2 Conexiones en cuyo diseño hay acciones por sismo

11.9.1.2.1 Cuando la conexión pertenece a un sistema de marco sismo resistente, su resistencia se obtendrá como se indica en 11.9.9.3 para marcos rígidos de acero.

11.9.2 Juntas atornilladas

11.9.2.1 Se diseñan como juntas de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia pretensionados, sin embargo, la resistencia de diseño puede calcularse como si los tornillos trabajasen por aplastamiento.

11.9.2.2 Los agujeros para los tornillos deben ser estándar o alargados cortos con la dimensión mayor perpendicular a la línea de fuerza.

11.9.2.3 Cuando hay sismo, las juntas y conexiones se configurarán de manera que el diseño quede regido por un estado límite de falla dúctil en alguno de los miembros que concurren en ellas.

11.9.2.4 No se permite utilizar tornillos en combinación con soldaduras en la misma superficie de falla.

11.9.3 Juntas soldadas

- Si la conexión no se diseña para resistir acciones sísmicas no requiere requisitos especiales, ni tampoco es necesario retirar las placas de respaldo para efectuar las soldaduras a tope de los patines
- Si resisten acciones sísmicas, el material de las soldaduras debe cumplir con los requisitos del código AWS D1.8, y dentro de la zona protegida deben cumplir con los requisitos de soldaduras de demanda crítica (ver 16.1.6.2).

Comentario:

Las soldaduras de demanda crítica en general deben cumplir requisitos especiales que garantizan su comportamiento ante carga cíclica debido a sismo. Las uniones que califiquen como de demanda crítica se realizarán con procedimientos controlados que garanticen su correcto comportamiento; detalles al respecto se pueden ver en el código AWS.D1.8 (2016) "Structural Welding Code - Seismic Supplement".

11.9.3.1 Cuando los patines de las vigas estén unidos a las columnas con soldaduras de penetración completa, éstas se harán en posición horizontal, con placas de respaldo y de extensión. Las placas de extensión se removerán en todos los casos, procurando no dañar ni la viga ni la columna, y reparándolas, de ser necesario, dándoles un acabado liso.

11.9.3.2 La placa de respaldo del patín inferior siempre se removerá con el objeto de evitar falta de fusión, además se limpiará la raíz de la soldadura hasta descubrir un metal sano, se volverá a soldar, y se reforzará con una soldadura de filete. La soldadura de filete de refuerzo, tendrá un tamaño que cumpla con lo siguiente:

- La dimensión de la pierna adyacente al patín de la columna será de 8 mm
- La dimensión de la pierna adyacente al patín de la viga tendrá un tamaño tal que el pie esté localizado en el metal base del patín de la viga.

11.9.3.3 Excepción. Si el metal base y la raíz de la soldadura son pulidos hasta tener una superficie lisa, la dimensión del filete, adyacente al patín de la viga, no necesita extenderse al metal base.

11.9.3.4 La placa de respaldo del patín superior puede dejarse, pero si se hace así, debe colocarse una soldadura de filete, continua, entre su borde inferior y el patín de la columna debajo de la soldadura de penetración completa. Si se quita, se procederá igual que con la placa del patín inferior.

11.9.3.5 Para permitir la colocación de la placa de respaldo en el patín superior y soldar el patín inferior completo, incluyendo la parte que se une con el alma, se harán agujeros de acceso en el alma de la viga de dimensiones adecuadas, cuidando que no sean mayores que lo necesario (ver fig. 11.1.10.1 y 11.1.10.4).

11.9.3.6 No se permite el uso de soldaduras de penetración parcial ni de filete en la unión de patines o placas horizontales con la columna.

11.9.4 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna)

11.9.4.1 Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo o cuando la conexión requiera reforzar los patines de la columna, deben colocarse placas de continuidad (atiesadores horizontales en los dos lados del alma de la columna) que satisfagan los requisitos que se mencionan en 11.8.8.

11.9.5 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines de la viga u otras placas horizontales

11.9.5.1 Deben cumplirse las condiciones siguientes:

- a) Frente al patín en tensión de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en 11.8.2 y 11.8.3
- b) Frente al patín comprimido de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en 11.8.3 y 11.8.6.

11.9.5.2 Ha de tenerse en cuenta que los momentos en los extremos de las columnas, debidos a viento o sismo, pueden cambiar de sentido.

11.9.5.3 Las acciones de diseño con las que se comparan las resistencias determinadas de conformidad con 11.8.2, 11.8.3 y 11.8.6 son las indicadas en 11.9.1.

11.9.6 Revisión del alma de la columna

11.9.6.1 Las almas de las vigas conectadas a los patines de las columnas de sección I, H o cruciforme deben estar en el mismo plano que el alma de la columna.

- a) La resistencia al cortante del alma de la columna en la junta, calculada como se indica a continuación, debe ser suficiente para resistir las fuerzas cortantes horizontales producidas por las acciones de diseño indicadas en 11.9.1, sin exceder de $0.8 \Sigma R_y M_p$ de las vigas que conectan con los patines de la columna

11.9.6.2 La resistencia nominal R_V del alma de la columna se determina con la que sea aplicable de las ecuaciones indicadas en 11.8.7, y la resistencia de diseño es $F_R R_V$, donde F_R se toma igual que 0.75.

11.9.6.3 En el espesor del alma se incluyen las placas adosadas a ella, cuando las haya.

- b) La suma del peralte más el ancho de la zona del alma de la columna comprendida en la junta, dividida entre su grueso, no debe exceder de 90. En este cálculo, el espesor sólo incluye las placas adosadas al alma de la columna cuando están ligadas a ella con soldaduras de tapón, que impiden el pandeo de las placas aisladas
- c) Las placas de refuerzo del alma de la columna se unen a los patines de ésta con soldaduras de penetración completa, o con soldaduras de filete que desarrollen la resistencia de la placa al cortante. Puede complementarse la soldadura con uniones de tapón entre la placa doble y el alma de la columna. Cuando están adosadas al alma, debe colocarse soldadura suficiente, en sus bordes superior e inferior, para transmitir al alma la fuerza total en las placas. Si están separadas del alma de la columna, deben ser dos, simétricas respecto al alma, unidas a las placas de continuidad con soldadura suficiente para transmitirles la fuerza total que hay en ellas.

11.9.7 Patines de las vigas

11.9.7.1 Cuando se considere la formación de articulaciones plásticas, los patines cumplirán los requisitos de 16.2.1.1 a 16.2.1.3 indicados para marcos rígidos de acero.

11.9.8 Vigas conectadas al alma de la columna

11.9.8.1 Cuando las vigas lleguen al alma de la columna, será necesario que ésta reciba también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que lleguen al alma se conectarán, en los dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, por lo que, de preferencia, estarán al mismo nivel que los patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan en los patines de la columna.

11.9.8.2 Si la columna recibe una sola viga por el alma, el otro lado de ésta se rigidizará adecuadamente, de tal manera que la fuerza se transmita a toda la columna.

11.9.9 Conexiones para marcos rígidos de ductilidad alta ($Q = 4$) y ductilidad media ($Q = 3$)

11.9.9.1 Requisitos

11.9.9.1.1 Las conexiones viga-columna que se empleen en marcos momento resistente deberán ser rígidas y capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.04 para marcos diseñados con ductilidad alta ($Q = 4$), o de 0.02 para marcos con ductilidad media ($Q = 3$), y para esta distorsión deben mantener una resistencia en flexión de la conexión, determinada en el eje de la columna, de al menos el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.

11.9.9.1.2 Las conexiones viga-columna que se utilicen en marcos rígidos deberán cumplir los requisitos de 11.9.9.1.1 con alguna de las siguientes alternativas:

- a) Con el uso de las conexiones precalificadas que se describen en 11.9.9.4 a 11.9.9.8

Comentario:

Las conexiones que se discuten en 11.9.9.4 a 11.9.9.7 han sido precalificadas por el panel revisor de precalificación de conexiones (CPRP por sus siglas en inglés) del AISC para la especificación ANSI/AISC 358 (2016), y las cuales se han adoptado en esta Norma. Las conexiones de 11.9.9.8 que usan columnas huecas han sido calificadas mediante pruebas en Japón y México. Todas estas conexiones presentan una serie de requisitos para vigas y columnas que se basan en los límites empleados en las pruebas de laboratorio que respaldan su comportamiento y capacidad de deformación. Las conexiones que no cumplan con estos límites o con los procedimientos de fabricación y diseño no se pueden considerar conexiones precalificadas.

- b) Con el uso de conexiones calificadas mediante pruebas cíclicas de acuerdo con el procedimiento prestablecido de calificación que se indica en 11.9.9.9, y con el que se demuestre su correcto comportamiento en resistencia, rigidez y capacidad de deformación como se establece en 11.9.9.1.1. Se deberán proporcionar resultados de al menos dos pruebas cíclicas de la conexión y se permitirá que se basen en una de las siguientes alternativas:
 - 1) Conexiones calificadas mediante pruebas que se realicen específicamente para el proyecto, siempre que estas conexiones sean representativas de los tamaños de los miembros del proyecto, la resistencia de los materiales, las configuraciones de conexión, los procesos de conexión, y que las pruebas sean compatibles con el procedimiento prestablecido de calificación que se indica en 11.9.9.9
 - 2) Conexiones calificadas mediante pruebas reportadas en la literatura (reportes de investigación, artículos de revistas o congresos, u otras publicaciones similares) o documentadas para otros proyectos, siempre que estas conexiones sean representativas de las conexiones específicas del proyecto, y que las pruebas sean compatibles con el procedimiento prestablecido de calificación que se indica en 11.9.9.9.

11.9.9.1.3. Las conexiones calificadas mediante pruebas o las conexiones precalificadas de 11.9.9.4 a 11.9.9.8 deberán seguir criterios de diseño basado en capacidad y se debe garantizar una falla predominante en flexión.

11.9.9.2 Miembros

11.9.9.2.1. Los miembros que se empleen como vigas en conexiones deben ser perfiles laminados IR o secciones armadas IS (fig. 11.9.9.2.2a) que cumplan con las limitaciones que se indican para la conexión y las relaciones ancho-espesor aplicables de 2.2. Cuando se empleen vigas armadas IS, la sección armada debe tener dos ejes de simetría y el alma se debe unir de forma continua a los patines mediante soldaduras de penetración completa y doble refuerzo de soldadura de filete con una longitud mínima, medida desde el paño de la columna, igual que la longitud de la zona protegida, S_h , más una extensión de un peralte de la viga; el tamaño mínimo del doble refuerzo de soldadura de filete debe ser el menor entre 8 mm o el espesor del alma de la viga IS. Fuera de esta longitud mínima se pueden emplear soldaduras continuas de penetración o de filete doble con el tamaño que se requiera en el diseño para resistir el flujo de cortante entre alma y los patines.

11.9.9.2.2. Los miembros que se empleen como columnas en conexiones deben ser perfiles laminados HR o IR, o secciones armadas IS (fig. 11.9.9.2.2a), cruciforme IC (fig. 11.9.9.2.2b) o cajón (fig. 11.9.9.2.2c), o bien, secciones armadas con un perfil HR o IR con dos placas soldadas en los extremos de los patines para formar una sección cajón (fig. 11.9.9.2.2d). Las secciones para columnas deben cumplir las limitaciones que se indican para la conexión y las relaciones ancho-espesor aplicables de 2.2. Cuando se empleen columnas armadas, la sección armada debe tener dos ejes de simetría y las placas se deben unir de forma continua mediante soldaduras de penetración completa y doble refuerzo de soldadura de filete en una longitud mínima igual que el peralte de la viga, más la extensión de 300 mm desde el patín inferior de la viga, y más la extensión de 300 mm desde el patín superior de la viga en el caso de vigas que no son de azotea; el tamaño mínimo del doble refuerzo de soldadura de filete debe ser el menor entre 8 mm o el espesor del alma de la columna armada. Fuera de esta longitud mínima se pueden emplear soldaduras continuas de penetración o filete con el tamaño que se requiera en el diseño. Las placas de continuidad o diafragmas en las columnas deben cumplir con lo que se indica en 11.8.8 y 11.9.4.

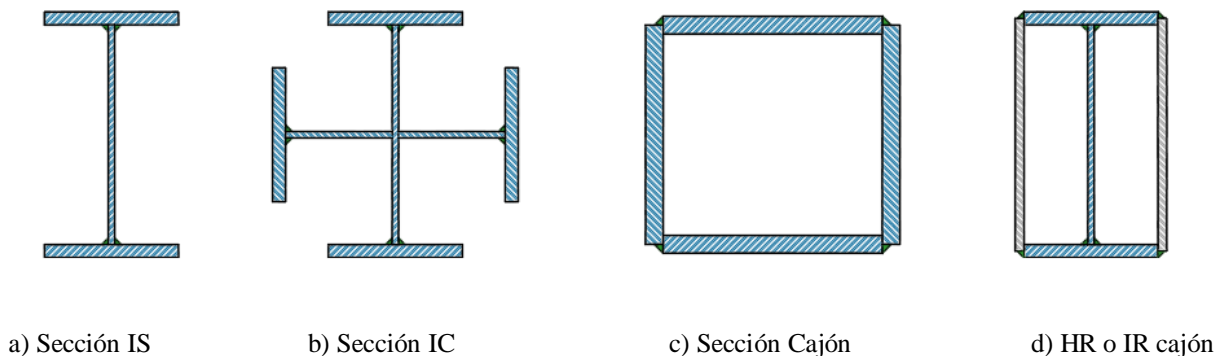


Figura 11.9.9.2.2 – Sección transversal posible en columnas (no se muestran preparaciones de placas ni soldaduras)

11.9.9.2.3. En conexiones de vigas IR con columnas PTE de sección hueca OR u OC, las columnas deberán contar con diafragmas interiores, con diafragmas atravesados, o con diafragmas exteriores como se indica en 11.9.9.8.

11.9.9.3 Resistencia requerida de las conexiones

11.9.9.3.1 La conexión rígida deberá desarrollar un momento resistente mayor que el momento máximo probable en la cara o paño de la columna que se determina como:

$$M_c = M_{pr} + V_{ap} S_h \quad (11.9.9.3.1)$$

S_h distancia desde la cara o paño de la columna al centro de la articulación plástica (fig. 11.9.9.3.1) dentro de la zona protegida de la viga.

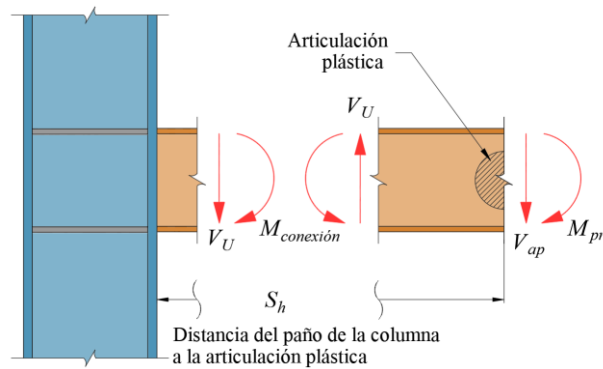


Figura 11.9.9.3.1 – Diagrama de cuerpo libre entre la articulación plástica y la cara de la columna

11.9.9.3.2 La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones de carga que se indican en la NTC-Criterios. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante en la articulación plástica, V_{ap} , considerando la sobrerresistencia del material.

$$V_{ap} = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L_h} \tag{11.9.9.3.2}$$

V_{ap} cortante ocasionado por la formación de la articulación plástica, que considera la sobrerresistencia del material (fig. 11.9.9.3.1).

M_p momento plástico resistente nominal.

L_h distancia entre los puntos de formación de articulaciones plásticas.

Comentario:

El cortante de la ec. 11.9.9.3.2 representa la contribución de la demanda sísmica para el diseño de la conexión. Ese cortante del mecanismo resulta de la formación del momento máximo probable en la ubicación de la articulación plástica en la viga y debe ser combinado con otras fuerzas cortantes como aquellas originadas por las fuerzas gravitacionales (carga muerta y carga viva), usando las combinaciones de carga. La aplicación de este criterio aseguraría que el daño inicial ocurriría en la viga y no en la conexión.

11.9.9.3.3 El valor máximo probable del momento en la articulación plástica de la viga es:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \tag{11.9.9.3.3a}$$

M_{pr} momento máximo probable en la articulación plástica

R_y cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y ; se toma de la tabla 16.1.1.3

Z módulo de sección plástico en la sección transversal en que se forma la articulación plástica

C_{pr} coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \tag{11.9.9.3.3b}$$

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

Comentario:

El coeficiente C_{pr} toma en cuenta la resistencia máxima que se puede alcanzar en el acero, y que incluye el efecto del endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones. Para diversas conexiones, este valor se ha ajustado experimentalmente para considerar la sobrerrestencia que se ha medido en las conexiones ensayadas experimentalmente.

11.9.9.3.4 Se deberá revisar la resistencia de la zona del panel conforme a la sección 11.9.6 y 16.2.1.10.

11.9.9.3.5 La revisión de la unión viga columna debe asegurar que la capacidad de las columnas que concurren en el nudo sea mayor que la capacidad de las trabes, es decir, concepto de columna fuerte - viga débil. En las uniones viga columna debe cumplirse la relación:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad (11.9.9.3.5.a)$$

$\sum M_{pc}^*$ suma de los momentos en las dos columnas en un plano que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) \quad (11.9.9.3.5.b)$$

Z_c módulo de sección plástico de la columna

F_{yc} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna

P_{uc} fuerza axial de compresión de diseño de la combinación correspondiente (positiva)

A_c área total de la sección transversal de la columna

$\sum M_{pv}^*$ suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, situadas en el mismo plano que las columnas, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

Igualmente, se puede considerar:

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1.1R_y M_{py} + M_v) \quad (11.9.9.3.5.c)$$

R_y cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y (tabla 16.1.1.3).

M_v momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna

M_{py} momento plástico de la viga

Comentario:

La ec. 11.9.9.3.5.a, la capacidad a flexión de las columnas $\sum M_{pc}^*$ se calcula con un esfuerzo de fluencia que se reduce por la influencia de la demanda por carga axial en el elemento, mientras que la capacidad a flexión de la viga $\sum M_{pv}^*$ se calcula con valor máximo probable del momento. Por esto, pese a que la proporción entre los momentos ($\sum M_{pc}^* / \sum M_{pv}^*$) se propone igual que uno (ec. 11.9.9.3.5.a), la revisión es conservadora. La ec. 11.9.9.3.5.a no considera los efectos biaxiales en el nudo de la columna y solo se aplica por separado en cada dirección de análisis.

11.9.9.3.6 Para los casos, que no se requiere cumplir la ec. 11.9.9.3.5.a se debe consultar la sección 16.2.1.5.2.

11.9.9.4 Conexión con viga de sección reducida

11.9.9.4.1 En esta configuración, los patines de la viga se reducen en la región adyacente a la unión viga – columna. Se pretende que la deformación y formación de articulaciones plásticas se desarrollen principalmente dentro de la sección reducida de la viga. Están precalificadas para su uso en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta ($Q = 4$) y marcos rígidos de ductilidad media ($Q = 3$). Los detalles de este tipo de conexión se muestran en la fig. 11.9.9.4.1.

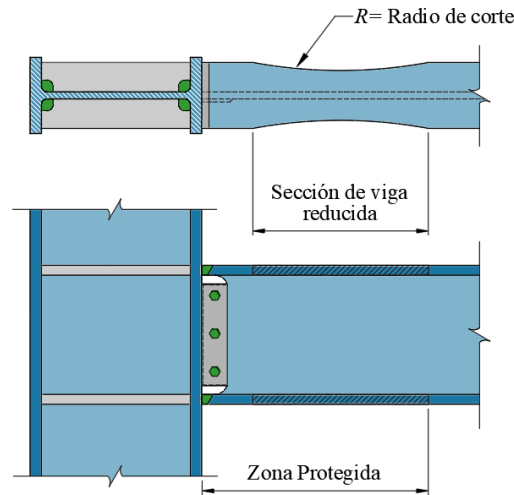


Figura 11.9.9.4.1 - Conexión con viga de sección reducida

11.9.9.4.2 Las limitaciones que aplican para los elementos de la conexión, así como el procedimiento de fabricación y de diseño de la conexión, son los que se indican en el capítulo 5 de la especificación ANSI/AISC 358 con los siguientes requisitos complementarios adicionales.

11.9.9.4.3 Las vigas deben satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las vigas deben ser miembros con perfiles laminados IR o secciones IS armadas como se indica en 11.9.9.2.1
- El peralte máximo de la viga para perfiles laminados se limitará a 914 mm. El peralte de las secciones armadas no debe exceder el peralte permitido para los perfiles laminados
- El peso máximo de la viga se limitará a 447 kg/m
- El espesor máximo de los patines de la viga se limitará a 44 mm
- La relación claro/peralte se limitará de la siguiente manera:
 - Para marcos rígidos de ductilidad alta ($Q = 4$), 7 o mayor
 - Para marcos rígidos de ductilidad media ($Q = 3$), 5 o mayor.
- La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- Los soportes laterales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.2.3. Se deben proporcionar soportes laterales suplementarios cerca de la sección reducida (zona de formación de la articulación plástica) siguiendo los requisitos de 16.2.1.3
- Cuando se proporcionen soportes laterales suplementarios, su conexión a la viga debe ubicarse a una distancia no mayor de $d/2$ a partir del extremo de la sección reducida más alejada del patín de la columna, donde d es el peralte de la viga. No se colocará ningún soporte lateral en la zona protegida
- La zona protegida consistirá en la porción de viga entre el patín de la columna y el extremo de la sección reducida más alejada del patín de la columna.

11.9.9.4.4 Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las columnas deberán ser miembros con perfil laminado IR o con las secciones armadas permitidas en 11.9.9.2.2
- La viga se conectará al patín de la columna
- El peralte máximo de la columna para perfiles laminados IR y secciones armadas IS e IC se limitará a 914 mm, mientras que para columnas cajón se limitará a 610 mm
- No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas
- No hay requisitos adicionales para el espesor de los patines
- Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- Los soportes laterales de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.2.1.5.1.

11.9.9.4.5 Requisitos complementarios:

- a) La sección de viga reducida se especificará en planos de acuerdo con un radio de corte que se calcula como se indica en la ec. 11.9.3.1.1a. La reducción máxima del patín no será mayor que el 50 por ciento. Las relaciones entre las dimensiones **a**, **b** y **c** deben sujetarse a los siguientes límites:

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \tag{11.9.9.4.5a}$$

$$0.5b_p \leq a \leq 0.75b_p \tag{11.9.9.4.5b}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \tag{11.9.9.4.5c}$$

$$0.1b_p \leq c \leq 0.25b_p \tag{11.9.9.4.5d}$$

Comentario:

Cambios abruptos en los patines de las vigas en zonas de alta deformación (articulaciones plásticas) pueden fracturarse debido a la concentración de esfuerzos, por esta razón se propone una transición gradual para beneficiar el desempeño de la sección reducida.

a, **b** y **c** son dimensiones que definen la zona de la viga reducida, las unidades están en mm.

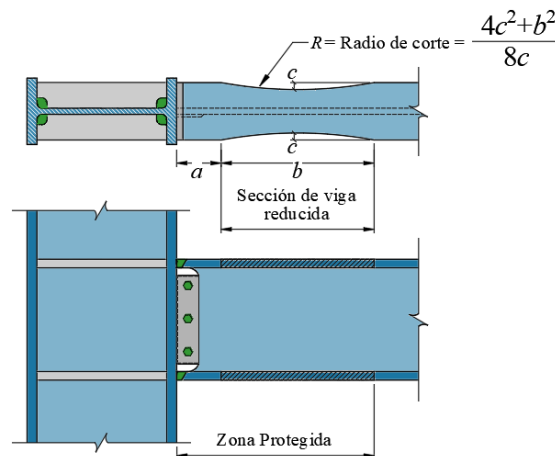


Figura 11.9.9.4.5 – Dimensiones de la zona de la viga reducida

- b) La resistencia a flexión en la zona de la viga reducida deberá calcularse considerando la modificación en el módulo de sección plástico debido al patín reducido
- c) Se deberán revisar las distorsiones laterales del edificio considerando explícitamente en el análisis la reducción de la sección en la zona del patín

Comentario:

Algunos estudios (e.g., Grubbs, 1997) identificaron que al usar la sección reducida existe un decremento de la rigidez lateral del sistema y en consecuencia las distorsiones incrementan entre un 4 a 7 por ciento en función de la reducción del patín.

- d) Las placas de continuidad deberán cumplir los requisitos de 11.9.4
- e) La conexión del alma de la viga con el patín de la columna (para $Q=4$) se realizará mediante soldadura de penetración completa. Se permite usar una placa de cortante como la mostrada en la fig. 11.9.9.4.5 para facilitar el montaje; esta placa puede servir como placa de respaldo para la conexión del alma. Para $Q = 3$ se permite realizar la conexión del alma de forma atornillada o soldada

Comentario:

Las pruebas de laboratorio de vigas con sección reducida muestran mayor estabilidad en la conexión para altas demandas inelásticas cuando se suelda a penetración completa el alma. Una discusión más detallada se puede ver en las secciones 3.5.5 del FEMA 350 (2000) y en el apartado C.5.4 del AISC 358 (2022).

f) Las soldaduras deberán cumplir con los requisitos de demanda crítica indicados en 11.9.3.b.

11.9.9.5 Conexión de placa de extremo extendida atornillada con y sin atiesadores (End-Plate)

11.9.9.5.1 Las conexiones de placa de extremo extendida se realizan soldando la viga a una placa y atornillando la placa a un patín de la columna. Esta conexión es precalificada para su uso en sistemas con marcos de ductilidad alta ($Q = 4$) y con marcos de ductilidad media ($Q = 3$). En la fig. 11.9.9.5.1 se muestra una vista general de las configuraciones de conexiones de placa de extremo.

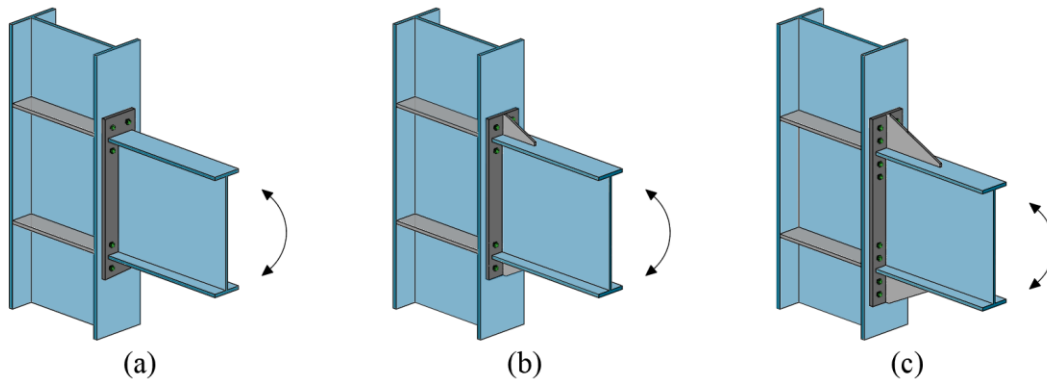


Figura 11.9.9.5.1 - Configuraciones de conexiones de placa de extremo (End-Plate): a) cuatro tornillos sin cartabones; b) cuatro tornillos y atiesadores; c) ocho tornillos y atiesadores

11.9.9.5.2 Las limitaciones que aplican para los elementos de la conexión, así como el procedimiento de fabricación y de diseño de la conexión, son los que se indican en el capítulo 6 de la especificación ANSI/AISC 358 con los siguientes requisitos complementarios adicionales.

11.9.9.5.3 La tabla 11.9.9.5.3 indica los rangos aplicables de precalificación de las conexiones de placa de extremo bajo una combinación de configuraciones y cantidades de tornillos, así como un rango de espesores y anchos de patines de vigas y columnas. En la fig. 11.9.9.5.3 se muestra visualmente las distintas variables indicadas en la tabla 11.9.9.5.3

Tabla 11.9.9.5.3. Limitaciones para la precalificación de la conexión de placa de extremo (End-Plate)

Parámetro	Cuatro tornillos y sin atiesador		Cuatro tornillos con atiesador		Ocho tornillos con atiesadores	
	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)
t_{pv}	19	10	19	10	25	14
b_{pv}	235	152	229	152	311	190
d	914	349	610	349	914	457
t_p	57	13	38	13	64	19
b_p	273	178	273	178	381	229
g	152	102	152	83	152	127
p_{fo}, p_{fo}	114	38	140	44	51	41
p_b	—	—	—	—	95	89

t_{pv} espesor del patín de la viga (mm)
 b_{pv} ancho del patín de la viga (mm)
 d peralte de la viga (mm)
 t_p espesor de la placa extremo (mm)
 b_p ancho de la placa extremo (mm)

- g gramil o distancia horizontal entre tornillos (mm)
- p_f, p_{fo} distancia vertical entre los tornillos internos y externos, respectivamente, respecto al paño del patín (mm)
- p_b distancia vertical entre las dos filas internas o externas de tornillos en conexiones con ocho tornillos (mm)

Comentario:

Las restricciones que se indica en la tabla 11.9.9.5.3 se deben al número limitado de pruebas experimentales que respaldan la precalificación. Detalles al respecto se pueden ver en el AISC 358 (2022) y FEMA 355D (2000).

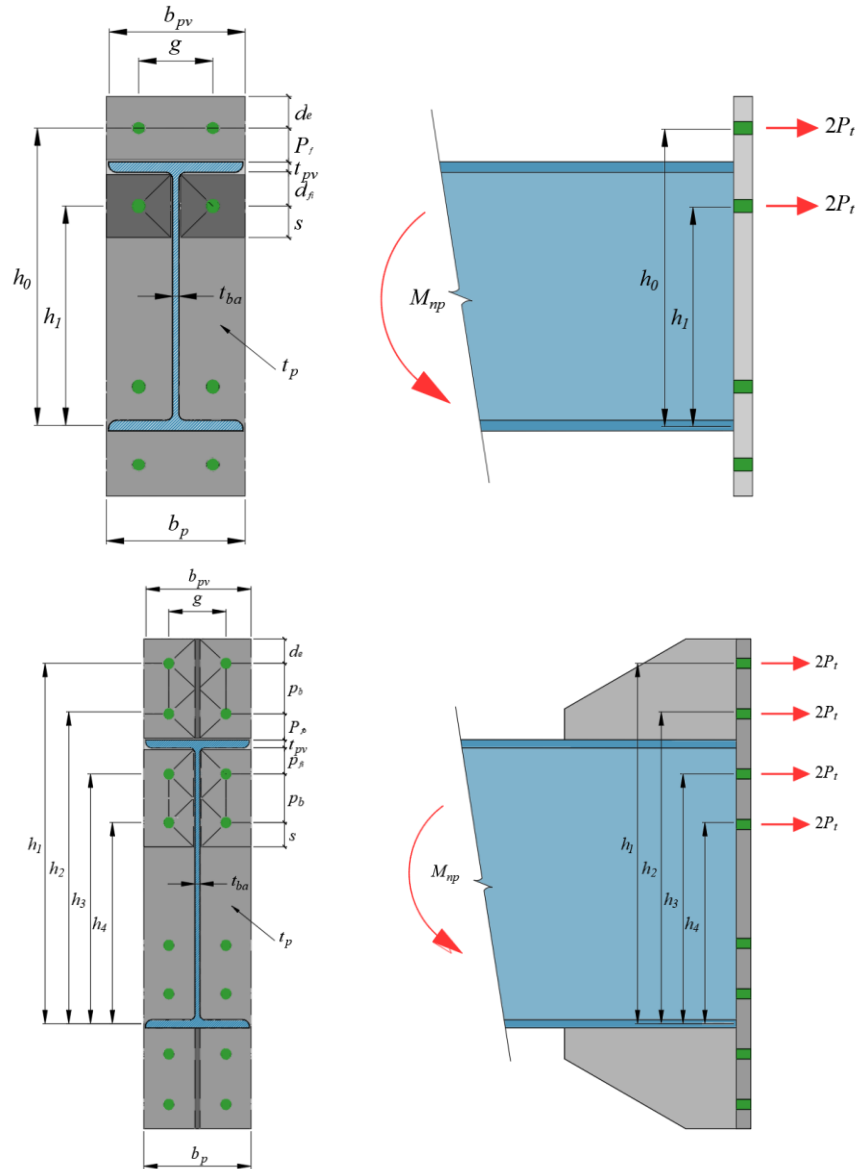


Figura 11.9.9.5.3 - Detalles geométricos de la conexión de placa de extremo (End-Plate)

11.9.9.5.4 Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las vigas deben ser miembros con perfiles laminados IR o secciones IS armadas como se indica en 11.9.9.2.1
- b) El peralte de la viga se debe limitar al valor que se indica en la tabla 11.9.9.5.3
- c) No hay límite en el peso de las vigas
- d) La relación claro/peralte de la viga se limitará de la siguiente manera:
 - 1) Para marcos rígidos de ductilidad alta ($Q=4$), 7 o mayor
 - 2) Para marcos rígidos de ductilidad media ($Q=3$), 5 o mayor

- e) La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- f) Los soportes laterales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.2.3
- g) La zona protegida se determinará de la siguiente manera:
 - 1) Para conexiones de placa de extremo sin atiesadores será la porción de la viga entre el patín de la columna y la menor de las distancias igual que un peralte de la viga o tres veces el ancho del patín de la viga, medido a partir del patín de la columna
 - 2) Para conexiones de placa de extremo con atiesadores será la porción de la viga entre el patín de la columna y la menor de las distancias igual a la ubicación del extremo final del atiesador más la mitad del peralte de la viga o tres veces el ancho del patín de la viga.

11.9.9.5.5 Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las columnas deberán ser miembros con perfil laminado IR, o con secciones IS o IC armadas como se indica en 11.9.9.2.2
- b) La placa de extremo se conectará al patín de la columna
- c) El peralte máximo de la columna para perfiles laminados IR y secciones armadas IS e IC se limitará a 914 mm
- d) No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas
- e) No hay requisitos adicionales para el espesor de los patines
- f) Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los con los requisitos de 16.1.7
- g) Los soportes laterales de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.2.1.5.1.

11.9.9.5.6 Requisitos complementarios:

- a) Las placas de continuidad deberán cumplir los requisitos de 11.9.4
- b) El gramil o la distancia horizontal entre agujeros no será mayor que el ancho del patín de la viga

Comentario:

En pruebas monotónicas se ha visto que la rigidez y resistencia de la conexión decrece cuando la separación horizontal entre tornillos es mayor que el ancho del patín de la viga

- c) El ancho de la placa de extremo deberá ser mayor o igual que el ancho del patín, pero su ancho efectivo para fines de diseño no se deberá considerar mayor que el ancho del patín de la viga más 25 mm

Comentario:

En algunas conexiones se puede requerir de un mayor ancho de la placa de extremo para cumplir con requisitos mínimos de distancias al borde u otro tipo de requisitos; en estos casos se podrá emplear una placa más ancha pero el ancho de diseño no se deberá considerar mayor que ancho del patín más 25 mm.

- d) En el caso de conexiones de placa de extremo atiesadas se implementará un atiesador con la geometría indicada en la fig. 11.9.9.5.6. La longitud del atiesador es igual que $L_{st} = h_{st}/\tan(30^\circ)$, donde h_{st} es la altura de la placa de extremo medida sobre el patín de la viga. Para prevenir el pandeo local del atiesador se implementará una relación ancho/espesor igual que:

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (11.9.9.5.4)$$

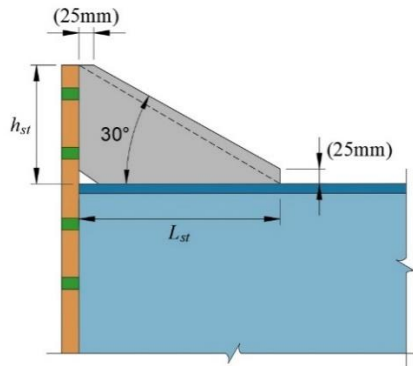


Figura 11.9.9.5.6 – Geometría del atiesador

- e) Se permite el uso de placas de relleno en el extremo superior o inferior de la conexión placa de extremo, con un espesor máximo de 6 mm

Comentarios

Estudios realizados por Sumner et al (2000) demuestran que el uso de las placas de relleno no afecta el desempeño de la conexión de placa de extremo. El RCSC (2009) recomienda que de ser necesarias las placas de relleno, estas no serán mayores que 6 mm debido a que se ha visto una disminución de la capacidad resistente de los tornillos.

- f) No se permiten agujeros de acceso en esta conexión

Comentario:

Pruebas de laboratorio realizadas por Meng y Murray (1997) reportan que los agujeros de acceso en conexiones de placa de extremo provocan fractura prematura en los patines de la viga.

- g) Los patines se deben soldar a la placa de extremo mediante soldadura de penetración completa. En la zona interna del patín se deberá colocar un filete de 8mm. Estas soldaduras serán de demanda crítica de acuerdo con 11.9.3.b
- h) La soldadura de los atiesadores será de penetración completa, excepto cuando el espesor sea menor que 10 mm; en este caso se podrá implementar soldadura de filete dimensionada para desarrollar la resistencia del atiesador
- i) Para el cálculo del espesor de la placa se acepta el uso de líneas de fluencia en la placa extremo y en el patín de la columna que recibe la conexión. La placa de extremo deberá resistir el momento máximo probable en la cara de la columna que se determina con la ec. 11.9.9.3.1
- j) El diámetro de los tornillos del patín en tensión deberá dimensionarse para transmitir el momento máximo probable en la cara de la columna que se determina con la ec. 11.9.9.3.1. Los tornillos se colocarán de forma simétrica en ambos patines y se revisará que los tornillos del patín en compresión sean capaces de transmitir el cortante que se genera por la plastificación de ambos extremos de la viga.

Comentario:

El capítulo 6.7 del AISC 358 (2022) presenta procedimientos para determinar el espesor de la placa y el diámetro de los tornillos como se indica en los dos últimos incisos.

11.9.9.6 Conexión con cubreplacas atornilladas

11.9.9.6.1 Las conexiones con cubreplacas atornilladas utilizan placas que se traslapan y atornillan con los patines de la viga, y se sueldan al patín de la columna. Las placas superior e inferior deben ser idénticas. Las placas se sueldan al patín de la columna utilizando soldaduras de penetración completa y la conexión del patín de la viga se realiza con tornillos de alta resistencia. El alma de la viga se conecta al patín de la columna mediante una placa de cortante con tornillos y orificios de ranura corta. Los detalles de este tipo de conexión se muestran en la fig. 11.9.9.6.1. Se pretende que la deformación inicial y la formación de las articulaciones plásticas se desarrollen en la región de la viga cercana al extremo de las placas del patín.

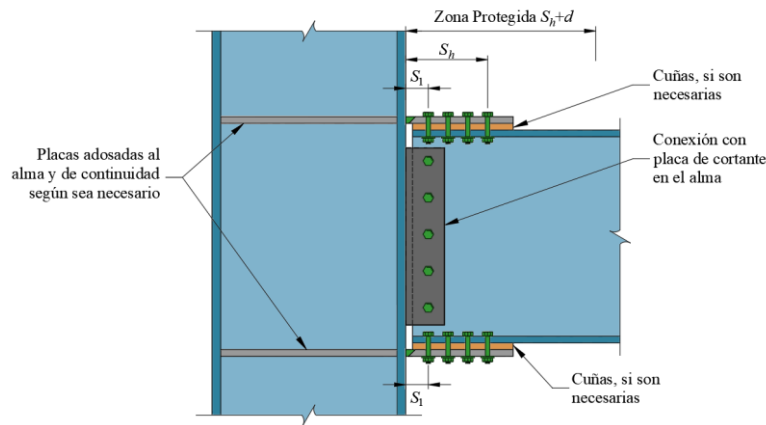


Figura 11.9.9.6.1 - Configuración de la conexión con cubreplaca atornillada

11.9.9.6.2 Las limitaciones que aplican para los elementos de la conexión, así como el procedimiento de fabricación y de diseño de la conexión, son los que se indican en el capítulo 7 de la especificación ANSI/AISC 358 con los siguientes requisitos complementarios adicionales.

11.9.9.6.3 Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las vigas deben ser miembros con perfiles laminados IR o secciones IS armadas como se indica en 11.9.9.2.1
- El peralte máximo de la viga con perfil laminado IR o sección armada IS se limitará a 914 mm
- El peso máximo de la viga se limitará a 223 kg/m
- El espesor máximo de los patines de la viga se limitará a 25 mm
- La relación claro/peralte se limitará de la siguiente manera:
 - Para marcos rígidos de ductilidad alta ($Q = 4$), 9 o mayor
 - Para marcos rígidos de ductilidad media ($Q = 3$), 7 o mayor
- La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- Los soportes laterales en vigas se proporcionarán de la siguiente manera:
 - Los soportes laterales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.2.3. Para satisfacer los requisitos para soportes laterales en articulaciones plásticas se deben proporcionar soportes laterales suplementarios en los patines de la viga superior e inferior, y deben ubicarse a una distancia de d a $1.5d$ desde la cara de la columna (donde d es el peralte de la viga). No se colocará ningún soporte lateral dentro de la zona protegida.
 - Para sistemas de ductilidad alta y media, donde la viga soporta una losa de concreto que está conectada en las zonas protegidas con conectores de cortante colocados a una distancia máxima de 300 mm entre centros, el soporte suplementario en el patín superior e inferior en la articulación plástica no es requerido
- La zona protegida consistirá de las placas en los patines y la porción de viga entre el patín de la columna y una distancia igual que un peralte de la viga, d , medidos a partir del tornillo más alejado del patín de la columna. (ver fig. 11.9.9.6.1).

11.9.9.6.4 Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las columnas deberán ser miembros con perfil laminado IR o con las secciones armadas permitidas en 11.9.9.2.2
- La viga deberá ser conectada al patín de la columna
- El peralte de la columna con perfil laminado se limitará a 914 mm como máximo, cuando se proporcione una losa de concreto. En ausencia de una losa de concreto, el peralte de la columna se limita a 356 mm como máximo. Las columnas cruciformes no deben tener un ancho o peralte mayor que el peralte permitido para los perfiles laminados. Las columnas cajón armadas no deben tener un ancho o peralte superior a 610 mm
- No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas
- No hay requisitos adicionales para el espesor de los patines
- Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- Los soportes laterales de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.2.1.5.1.

11.9.9.6.5 Requisitos complementarios:

- Las cubreplacas deberán ser de acero NMX B-254 (ASTM A36), o bien, NMX B-284 clase A (ASTM A572) grado 50
- Las cubreplacas deberán ser soldadas al patín de la columna mediante soldadura de penetración completa que se deben considerar como soldadura de demanda crítica indicados en 11.9.3.b. Si se utilizan placas de respaldo deberán removerse
- La placa de cortante se deberá soldar al patín de la columna mediante soldaduras de penetración completa, penetración parcial en ambos lados, o filetes en ambos lados
- Los tornillos tendrán una configuración simétrica respecto al eje longitudinal de la viga, y se limitará a un máximo de dos líneas de tornillos por cubreplaca. La longitud del grupo de tornillos no excederá un peralte de la viga
- Se permite el uso de cuñas o placas de relleno con espesor no mayor que 6 mm
- Las placas de continuidad deberán cumplir los requisitos de 11.9.4
- Las dimensiones de las cubreplacas se calcularán para resistir el momento máximo probable en la cara de la columna que se determina con la ec. 11.9.9.3.1. Se deberá revisar en la cubreplaca los estados límite de fluencia y fractura en tensión, bloque de cortante y pandeo por compresión
- Los tornillos deberán dimensionarse para resistir el momento máximo probable en la cara de la columna que se determina con la ec. 11.9.9.3.1. Se deberá revisar el estado límite de fractura por cortante en los tornillos ubicados entre los patines de la viga y la cubreplaca. Los tornillos que conectan el alma se deberán dimensionar para resistir el cortante que se origina por la plastificación de ambos extremos más el cortante gravitacional.

Comentario:

El capítulo 7.5 del AISC 358 (2022) presenta procedimientos para determinar el espesor de las cubreplacas y el diámetro de los tornillos como se indica en los dos últimos incisos.

11.9.9.7 Conexión con patines y alma soldada

11.9.9.7.1 En la conexión con patines y alma soldada, la rotación inelástica se desarrolla principalmente al deformarse la viga en la región adyacente a la cara de la columna. La falla de la conexión se controla mediante requisitos de detallado asociado a las soldaduras que unen los patines de la viga con el patín de la columna, las soldaduras que unen el alma de la viga con el patín de la columna y, la forma y acabado de los agujeros de acceso para la soldadura. En la fig. 11.9.9.7.1 se muestra una vista general de la conexión. Las conexiones con patines y alma soldada están precalificadas para su uso en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta ($Q = 4$) y marcos rígidos de ductilidad media ($Q = 3$).

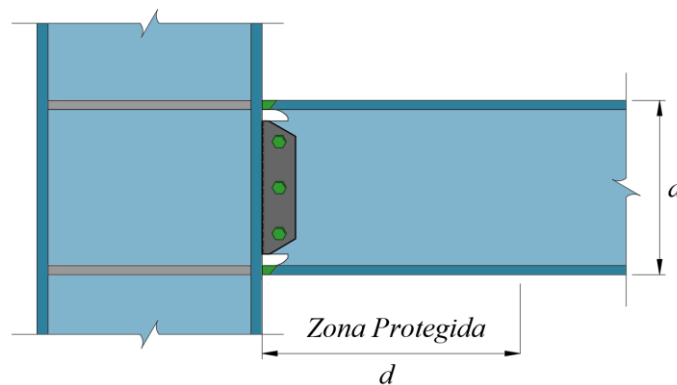


Figura 11.9.9.7.1 - Configuración de la conexión con patines y alma soldada

11.9.9.7.2 Las limitaciones que aplican para los elementos de la conexión, así como el procedimiento de fabricación y de diseño de la conexión, son los que se indican en el capítulo 8 de la especificación ANSI/AISC 358 con los siguientes requisitos complementarios adicionales.

11.9.9.7.3 Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las vigas deben ser miembros con perfiles laminados IR o secciones IS armadas que cumplan con los requisitos de 11.9.9.2.1
- b) El peralte máximo de la viga para perfiles laminados IR y secciones armadas IS se limitará a 914 mm
- c) El peso máximo de la viga se limitará a 224 kg/m
- d) El espesor máximo de los patines de la viga se limitará a 25 mm
- e) La relación claro/peralte de la viga se limitará de la siguiente manera:
 - 1) Para marcos rígidos de ductilidad alta ($Q=4$), 7 o mayor
 - 2) Para marcos rígidos de ductilidad media ($Q=3$), 5 o mayor
- f) La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de 16.1.7.
- g) Los soportes laterales en vigas se proporcionarán de la siguiente manera:
 - 1) Los soportes laterales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.2.3. Para satisfacer los requisitos sobre soporte lateral en vigas en articulaciones plásticas, se deben proporcionar soportes laterales suplementarios en los patines de la viga superior e inferior, y deben ubicarse a una distancia de d a $1.5d$ desde la cara de la columna (donde d es el peralte de la viga). No se colocará ningún soporte lateral a la viga en la región que se extiende desde la cara de la columna hasta una distancia d medidos a partir de la cara de la columna
 - 2) Para sistemas de ductilidad alta y media, donde la viga soporta una losa de concreto que está conectada en las zonas protegidas con conectores de cortante colocados a una distancia máxima de 300 mm entre centros, el soporte suplementario en el patín superior e inferior en la articulación plástica no es requerido.
- h) La zona protegida consistirá de la porción de viga entre el patín de la columna y una distancia igual que un peralte de la viga, d , medido desde el paño de la columna.

11.9.9.7.4 Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las columnas deberán ser miembros con perfil laminado IR o con las secciones armadas permitidas en 11.9.9.2.2
- b) La viga deberá ser conectada al patín de la columna
- c) El peralte máximo de columnas con perfil laminado IR, o bien, con secciones armadas IS o IC, se limitará a 914 mm. Las columnas cajón armadas no deben tener un ancho o peralte superior a 610 mm
- d) No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas
- e) No hay requisitos adicionales para el espesor de los patines
- f) Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- g) Los soportes laterales de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.2.1.5.1.

11.9.9.7.5 Requisitos complementarios:

- a) La unión de los patines de la viga a los patines de la columna deberá satisfacer los siguientes requisitos:
 - 1) Los patines de las vigas se deberán soldar con los patines de las columnas mediante soldaduras de penetración completa que deberán cumplir los requisitos para soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b
 - 2) Las características de los agujeros de acceso deberán cumplir los requisitos de 11.1.10.
- b) Se deberá proveer de una placa de cortante con un espesor igual o mayor que el espesor del alma de la viga. Las dimensiones de la placa de cortante deberán cumplir con las relaciones indicadas en la fig. 11.9.9.7.5. La placa de cortante se deberá soldar al patín de la columna. La soldadura entre la placa y la columna se deberá diseñar por capacidad con una resistencia mayor que $h_p t_p (0.6R_y F_{yp})$, donde h_p y t_p son la altura y espesor de la placa de cortante, respectivamente. La placa de cortante se deberá soldar al alma de la viga como se muestra en la fig. 11.9.9.7.5 mediante soldadura de filete con un espesor igual que espesor de la placa menos 2 mm
- c) Se permite el uso de tornillos de montaje posicionados en agujeros estándar
- d) Se deberá soldar el alma de la viga con el patín de la columna mediante soldadura de penetración completa. Esta soldadura deberá tener la longitud total del alma entre agujeros de acceso y cumplir con los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicada en 11.9.3.b

Comentario:

Los requisitos de precalificación de esta conexión requieren dos soldaduras sobre el alma de la viga. La primera se realiza entre la placa de cortante y el alma de la viga. La segunda corresponde con la soldadura del alma de la viga con el patín de la columna. De acuerdo con el AISC 358 (2022) esta doble unión del alma reduce el esfuerzo axial en las soldaduras de los patines.

e) Se deberá de proveer de placas de continuidad de acuerdo con 11.9.4.

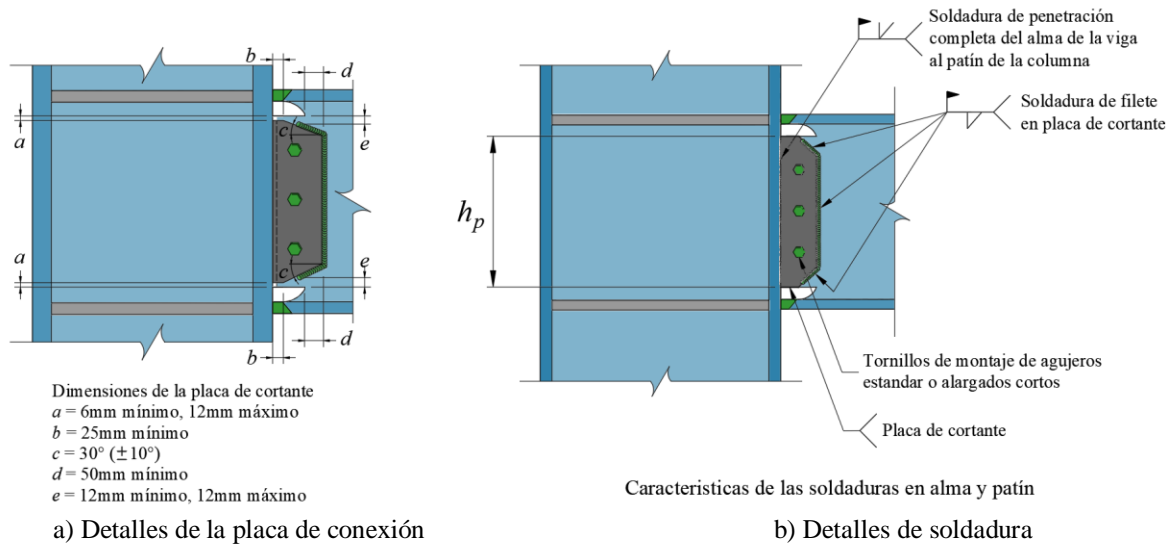


Figura 11.9.9.7.5 – Detalles de conexión de patines y alma soldada

Comentario:

Es necesario atender estrictamente los detalles de la placa de conexión y los requisitos definidos en 11.1.10 agujeros de acceso para las soldaduras, las consecuencias por la falta de atención conducen a una concentración de daño que reduce la capacidad inelástica como se ha demostrado analítica y experimentalmente (e.g. Tapia et al. 2020; Santiago y Tapia 2022).

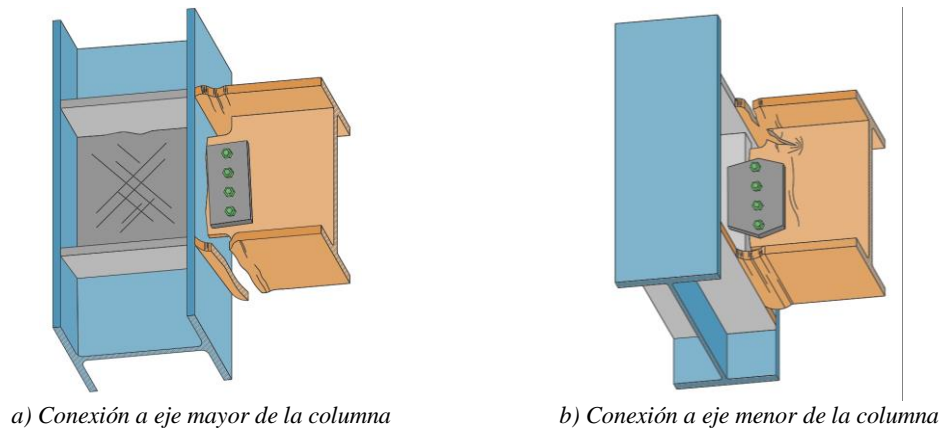


Figura C11.9.9.7.5 – Trayectorias del daño (adaptada de Tapia et al. 2020)

11.9.9.8 Conexiones con diafragmas interiores, exteriores y atravesados

11.9.9.8.1. Estas conexiones consisten en vigas de sección I que se conectan con columnas PTE de sección hueca y que cuentan con diafragmas interiores (fig. 11.9.9.8.1a), con diafragmas atravesados (fig. 11.9.9.8.1b), o con diafragmas exteriores (fig. 11.9.9.8.1c). Estas conexiones son precalificadas para su uso en sistemas con marcos de ductilidad alta ($Q = 4$) y con marcos de ductilidad media ($Q = 3$).

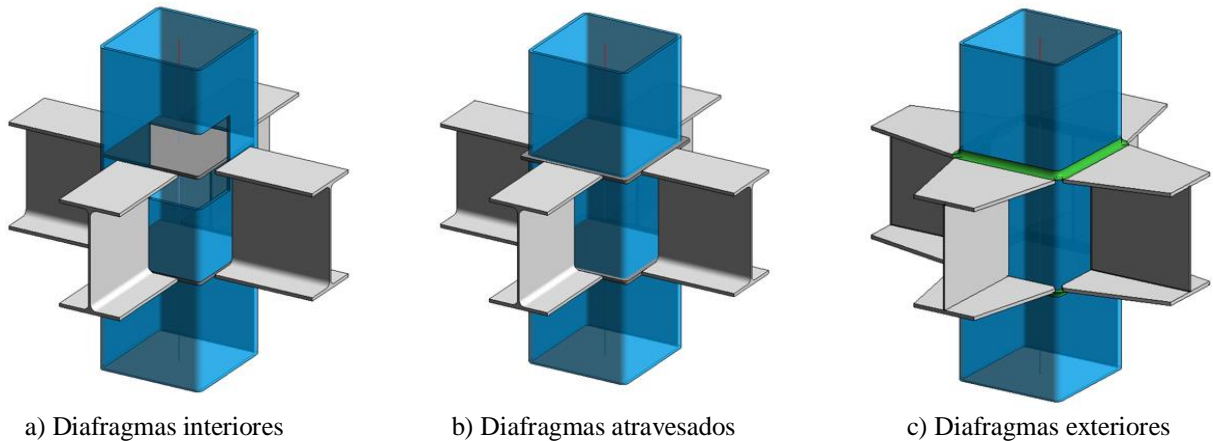


Figura 11.9.9.1 – Conexiones entre viga IR a columna hueca OR

11.9.9.2 Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las vigas deben ser miembros con perfiles laminados IR o secciones IS armadas que cumplan con los requisitos de 11.9.9.2.1
- b) El peralte máximo de la viga para perfiles laminados IR y secciones armadas IS se limitará a 610 mm
- c) El peso máximo de la viga se limitará a 195 kg/m
- d) El espesor máximo de los patines de la viga se limitará a 25 mm
- e) La relación claro/peralte de la viga se limitará de la siguiente manera:
 - 1) Para marcos rígidos de ductilidad alta ($Q = 4$), 7 o mayor
 - 2) Para marcos rígidos de ductilidad media ($Q = 3$), 5 o mayor
- f) La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- g) Los soportes laterales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.2.3
- h) La zona protegida en conexiones con diafragmas interiores y atravesados es la porción de viga entre el patín de la columna y una distancia igual que un peralte de la viga, d , medido desde el paño de la columna. La zona protegida en conexiones con diafragmas exteriores es igual que la longitud del diafragma medido desde el paño de la columna.

11.9.9.3 Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las columnas deberán ser miembros PTE con secciones huecas OR u OC permitidas en 11.9.9.2.3
- b) El peralte máximo de columnas se limitará a 559 mm para perfiles OR y 610 mm para perfil OC
- c) No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas
- d) No hay requisitos adicionales para el espesor de las paredes de la sección
- e) Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- f) Los soportes laterales de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.2.1.5.1.

11.9.9.4 Requisitos complementarios:

- a) Los diafragmas deberán tener un espesor igual o mayor que el espesor de los patines de las vigas que se conectan, y se deberán soldar a la columna a la altura de los patines de las vigas con soldaduras de penetración completa que cumplan los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b
- b) Para fabricar la conexión con diafragmas interiores y atravesados se requiere cortar la columna a la altura de las vigas que se conectan para colocar los diafragmas y, una vez soldados, se tendrá que unir la columna con soldaduras de penetración completa que cumplan los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b
- c) Los diafragmas atravesados deben sobresalir al menos 25 mm de la cara exterior de la columna
- d) Los diafragmas exteriores se pueden armar con placa en una sola pieza, o bien, emplear placas segmentadas con dos o cuatro piezas que deberán unirse entre ellas mediante soldadura de penetración completa que cumpla los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b. En cualquier caso, la placa o placas que formen el diafragma

exterior deberán tener un ancho mayor que la columna hueca para rodear todo su perímetro exterior con al menos 100 mm en las esquinas o en las zonas cercanas a dos vigas adyacentes medidos desde la cara de la columna

Comentario

Placas con un ancho igual o menor que el ancho o diámetro de la columna que no rodeen todo el perímetro exterior de la columna hueca no se pueden considerar diafragmas exteriores.

- e) En conexiones con diafragmas interiores y atravesados se deberá soldar el alma de la viga a la columna mediante soldadura de penetración completa que cumplan los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b. Se permite soldar con filete una placa de cortante a la columna para facilitar el montaje, la cual puede servir como placa de respaldo para soldar el alma de la viga con la columna
- f) En conexiones con diafragmas exteriores se deberá soldar una placa vertical (o alma) con los diafragmas para formar un muñón armado de sección I. Todas las soldaduras entre diafragmas y alma, y entre muñón y columna, deberán ser soldadura de penetración completa que cumplan los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b
- g) Las dimensiones de los diafragmas se calcularán para resistir el momento máximo probable en la cara de la columna que se determina con la ec. 11.9.9.3.1.

Comentario.

Procedimientos de diseño de conexiones con viga IR a columna hueca OR u OC se pueden consultar en la norma de diseño para estructuras de acero del AIJ (2005) y la guía de diseño 9 del CIDECT (2004).

11.9.9.9 Procedimiento de calificación de conexiones

11.9.9.9.1 El propósito de las pruebas cíclicas que se describen en esta sección es proporcionar evidencia de que una conexión viga-columna satisface los requisitos de resistencia y distorsión que se indican en 11.9.9.1. para calificar su uso en marcos de ductilidad alta y media. Cualquier modificación del procedimiento de calificación deberá ser aprobado por la administración.

Comentario:

El procedimiento de calificación que se adopta en esta norma es el que se establece en la sección K2 del AISC 341 (2022), el cual se ha utilizado en varias pruebas de conexiones, por ejemplo, Tapia-Hernández et al. (2022), incluyendo las conexiones precalificadas que se describen en 11.9.9.4 a 11.9.9.7 de esta norma y que se adoptan del AISC 358 (2022).

11.9.9.9.2 Los especímenes de prueba deberán replicar, tanto como sea práctico, las condiciones reales (materiales, secciones, cargas, miembros, elementos de conexión, detallado, etc.) que presenta la conexión en el sistema estructural durante un sismo. Los especímenes de prueba deberán tener las siguientes características:

- a) El espécimen consistirá en al menos una columna y vigas conectadas en uno o ambos lados de la columna
- b) Los puntos de inflexión en el espécimen deberán coincidir con los puntos de inflexión del sistema ante fuerza sísmica
- c) Se permite arriostramiento lateral en el espécimen cerca de los puntos de aplicación de carga o puntos de reacción según sea necesario para proporcionar estabilidad lateral. No se permite arriostramiento lateral adicional, a menos que repliquen arriostramientos laterales que se utilizarán en el sistema.

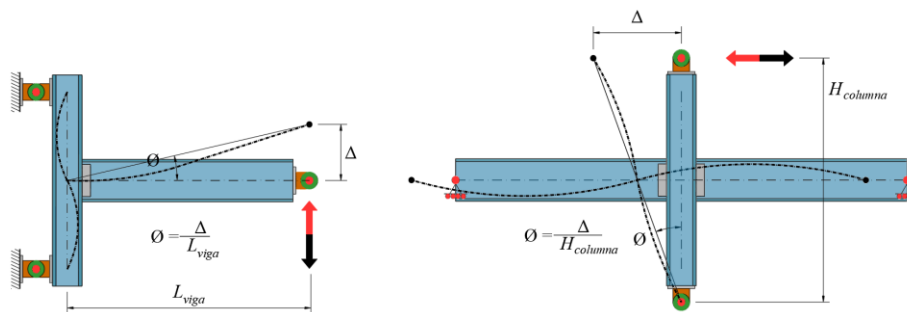


Figura 11.9.9.2. Rotación angular del espécimen

11.9.9.3 Para la calificación de conexiones viga-columna para uso en marcos de ductilidad alta y media, los especímenes se deberán someter al protocolo cíclico de calificación con un control del ángulo de distorsión, θ , impuesto en el espécimen conforme como se muestra en la fig. 11.9.9.2 y se especifica a continuación.

- a) 6 ciclos de $\theta = \pm 0.00375$ rad
- b) 6 ciclos de $\theta = \pm 0.005$ rad
- c) 6 ciclos de $\theta = \pm 0.0075$ rad
- d) 4 ciclos de $\theta = \pm 0.01$ rad
- e) 2 ciclos de $\theta = \pm 0.015$ rad
- f) 2 ciclos de $\theta = \pm 0.02$ rad
- g) 2 ciclos de $\theta = \pm 0.03$ rad
- h) 2 ciclos de $\theta = \pm 0.04$ rad
- i) Continuar con incrementos de $\theta = \pm 0.01$ rad y dos ciclos en cada paso.

11.9.9.4 Se permite aplicar un protocolo distinto al que se menciona, siempre y cuando se aplique una secuencia equivalente o más severa, o bien, con un número igual o mayor de ciclos en el rango inelástico.

Comentario

Esta Norma adopta el protocolo cíclico descrito en la Sección K2.4b del AISC 341 (2016), también conocido como el protocolo SAC (Krawinkler et al., 2000), debido a que se ha utilizado ampliamente para calificar una gran cantidad de conexiones viga-columna, como las conexiones precalificadas del AISC 358 (2016), por lo que se considera un estándar para pruebas experimentales de conexiones. Sin embargo, es posible aplicar otros protocolos cíclicos equivalentes, como por ejemplo los propuestos en los reportes ATC-24 (1994) o FEMA-461 (2007), o incluso otros con una secuencia equivalente o más severa.

11.9.9.5 El ensaye de las conexiones rígidas concluye cuando ocurre la fractura del acero, de los tornillos o de la soldadura, o bien, cuando la resistencia de la conexión, después de alcanzar su valor máximo, decae por debajo del 80 por ciento del momento plástico de la viga. Se considera que la conexión califica para su uso en marcos de ductilidad alta ($Q = 4$) cuando se completa el protocolo con los dos ciclos de $\theta = \pm 0.04$ rad y se cumplen los requisitos de 11.9.9.1.1. Se considera que la conexión califica para su uso en marcos de ductilidad media ($Q = 3$) cuando se completa el protocolo con los dos ciclos de $\theta = \pm 0.02$ rad y se cumplen los requisitos de 11.9.9.1.1.

11.9.9.6 El protocolo de calificación de conexiones con columnas cargadas ortogonalmente se deberá aplicar sobre ambos ejes. El protocolo se puede aplicar concurrente sobre ambos ejes, o bien, se puede aplicar alrededor de uno de los ejes mientras que sobre el eje ortogonal se aplica una carga de magnitud constante e igual que la fuerza esperada de la viga conectada en el eje ortogonal. Se permite aplicar un protocolo distinto al que se menciona cuando se demuestre que la secuencia es equivalente o más severa.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

12. TRABES ARMADAS

Este capítulo se aplica a traves armadas que se emplean cuando se tienen que salvar claros grandes, soportar cargas intensas o resistir una combinación de claros y cargas importantes, por lo que se requieren resistencias, o rigideces, que no pueden obtenerse, de manera económica, con perfiles I laminados.

Una trabe armada se define como un miembro en flexión, de sección I o en cajón, que tiene un plano de simetría en el que están las cargas y el eje del alma, con patines iguales o desiguales, y un alma delgada, de resistencia limitada por pandeo por flexión, cortante, inestabilidad del alma por su esbeltez, falta de capacidad para resistir cargas concentradas, etc.

La diferencia en su comportamiento entre una trabe armada y una viga I, o hechas con placas relativamente gruesas, proviene de que el alma es una placa delgada y de gran peralte, muy esbelta, de tal forma que se maximice la resistencia a flexión. El alma por su gran esbeltez, puede presentar diversas formas de pandeo o de disminución de capacidad.

Este capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 12.1 Estados límite de resistencia
- 12.2 Estados límite de servicio.

12.1 Estados límite de resistencia

12.1.1 En el diseño de traves armadas se deberán verificar al menos los siguientes estados límite de resistencia, los cuales se definen a continuación con su respectiva referencia a esta misma norma:

Tabla 12.1.1 - Definición de estados límite de resistencia para la revisión de traves armadas

	Estado límite de resistencia	Especificación
1	Pandeo lateral por flexotorsión ^[1]	7.3.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$
2	Pandeo local del patín comprimido ^[2]	7.4.4 Pandeo local del patín comprimido
3	Reducción del momento resistente por esbeltez del alma ^[3]	7.5 Miembros de sección IE, IR, IS de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia
4	Proporciones de vigas laminadas y traves armadas	7.13.1 Proporciones de vigas laminadas y traves armadas
5	Flujo plástico local del alma ocasionado por fuerzas concentradas ^[5]	11.8.3 Flujo plástico local del alma
6	Abollamiento (cripling) local de almas ^[5]	11.8.4 Doblez (<i>cripling</i>) local del alma
7	Pandeo del alma con desplazamiento lateral ^[6]	11.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral
8	Cortante ^[7]	8 Miembros en cortante
9	Flexión y cortante combinados ^[8]	9.3 Miembros en flexión y cortante combinados

Comentario:

^[1] Es necesario identificar los puntos de soporte lateral de la trabe armada.

^[2] En traves armadas no se recomienda utilizar patines tipo 4, si es el caso, se requiere tomar en cuenta la disminución de la resistencia.

^[3] Cuando el alma es muy esbelta no se puede desarrollar el diagrama de esfuerzos de Navier en la zona de compresión dado que el alma por su esbeltez no puede resistir la compresión al pandearse.

^[4] Al flexionarse la viga, el patín en compresión ejerce una presión en el alma la cual puede producir que esta se pandee. Por lo tanto, se limita la relación ancho/grueso.

^[5] En función de la esbeltez del alma y de la magnitud de la carga concentrada se puede presentar el estado límite de flujo plástico del alma, o bien, doblez. Si se colocan atiesadores con capacidad adecuada en la posición de las

cargas concentradas estos estados límite no aplican, tomando en cuenta que cuando la carga es móvil (grúas viajeras) esto no es factible.

^[6] *Cuando el desplazamiento lateral relativo entre el patín cargado en compresión y el de tensión, no está restringido en el punto de aplicación de una carga concentrada, es factible que el patín en tensión salga del plano en función de la esbeltez del alma. Este estado límite se puede resolver ya sea colocando arriostramiento lateral en ambos patines, o bien, colocando atiesadores.*

^[7] *La resistencia a cortante será proporcionada por la capacidad del alma, con o sin atiesadores, y con o sin la contribución del campo de tensión diagonal.*

^[8] *En traves armadas simplemente apoyadas el cortante máximo se presenta en los apoyos y la flexión en la parte central, por lo que, no suele haber reducción de la capacidad a flexión o cortante por su interacción. En traves armadas continuas hay que tomarlo en cuenta en los apoyos intermedios donde la flexión y el cortante son máximos.*

12.2 Estados límite de servicio

12.2.1 En el diseño de traves armadas se deberán verificar al menos los siguientes estados límite de servicio, los cuales se definen a continuación con la referencia a la norma:

Tabla 12.1.1 – Definición de estados límite de servicio para la revisión de traves armadas

Estado límite de servicio	Norma o Capítulo
Deflexión ^[1]	NTC-Criterios
Fatiga ^[2]	Capítulo 18

Comentario:

^[1] *Se deben cumplir los límites, tanto en etapa de construcción como en servicio, definidos en la NTC-Criterios*

^[2] *La fatiga se define como un estado límite de servicio*

Espacio en blanco dejado de manera intencional

13. PLACAS BASE Y SISTEMAS DE ANCLAJE

En este capítulo se definen los parámetros y especificaciones para el diseño de placas base sujetas a carga axial de tensión y compresión, así como, para elementos que trabajan bajo cargas combinadas y su correspondiente sistema de anclaje. El capítulo está organizado como sigue:

- 13.1 Diseño de placas base
- 13.2 Resistencia en flexión de la placa base
- 13.3 Resistencia al aplastamiento del concreto
- 13.4 Resistencia del sistema de anclaje
- 13.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje
- 13.6 Interacción cortante y tensión en el sistema de anclaje.

Comentario:

Las conexiones de la placa de base de la columna son la interfaz entre la estructura de acero y la base de concreto. Estas conexiones se usan en estructuras para soportar cargas gravitacionales, sísmicas o de viento.

El diseño de placas base y sus anclas debe considerar los problemas de interacción con el concreto armado, lo cual hace que sea esencial que en los detalles de diseño se tengan en cuenta no solo los requisitos estructurales, sino también los requerimientos de constructibilidad, especialmente procedimientos y tolerancias de ajuste de las barras de anclaje. La importancia de la colocación precisa de las barras de anclaje es fundamental para una correcta ejecución de la estructura metálica y es recomendable que sea rectificadas topográficamente.

Existen diversas configuraciones geométricas para las placas base, las cuales tienen la función de transmitir las acciones entre los elementos de acero (columnas) y elementos de concreto. Es necesario que las placas base tengan una geometría adecuada para la correcta transmisión de las fuerzas a las anclas y a los elementos de cimentación. Las anclas pueden estar sujetas a esfuerzos de tensión y cortante, por lo que, se debe tomar en cuenta su interacción. En las fig. C13.1.a, C13.1.b y C13.1.c se muestran algunas configuraciones de placas base.

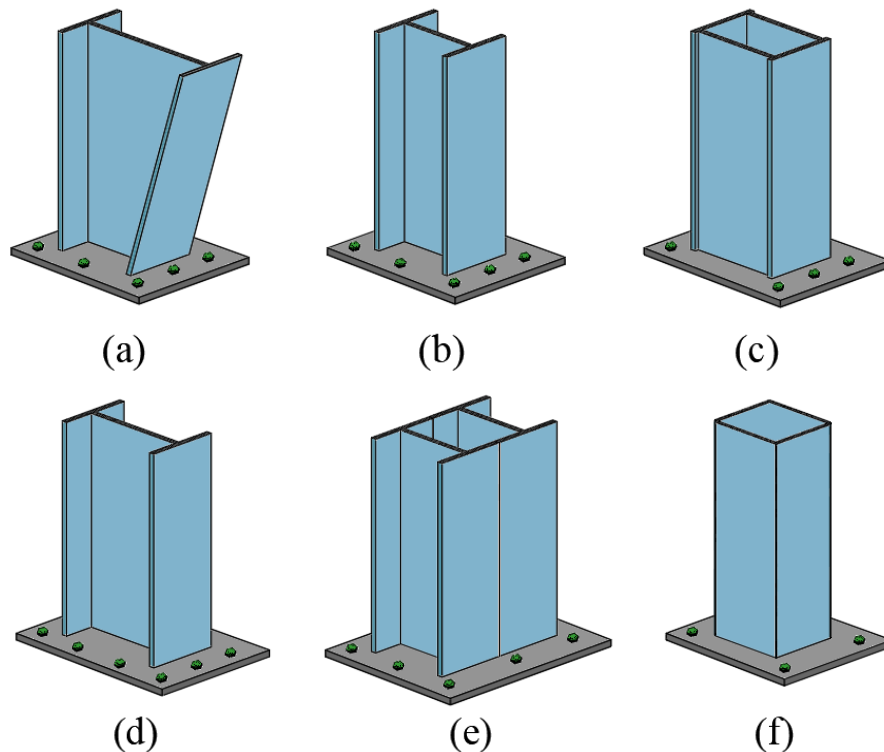


Figura C13.1.a - Configuración de placas base con anclas

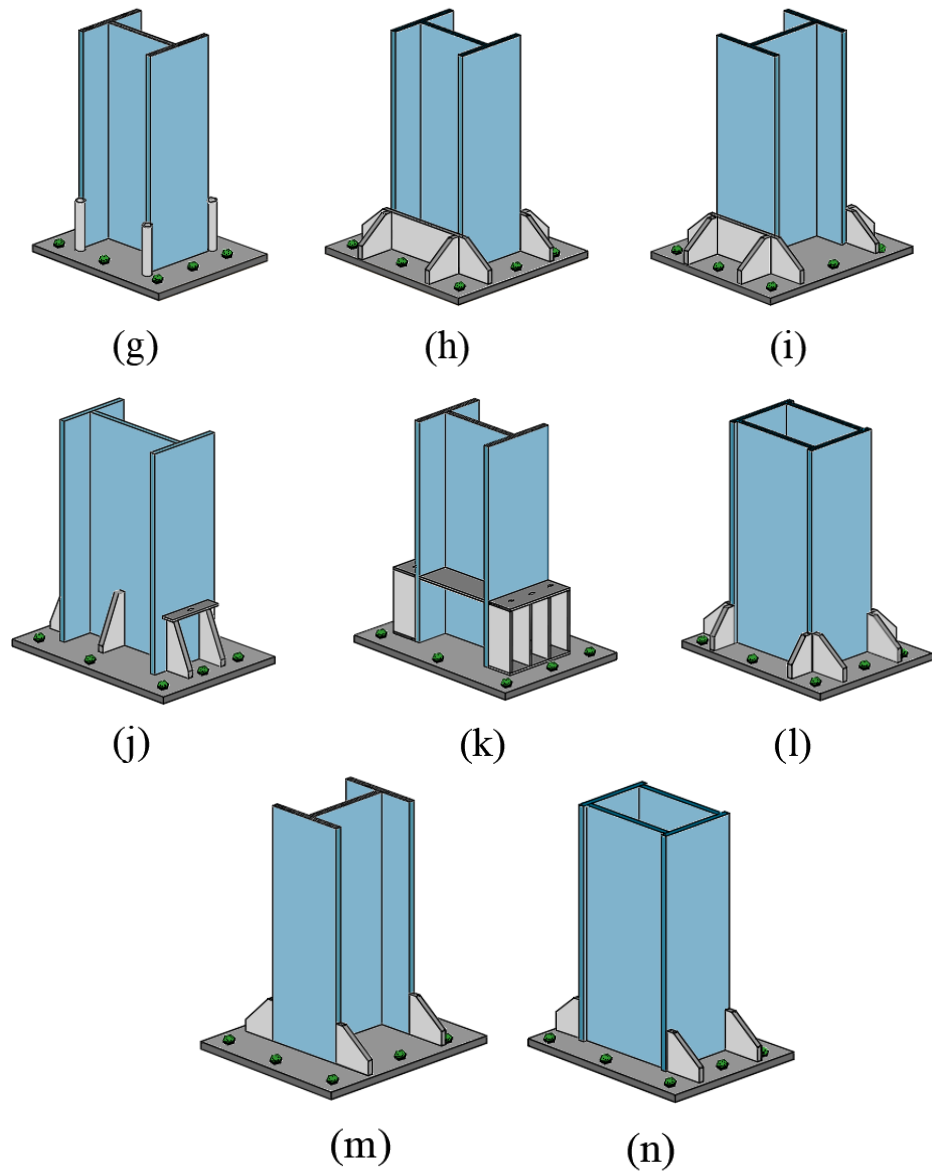


Figura C13.1.b - Configuración de placas base con anclas y cartabones

Espacio en blanco dejado de manera intencional

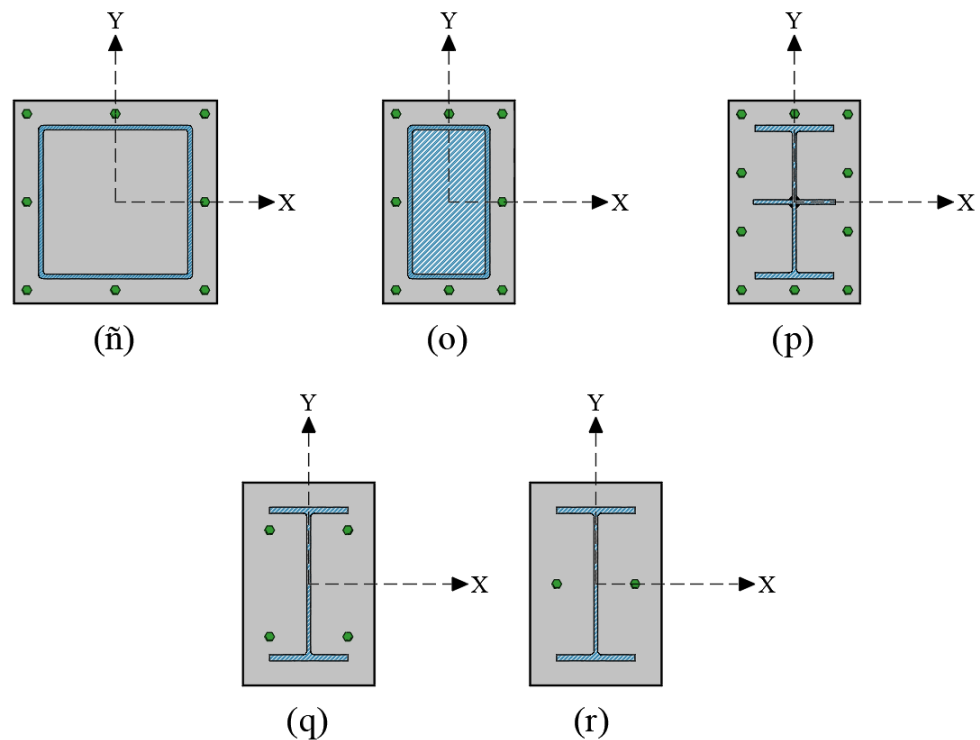


Figura C13.1.c - Configuración en planta de placas base

La unión del perfil metálico o columna con la placa base se realiza con soldadura, la cual debe ser diseñada para resistir las fuerzas de tensión y cortante actuante en la columna. Los cartabones tienen la función de rigidizar la placa, por lo cual habrá que analizar si conviene una placa más gruesa sin cartabones, o bien, una más delgada con ellos. En general resulta más económico colocar cartabones.

Dependiendo de la magnitud del momento que se desea transmitir a la cimentación será la configuración de las anclas, es conveniente notar que, si se emplea un número reducido de anclas, se reduce la eficiencia del empotramiento tendiendo a apoyos simples lo que se traduce en mayores desplazamientos laterales. Por ejemplo, en la fig. C13.1.c (r) no se transmite momento alrededor del eje X.

La fig. C13.1.d se nota el conjunto de elementos que forman parte del diseño de una placa base, y que detallan a continuación:

- a) Placa base: debe tener la rigidez adecuada para transferir los esfuerzos a las anclas, pudiendo tener cartabones que le proporcionen la rigidez necesaria.
- b) Ancla: debe ser diseñada para resistir las fuerzas de tensión y cortante.
- c) Tuercas: la tuerca es la forma de unión del ancla con la placa y deberá ser capaz de transferir al ancla la tensión generada. Se coloca una tuerca por la parte de abajo, generalmente en las anclas de las esquinas, cuya función es nivelar la columna antes de conectar los elementos superiores.
- d) Camisa: la camisa está formada por un tubo de pared delgada, el cual tiene como función aportar algunos milímetros de movilidad a la parte superior del ancla, esto servirá de tolerancia para que la placa base pueda colocarse adecuadamente y para poder transferir, de manera eficiente los esfuerzos de adherencia entre el ancla y el concreto al comenzar estos en la masa del concreto y no en el borde. Puede o no colocarse la camisa. La camisa solamente se puede colocar en aquellas anclas que transfieren la carga por adherencia y no por medio de un anclaje mecánico o gancho.
- e) Mortero de alta resistencia de contracción controlada (grout): se utiliza para rellenar el volumen entre la superficie del elemento de concreto y la placa base; su función es dejar un espacio para poder nivelar la columna y generar una superficie de contacto uniforme. Es recomendable hacer unas perforaciones a la placa base para permitir la salida del aire y garantizar un llenado pleno. Las resistencias a compresión del mortero (grout) puede oscilar entre 300 kg/cm^2 y 500 kg/cm^2 .

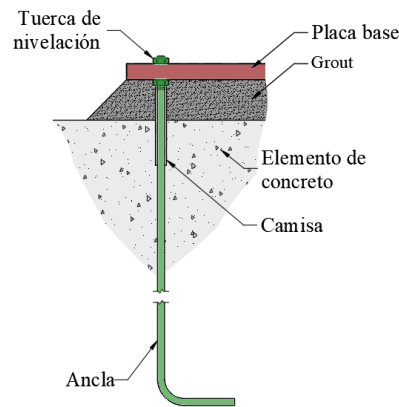


Figura C13.1.d - Elementos que forman una placa base y un ancla.

13.1 Diseño de placas base

13.1.1 En las placas base sujetas a compresión, cortante o flexión, o una combinación de esas acciones; se deben revisar los siguientes modos de falla:

- a) Aplastamiento del concreto que soporta la placa base
- b) Fluencia de la placa base por flexión
- c) Falla de la placa en cortante
- d) Falla por una combinación de tensión y cortante del anclaje.

13.1.1 Placas que trabajan a compresión axial (columnas de sección I o circular)

13.1.1.1 Cuando la placa base de una columna soporta solo compresión axial, sus dimensiones en planta deben ser suficientes para transmitir esa fuerza al concreto, sin exceder su resistencia ante el aplastamiento, y un espesor adecuado para evitar el estado límite de flujo plástico de la placa.

Comentario:

Para evitar el aplastamiento del concreto se debe incrementar la resistencia de este o el tamaño de la placa base para que el área de transmisión de la fuerza sea mayor y por ende disminuya el esfuerzo. Para que la placa base no fluya es necesario incrementar el esfuerzo de fluencia f_y del acero o el espesor de la placa, o bien, definir cartabones.

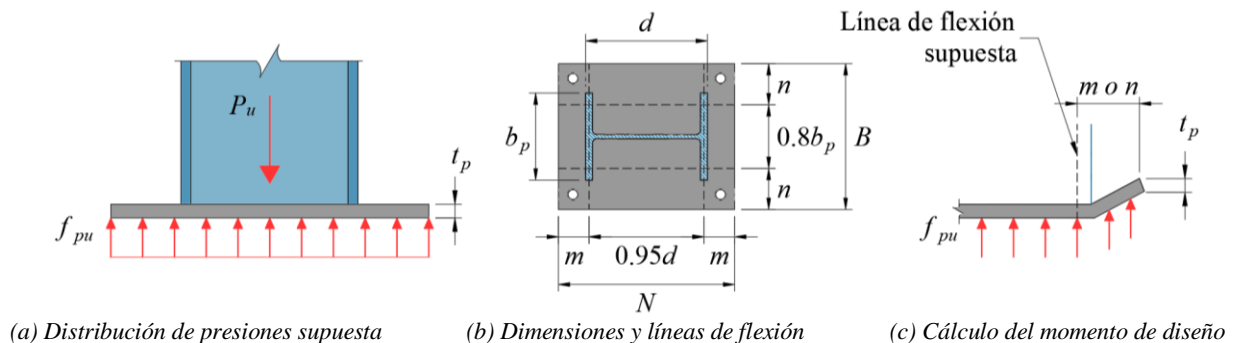


Figura 13.1.1.1 Parámetros para el diseño de una placa base en compresión axial

- a) Resistencia al aplastamiento del concreto: Para garantizar suficiente resistencia por aplastamiento, el área mínima de la placa para un elemento sometido a carga axial de compresión (fig. 13.1.1.1a) se determina:

13.1.1.1 Para $A_1 \leq A_2 < 4A_1$

$$A_{pl\ req} = \frac{1}{A_2} \left[\frac{P_u}{F_R(0.85f'_c)} \right]^2 \leq \frac{P_u}{F_R(1.7f'_c)} \quad (13.1.1.1)$$

13.1.1.2 Para $A_2 \geq 4A_1$

$$A_{pl\ req} = \frac{P_u}{F_R(0.85f'_c)} \quad (13.1.1.2)$$

$A_{pl\ req}$	área mínima de la placa
P_u	fuerza axial de compresión de diseño que actúa en la columna sobre la placa
F_R	factor de resistencia, igual que 0.60
A_1	área de la placa base
A_2	área del dado de apoyo de la placa

13.1.1.3 Por otra parte, las dimensiones mínimas de la placa base (fig. 13.1.1.1.b) se establecen:

$$N = \sqrt{A_{pl\ req}} + \Delta \quad (13.1.1.3.a)$$

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8b_p) \quad (13.1.1.3.b)$$

$$B = \frac{A_{pl\ req}}{N} \quad (13.1.1.3.c)$$

B	ancho de la placa base
N	longitud de la placa base
b_p	ancho del patín de la columna
d	peralte del perfil de la columna

Comentario:

Obtenida el área de placa requerida, se dimensiona la placa, que dependerá de la forma del perfil que soportará. Para considerar la forma del perfil de la columna, se emplea el factor de incremento de longitud de la placa base Δ , el cual contempla la relación del peralte d y ancho del patín b_p del perfil de la columna, y se obtiene empleando la ec. (13.1.1.3.b). Los valores de N y B que se dan con las ecs. 13.1.1.3.a, y 13.1.1.3.c son las dimensiones mínimas de la placa base, sin embargo, deben ajustarse para que el perfil queda adecuadamente y se cumplan las distancias mínimas al borde definidas en este Capítulo.

- b) Resistencia de la placa base: el grosor de la placa base t_p mínimo para cumplir con el estado límite de plastificación de la placa se determina por medio de la ec. 13.1.1.3.d:

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_u}{F_R F_{yp}}} \quad (13.1.1.3.d)$$

F_R	factor de resistencia, igual que 0.90
F_{yp}	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la placa.
M_u	momento de diseño máximo actuante en la placa debido a la carga axial.

Comentario:

En esta ecuación el espesor se obtiene a partir del momento plástico de la placa para un ancho unitario b por medio de la expresión $M_p = F_R Z_x F_y$.

M_p momento plástico de la sección
 Z_x módulo de sección plástica para secciones rectangulares calculado como $Z_x = bt^2/4$
 t espesor de la placa base

13.1.1.4 El momento de diseño de la placa debido a la carga axial M_u , se calcula por medio de la siguiente ec.:

$$M_u = f_{pu} \frac{l^2}{2} \tag{13.1.1.4.a}$$

f_{pu} es la distribución de presión uniforme calculada como $f_{pu} = P/BN$ y l es la longitud crítica de los valores de la placa base, igual que el valor máximo de las longitudes: m, n o n' calculadas para miembros de sección transversal I o H:

$$m = 0.5(N - 0.95d) \tag{13.1.1.4.b}$$

$$n = 0.5(B - 0.8b_p) \tag{13.1.1.4.c}$$

$$n' = 0.25\sqrt{db_p} \tag{13.1.1.4.d}$$

13.1.1.5 Para perfiles OR rectangulares, en el segundo término de m y n se emplea $0.95d$ y $0.95b_p$; en perfiles circulares se usará $0.80D$, donde D es el diámetro exterior del perfil.

Comentario:

El momento de diseño se obtiene empleando la ec. 13.1.1.4.a, de momento de una viga empotrada en voladizo, donde f_{pu} es la distribución de presión uniforme y l es la distancia del borde del perfil al de la placa.

13.1.1.6 Durante el montaje deben colocarse por lo menos 4 anclas de 19 mm ($3/4''$) cerca de las esquinas de la placa.

Comentario:

Aunque por resistencia las anclas no son necesarias cuando solo hay compresión, por seguridad durante el montaje deben colocarse un número adecuado de anclas y ubicadas de forma simétrica para evitar excentricidades durante esta etapa, las anclas colocadas deberán satisfacer las separaciones mínimas al borde de la placa y del dado de concreto.

13.1.2 Placas que trabajan en tensión axial

13.1.2.1 La resistencia de las placas que trabajan únicamente bajo tensión axial se proporciona por medio de las anclas (fig. 13.1.2.1). La placa base deberá dimensionarse para transmitir la carga a todas las anclas.

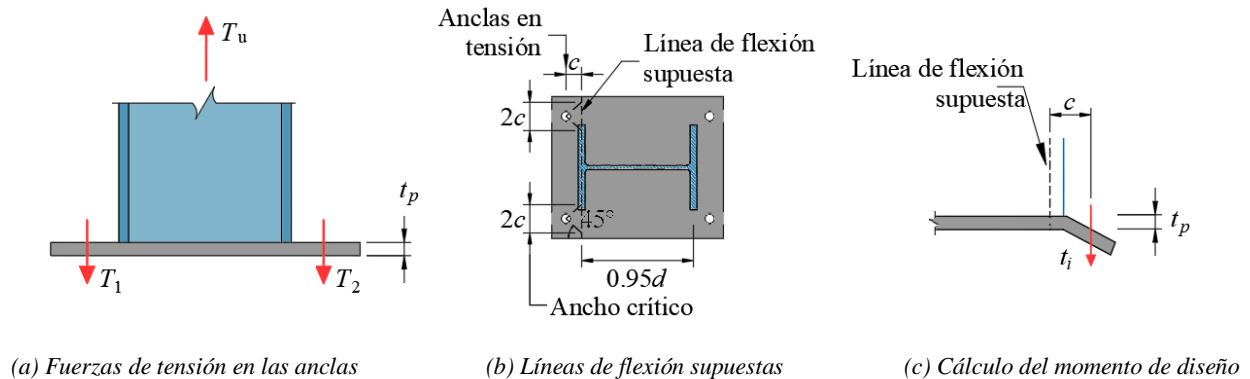


Figura 13.1.2.1 – Parámetros para el diseño de placas en tensión

Comentario:

Cuando hay tensión, la placa base funcionará como un diafragma el cual debe tener la capacidad de transmitir la fuerza a las anclas, por lo que, se debe diseñar para que tenga la rigidez y resistencia necesarias.

13.1.2.2 El número total de anclas n_a requerido para tomar la fuerza axial en tensión T_u se determina como:

$$n_a = \frac{T_u}{F_R(0.75F_uA_b)} \quad (13.1.2.2)$$

- T_u fuerza axial a tensión de diseño actuante en la base de la columna
 A_b área del vástago de un ancla
 F_R factor de resistencia, igual que 0.90
 F_u resistencia en tensión mínima especificada del material de las anclas

13.1.2.3 El número de anclas se debe distribuir de forma simétrica con respecto a la carga, no se permiten excentricidades de carga.

13.1.2.4 Las dimensiones mínimas de la placa base se determinan acorde con 13.1.1(a)

13.1.2.5 El grueso de la placa se determina con la ec. 13.1.1.3.d, el momento de diseño M_u para placas que trabajan a tensión (fig. 13.1.2.1.c) se calcula:

$$M_u = \frac{T_i c}{B} \quad (13.1.2.5)$$

- T_i fuerza axial T_1 o T_2 correspondiente a la fuerza tomada en cada extremo de la placa (fig. 13.1.2.1.a)
 c La mayor de las distancias obtenidas con las ecs. 13.1.1.5.a, a 13.1.1.5.c, menos la distancia del ancla al borde de la placa

Comentario:

Primeramente, se calcula el momento M_u utilizando la tensión de las anclas multiplicadas por la distancia c (ver fig. 13.1.2.1 (b)). La distancia c se puede calcular utilizando la mayor de las distancias m , n y n' obtenidas con las ecs. 13.1.1.5.a, 13.1.1.5.b, 13.1.1.5.c, y restándole la distancia del ancla hacia el borde de la placa, de ese modo, el momento M_u se calcula como la fuerza actuante en cada lado multiplicada por su brazo de palanca c . En acomodos simétricos de anclas T_1 se toma igual que $T_u/2$, una vez obtenido el momento M_u se puede utilizar la ec. 13.1.1.3.d.

La distancia B en la ec. 13.1.2.5 considera cuando se está revisando la deflexión en la dirección N , en caso de hacer la revisión en el otro sentido, se sustituye B por N .

13.1.2.6 Deberá verificarse la resistencia de la soldadura para transmitir los esfuerzos generados por la fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna.

Comentario:

La resistencia de la soldadura de la columna a la placa base debe ser capaz de resistir las tensiones del elemento y puede ser consultada en el apartado 11.2 de esta Norma. Los casos más comunes de soldaduras de placa base a columnas son de penetración completa (las soldaduras de penetración parcial no son adecuadas en zona sísmica), de filete o una combinación de ambas.

13.1.2.7 La resistencia del concreto ante las demandas de tensión se determina acorde con la 13.4.3 a 13.4.5 del presente Capítulo y está relacionada con la capacidad de las anclas.

13.1.2.8 En caso de que la resistencia del concreto no sea adecuada, se debe aumentar la longitud del anclaje, la separación entre anclas, la distancia al borde o una combinación de estas.

Comentario:

Para determinar la resistencia del concreto se revisan los estados límite de arrancamiento de las anclas, desprendimiento del cono de concreto en tensión o separación al borde.

En caso que, la resistencia no sea adecuada se debe aumentar la longitud del anclaje y/o la separación entre anclas y la distancia a los bordes.

13.1.3 Resistencia de placas que trabajan a fuerza cortante

13.1.3.1 La transferencia de la fuerza cortante V_u de la columna a la cimentación será por alguno de los siguientes mecanismos:

- a) Por fricción entre la placa base y la superficie de concreto
- b) Por aplastamiento de la placa base
- c) Por cortante directo en las anclas.

13.1.3.2 Transferencia por fricción directa. Este mecanismo de transferencia se genera por el contacto entre la superficie de la placa base y la superficie del mortero o concreto (fig. 13.1.3.2). Solo se podrá considerar cuando no existan fuerzas de tensión en la base de las columnas. La resistencia en cortante se determina como:

$$R_n = F_R \mu P_u \leq 0.2 F_R f'_c A_c \tag{13.1.3.2}$$

- F_R factor de resistencia igual que 0.75
- R_n resistencia nominal a cortante
- P_u fuerza axial de compresión de diseño
- μ coeficiente de fricción, se toma igual que 0.55 para acero sobre mortero de baja contracción (*grout*), y 0.70 para acero sobre concreto
- A_c área de la superficie de contacto entre la placa base y el mortero de relleno o la superficie de concreto

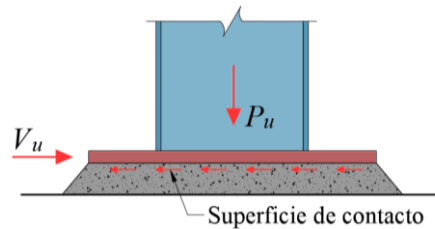


Figura 13.1.3.2 - Transmisión de cortante por fricción

Comentario:

Este mecanismo depende en gran medida de la carga axial de compresión P_u que tenga la columna. No es válido cuando existan tensiones, ya que, no se puede formar el mecanismo de fricción y, por tanto, la placa no tiene capacidad a fuerzas horizontales.

13.1.3.3 Resistencia por aplastamiento del concreto. Este mecanismo se refiere a la fuerza resistente debida al aplastamiento del concreto por arriba de la placa base si esta se encuentra embebida en el concreto o el aplastamiento del concreto por debajo de la placa base si se emplean llaves de cortante (fig. 13.1.3.5 y 13.1.3.6).

13.1.3.4 Cuando la placa está embebida en el concreto (fig.13.1.3.5) la resistencia se calcula como:

$$R_n = R_{ap} + R_{vc} \tag{13.1.3.4.a}$$

$$R_{ap} = 0.55 f'_c A_{ap} \tag{13.1.3.4.b}$$

$$R_{vc} = F_R K_c (N_y - P_u) \tag{13.1.3.4.c}$$

- F_R factor de resistencia, igual que 0.75
- A_{ap} área de contacto lateral de la columna y la placa base contra el concreto
- N_y resistencia en tensión de las anclas en tensión, igual que $n A_b F_y$
- P_u carga axial de diseño, positiva para tensión y negativa para compresión
- R_{ap} resistencia al aplastamiento del concreto sobre la placa base
- R_{vc} resistencia del sistema de anclaje
- K_c se tomará igual que 1.60

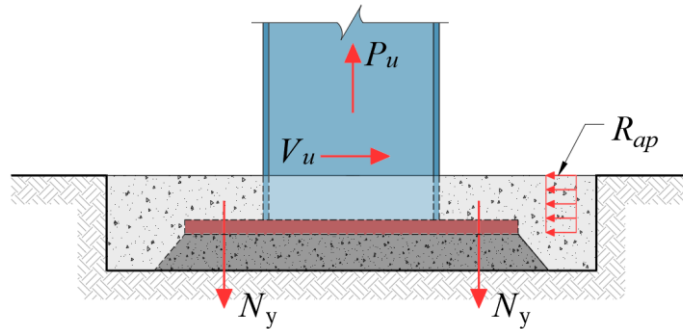


Figura 13.1.3.5 - Transferencia de la fuerza cortante por aplastamiento en placa base y la columna metálica

13.1.3.5 Si se utiliza una o más llaves de cortante (fig. 13.1.3.6) la resistencia lateral se determina:

$$R_n = R_{va} + R_{ve} \tag{13.1.3.5.a}$$

$$R_{va} = F_R (1.3f'_c A_l) \tag{13.1.3.5.b}$$

- F_R factor de resistencia, igual que 0.60
- A_l área de contacto entre la llave de cortante y el concreto de la cimentación
- R_{va} resistencia de la o las llaves de cortante

13.1.3.6 Las dimensiones de las llaves de cortante se determinan considerándolas como secciones en voladizo, con la fuerza producida por el aplastamiento que se genera entre ellas y el concreto (fig. 13.1.3.6).

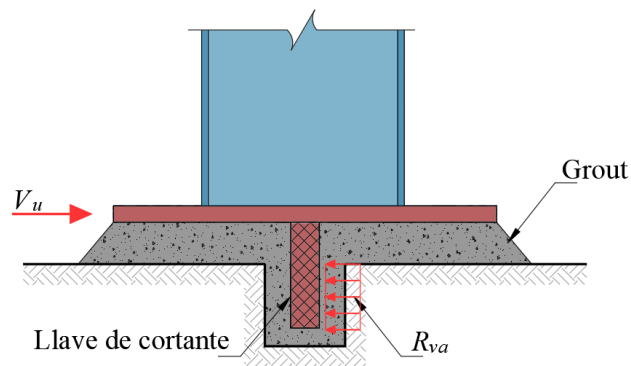


Figura 13.1.3.6 - Transmisión de la fuerza por medio de una llave de cortante

13.1.3.7 Cuando la llave de cortante se encuentra cerca de un borde libre del concreto se debe hacer la revisión de la resistencia en tensión del concreto, considerando el área proyectada lateralmente en un plano de 45 grados desde los bordes de la llave menos el área de ésta. La resistencia de la llave de cortante debe de tener la rigidez y resistencia adecuada para transferir las fuerzas, así como, garantizar su conexión adecuada con la placa base (fig. 13.1.3.7).

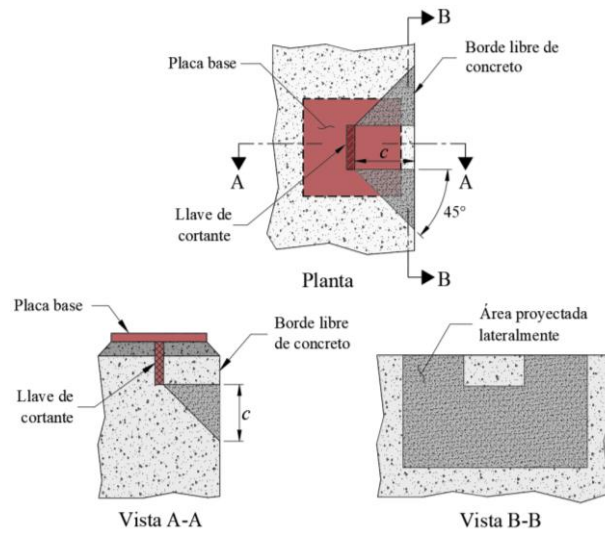


Figura 13.1.3.7 - Resistencia a tensión del concreto

13.1.3.8 La resistencia a tensión del concreto será igual que:

$$0.33F_R\sqrt{f'_c}$$

$$(1.06F_R\sqrt{f'_c})$$
(13.1.3.8)

Factor de resistencia, F_R , se toma igual que 0.75

Comentario:

Este mecanismo requiere que la columna y la placa base estén embebidas dentro de los elementos de concreto de apoyo, o en su caso, colocar placas por debajo de la placa base para formar llaves para transmitir el cortante hacia el concreto (fig. 13.1.3.6).

13.1.3.9 Resistencia por cortante directo en las anclas. Cuando la fuerza cortante se toma únicamente por las anclas, se debe revisar la resistencia en cortante como se define en 13.5.

Comentario:

Cuando las fuerzas de cortante son de una magnitud significativa o existen tensiones en las columnas, se requiere colocar anclas que resistan la tensión y el cortante. Dichos elementos deben ser revisados por las dos fuerzas en conjunto, además de revisar la resistencia del concreto. En resumen, la resistencia a cortante se obtiene de la suma de todas las resistencias: anclas, llaves de cortante y aplastamiento.

Se deberán determinar las dimensiones de la placa base, su espesor y la soldadura necesaria para transferir la fuerza de cortante al apoyo de concreto.

13.1.4 Placas que trabajan bajo momento flexionante y carga axial

13.1.4.1 La resistencia de las placas que trabajan bajo cargas combinadas dependerá de la excentricidad e calculada como la relación entre el momento actuante en la base de la columna entre la carga axial ($e = M/P_u$) respecto a la excentricidad crítica e_{crit} (fig. 13.1.4.2) la cual se determina con la ec.:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2Bf_{pu}}$$
(13.1.4.1)

f_{pu} es la resistencia al aplastamiento del concreto, que se determina de acuerdo con 13.3.

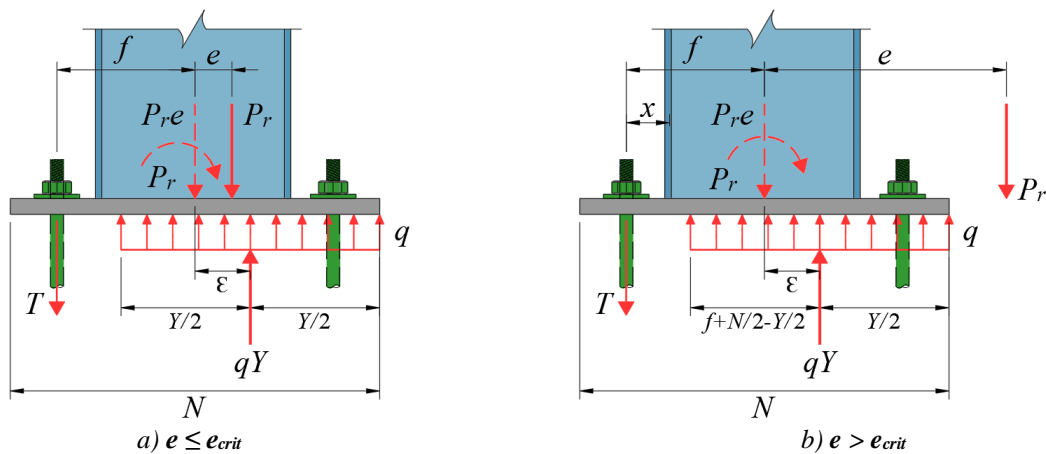


Figura 13.1.4.1 - Parámetros para el diseño de una placa base en flexocompresión

Comentario:

Cuando la excentricidad generada por el momento flexionante y la carga axial es menor que e_{crit} , solo se revisa el estado límite de aplastamiento del concreto. Cuando es mayor que e_{crit} , se revisa, además, la fuerza de tensión en las anclas (fig. 13.1.4.1).

Se considera que la excentricidad es pequeña cuando es igual o menor que e_{crit} , y solo se toma en cuenta la resistencia en flexión de la placa. Si e es mayor e_{crit} , la resistencia en flexión de la placa no será suficiente por lo que es necesario incluir el aporte de las anclas en tensión para resistir las demandas a flexión.

Para obtener la longitud de aplastamiento del concreto Y , en cada caso, se considera una distribución de esfuerzos al aplastamiento uniforme.

13.1.4.2 El espesor de la placa base se calculará por medio de la ec. 13.1.1.3.d, tomando como momento último de diseño del determinado de la forma siguiente:

a) Cuando $e \leq e_{crit}$

Para $Y \geq l$

$$M_u = f_p \left(\frac{l^2}{2} \right) \tag{13.1.4.2.a}$$

Para $Y < l$

$$M_u = f_p Y \left(l - \frac{Y}{2} \right) \tag{13.1.4.2.b}$$

f_p es el esfuerzo de aplastamiento calculado como $f_p = P_u / BY$ y l es la longitud crítica en el voladizo de la placa base igual que el mayor de m o n obtenidos con las ecs. 13.1.1.4.b y 13.1.1.4.c.

La longitud de aplastamiento del concreto Y se determina con la ec.:

$$Y = N - 2e \tag{13.1.4.2.c}$$

b) Cuando $e > e_{crit}$

Para $Y \geq l$

$$M_u = f_{pu} \left(\frac{l^2}{2} \right) + \frac{T_i c}{B} \tag{13.1.4.2.d}$$

Para $Y < l$

$$M_u = f_{pu} Y \left(l - \frac{Y}{2} \right) + \frac{T_i c}{B} \quad (13.1.4.2.e)$$

La longitud de aplastamiento del concreto Y se determina con la ec.:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_u(e+f)}{Bf_{pu}}} \quad (13.1.4.2.f)$$

f es la distancia del centro de las anclas al centroide de la columna en la dirección en estudio (fig. 13.1.4.1)

En la ec. 13.1.4.2.d se deberá cumplir con la condición de la ec. 13.1.4.2.g, de lo contrario deberá incrementarse la dimensión de la placa.

$$\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 \geq \frac{2P_u(e+f)}{Bf_{pu}} \quad (13.1.4.2.g)$$

Por otra parte, la fuerza de tensión actuante en las anclas se calcula con la ec:

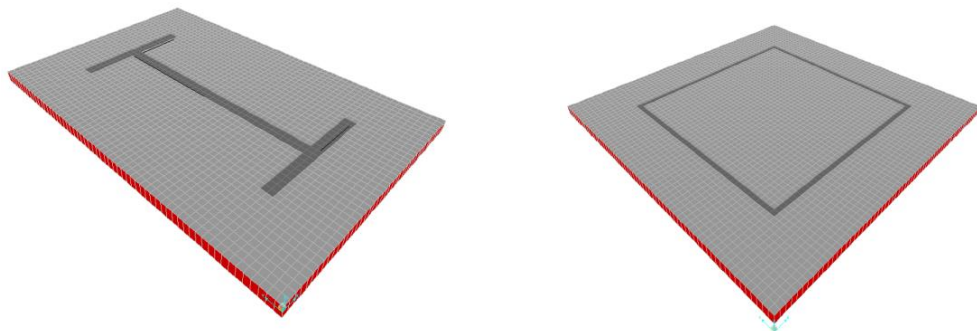
$$T_{ua} = Bf_{pu} Y - P_u \quad (13.1.4.2.h)$$

Comentario:

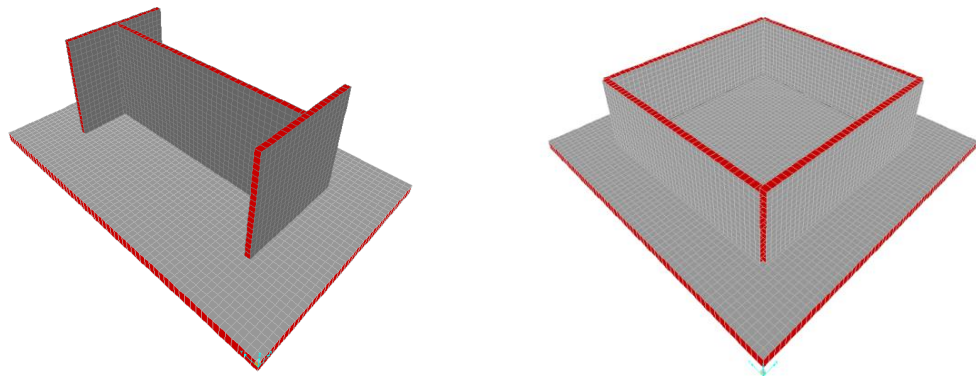
Para refinar el cálculo se debe establecer las zonas donde convenga colocar cartabones o se tengan dudas respecto a la placa diseñada. Una alternativa para diseñar la placa base bajo momento flexionante y carga axial, es haciendo un modelo con elementos finitos (tipo área). En las áreas donde se ubican los patines y almas de los perfiles de las columnas se deberá modelar una sección de ésta, con longitud suficiente para evitar los efectos de borde en el modelo (aproximadamente 10 a 15 cm) o en su caso las secciones deberán definirse con rigideces elevadas (100 veces mayores).

El apoyo sobre la superficie de concreto se podrá modelar por medio de resortes calculados a partir de la resistencia al aplastamiento del concreto y en la zona de tensión se utilizan como apoyos los puntos de ubicación de las anclas.

Esta metodología permite modelar y diseñar placas base con cartabones (fig. C13.1.b). En la fig. C13.1.4.2.a y C13.1.4.2.b se muestra un ejemplo de este tipo de modelados para secciones IR y cuadradas, así como, el tipo de elementos mecánicos esperados.

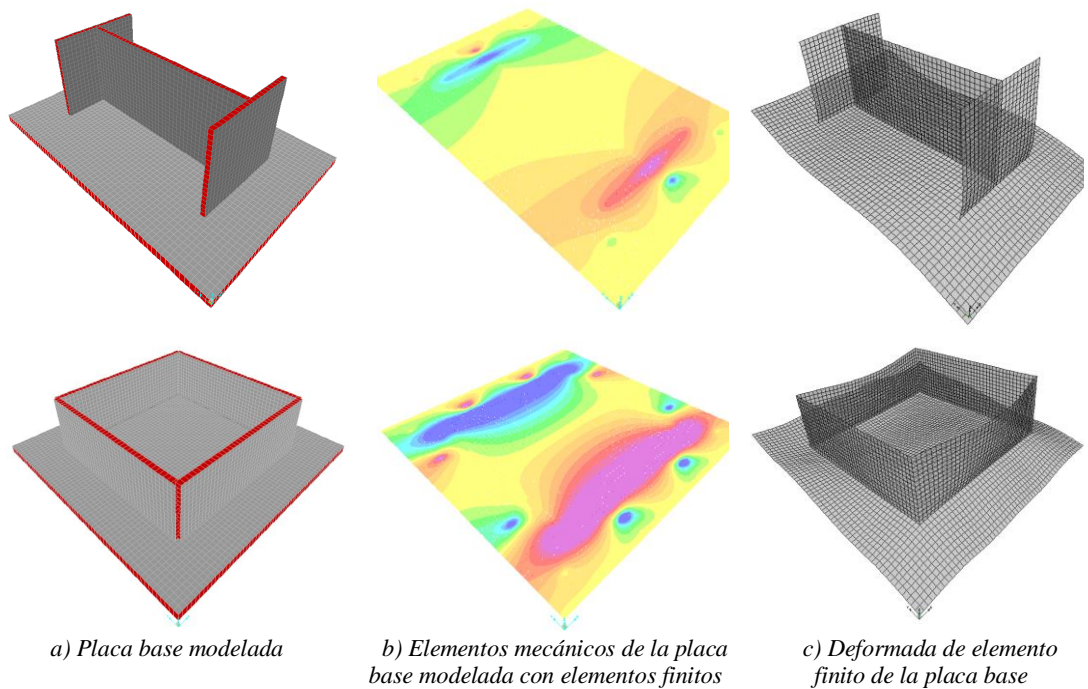


a) Modelado de la placa base como zona rígida



b) Modelado de una seccion de la columna

Figura C13.1.4.2.a - Diseño de placa base con modelo de elementos finitos



a) Placa base modelada

b) Elementos mecánicos de la placa base modelada con elementos finitos

c) Deformada de elemento finito de la placa base

Figura C13.1.4.2.b - Diseño de placa base con modelo de elementos finitos

En este tipo de modelados se generan concentraciones de esfuerzos debidos al efecto de las columnas y de los apoyos los cuales no son valores de diseño (fig. C13.1.4.2.c). Se recomienda tomar los valores a partir de las zonas de deformadas a flexión de la placa no restringidas que se aprecien en los resultados del análisis. Una distancia sugerida podría ser de aproximadamente tres veces el espesor del elemento rígido.

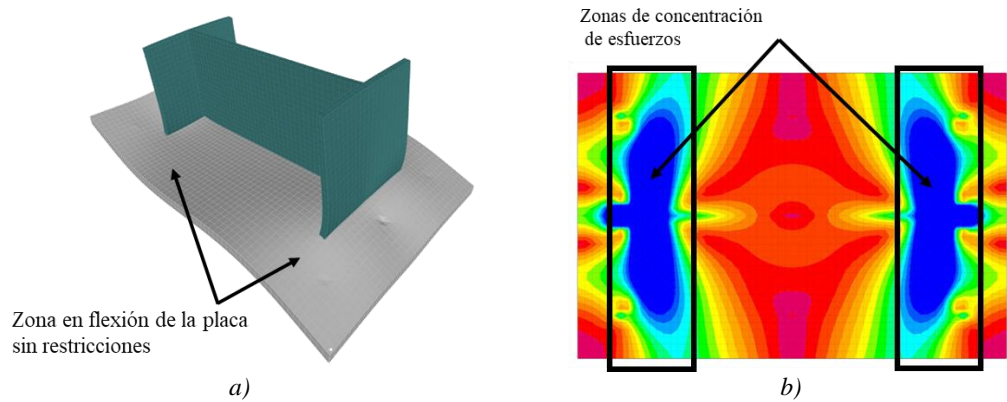


Figura C13.1.4.2.c - Zonas de concentraciones de esfuerzos y zonas en flexión de placa base con modelo de elementos finitos

13.2 Resistencia en flexión de la placa base

13.2.1 El momento resistente por unidad de ancho de la placa base se puede calcular por medio de la ec.:

$$M_R = \frac{F_R t_p^2 F_{yp}}{4} \tag{13.2.1}$$

- F_R factor de resistencia, igual que 0.90
- t_p espesor de la placa base
- F_{yp} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la placa base

13.2.2 Para el diseño de placas base se recomiendan los aceros definidos en la tabla 13.2.2.

Tabla 13.2.2 - Aceros recomendados para placas base

Espesor (t_p)	Acero disponible
$t_p \leq 101.6$ mm (4 pulg.)	ASTM A36
	ASTM A572 Gr. 42 o 50
	ASTM A588 Gr. 42 o 50
101.6 mm (4 pulg.) $< t_p \leq 152.4$ mm (6 pulg.)	ASTM A36
	ASTM A572 Gr. 42
	ASTM A588 Gr. 42
$t_p > 152.4$ mm (6 pulg.)	ASTM A36
	ASTM A588

Comentario:

La placa base trabaja fundamentalmente a flexión y la zona de mayor momento se encuentra al paño del perfil metálico adosado a la placa base. Por medio de cartabones es posible disminuir el espesor de la placa base rigidizándola y reduciendo los esfuerzos en ella (fig. C13.2.2). Con un modelo a base de elementos área se puede determinar la eficiencia de los cartabones.

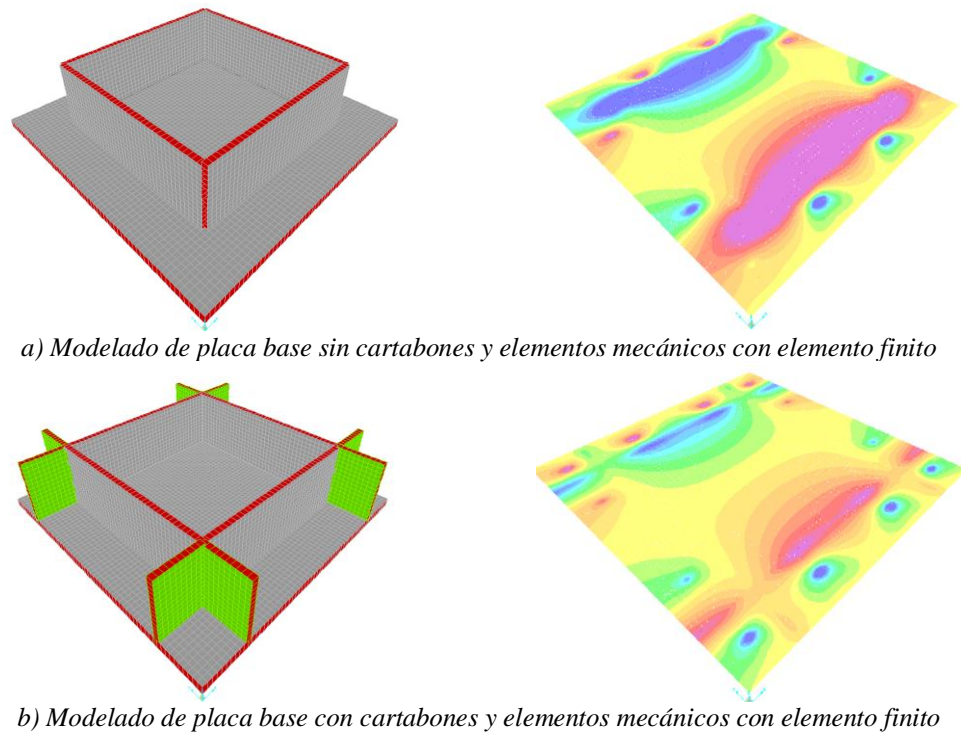


Figura C13.2.2 - Modelado de placas base con y sin cartabones

13.3 Resistencia al aplastamiento del concreto

13.3.1 La resistencia al aplastamiento del concreto del pedestal es:

$$R_c = F_R A_1 f_{pu} \tag{13.3.1.a}$$

- F_R factor de resistencia, igual que 0.65
- f_{pu} resistencia al aplastamiento del concreto
- A_1 área de la placa base

La resistencia al aplastamiento del concreto del pedestal es:

$$f_{pu} = 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c \tag{13.3.1.b}$$

A_2 es el área de la sección transversal del pedestal de concreto, $A_1 \leq A_2 \leq 4A_1$

Comentario:

Debido a que el dado de concreto es el elemento que transmite la carga a la cimentación y al suelo, es necesario revisar que no falle por aplastamiento. Para incrementar la capacidad del concreto (ec. 13.3.1.b) es posible considerar el confinamiento que aporta el acero de refuerzo.

13.4 Resistencia del sistema de anclaje

Las anclas que trabajan en tensión, deben cumplir con los siguientes estados límite de resistencia:

- a) Ruptura por tensión
- b) Extracción

- c) Desprendimiento del cono de concreto en tensión
- d) Desprendimiento del cono de concreto debido a la separación entre las anclas o distancia a los bordes
- e) Agrietamiento del concreto.

13.4.1 Requisitos generales

13.4.1.1 Para reducir la probabilidad de ocurrencia de estas fallas, se debe cumplir con las siguientes distancias mínimas:

- a) Las anclas deben tener una separación mínima, entre centros, de $6d_o$, donde d_o es el diámetro nominal del ancla
- b) Si se utiliza un recubrimiento menor que $0.4h_{ef}$ donde h_{ef} es la profundidad de anclaje, se debe hacer la revisión por desprendimiento o descantillado del cono de concreto atribuible a la separación entre anclas y la distancia a los bordes.

13.4.1.2 En la tabla 13.4.1.2 se definen las longitudes mínimas de anclaje y las distancias mínimas al borde de concreto para diferentes tipos de materiales de anclas.

Tabla 13.4.1.2 - Longitudes de anclaje y distancias mínimas al borde

Material de las anclas	Longitud mínima de anclaje	Distancia mínima al borde de concreto
A307, A36 (H-118, B-254)	$12d_o$	$6d_o > 100$ mm
A325, A449 (H-124)	$17d_o$	$7d_o > 100$ mm

13.4.1.3 En la tabla 13.4.1.3 se definen las longitudes mínimas de anclaje y las distancias mínimas al borde de concreto para diferentes tipos de materiales de anclas.

Tabla 13.4.1.3 - Diámetros recomendados para agujeros de anclas en placas base y tamaños de rondanas

Diámetro de las anclas, mm (pulg.)	Diámetro de los agujeros en la placa, mm (pulg.)	Dimensión mínima de la rondana, mm, (pulg.)	Espesor mínimo de la rondana, mm (pulg.)
19 ($3/4$)	33 ($1\ 5/16$)	51 (2)	6 ($1/4$)
22 ($7/8$)	40 ($1\ 9/16$)	64 ($2\ 1/2$)	8 ($5/16$)
25 (1)	46 ($1\ 13/16$)	76 (3)	10 ($3/8$)
32 ($1\ 1/4$)	52 ($2\ 1/16$)	76 (3)	13 ($1/2$)
38 ($1\ 1/2$)	59 ($2\ 5/16$)	89 ($3\ 1/2$)	13 ($1/2$)
44 ($1\ 3/4$)	70 ($2\ 3/4$)	102 (4)	16 ($5/8$)
51 (2)	83 ($3\ 1/4$)	127 (5)	19 ($3/4$)
64 ($2\ 1/2$)	95 ($3\ 3/4$)	140 ($5\ 1/2$)	22 ($7/8$)

- a) Se aceptan rondanas circulares o cuadradas que tengan el tamaño especificado
- b) Se deben dar separaciones adecuadas, de acuerdo con el tamaño de rondana seleccionado
- c) En columnas en compresión axial se pueden emplear agujeros de 27 mm ($1\ 1/16$ pulg.) para anclas de 19 mm ($3/4$ pulg.), y la placa base de espesor menor que 32 mm ($1\ 1/4$ pulg.).

Comentario:

Los valores de la tabla 13.4.1.3, proporcionan holguras para facilitar el montaje de la estructura

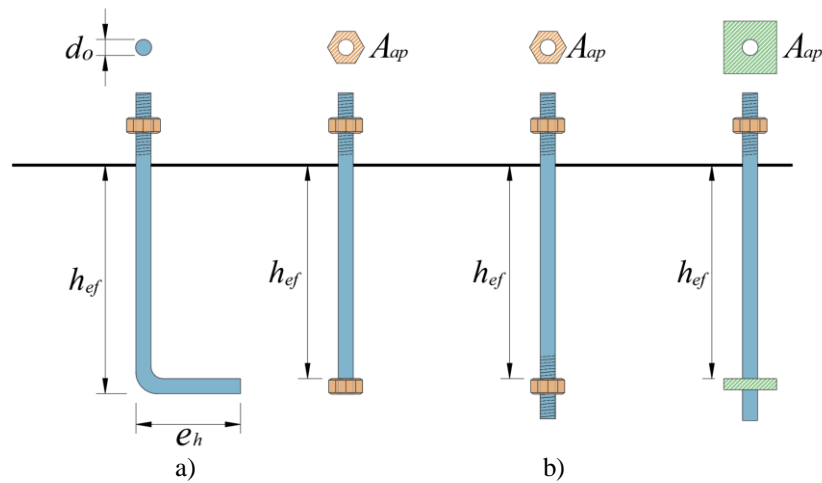


Figura 13.4.1.3 - Tipos de anclas: (a) barra con gancho de anclaje (b) barras con anclaje mecánico

Comentario:

Los estados límite tienen relación con la falla propia del ancla y del concreto que las rodea. En la fig. 13.4.1.3 (a), la tensión es desarrollada a lo largo de la longitud del ancla, la cual puede ser recta o con un doblez de 90°. En la fig. 13.4.1.3 (b) se muestran diversos tipos de anclajes mecánicos que consisten en tener una mayor área al final del ancla para incrementar el área del cono de extracción en el concreto.

13.4.1.4 En la tabla 13.4.1.4 se presentan los valores del esfuerzo nominal resistente en tensión y en cortante de los diferentes tipos de anclas y diámetros máximos disponibles de acuerdo con el tipo de acero.

Tabla 13.4.1.4 - Acero para anclas

Acero ASTM ^[2]	Resistencia MPa (kg/cm ²)	Resistencia nominal			Diámetro máximo mm (pulg.)	
		3MPa (kg/cm ²)				
		Tensión ^[1] $F_t = 0.75F_u$	Cortante (Tipo X) ^[3] $F_v = 0.50F_u$	Cortante (Tipo N) ^[4] $F_v = 0.40F_u$		
F1554	Gr. 36	400 (4 080)	300 (3 060)	200 (2 040)	160 (1 630)	102 (4)
	Gr. 55	517 (5 273)	388 (3 955)	259 (2 637)	207 (2 109)	102 (4)
	Gr. 105	862 (8 788)	646 (6 591)	431 (4 394)	345 (3 515)	76 (3)
A449		827 (8 437)	621 (6 328)	414 (4 218)	331 (3 375)	25 (1)
		724 (7 382)	543 (5 537)	362 (3 691)	290 (2 953)	38 (1 1/2)
		621 (6 328)	465 (4 746)	310 (3 164)	248 (2 531)	76 (3)
A36	400 (4 080)	300 (3 060)	200 (2 040)	160 (1 630)	102 (4)	
A307	400 (4 080)	300 (3 060)	200 (2 040)	160 (1 630)	102 (4)	
A354 Gr. BD	1034 (10 546)	776 (7 910)	517 (5 273)	414 (4 218)	64 (2 1/2)	
	965 (9 843)	724 (7 382)	483 (4 921)	386 (3 937)	102 (4)	

^[1] Esfuerzo nominal sobre la parte no roscada para anclas con rosca (en base a los principales diámetros para anclas en rosca laminadas).

^[2] Especificación del material recomendado.

^[3] Tipo X, cuando la rosca está excluida de los planos de corte

^[4] Tipo N, cuando la rosca está incluida en los planos de corte

Comentario:

Aunque se conocen todos esos materiales para las anclas, en la práctica las de uso común, por su facilidad de existencia en el mercado corresponden al acero A-36. Para anclas de otros aceros se recomienda consultar su disponibilidad.

13.4.2 Resistencia en tensión de las anclas

13.4.2.1 La resistencia de diseño de un ancla en tensión se calcula como:

$$R_t = F_R A_b F_t \tag{13.4.2.1}$$

- F_R factor de resistencia, igual que 0.75
- A_b área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada
- F_t esfuerzo resistente nominal de tensión, $0.75F_u$
- F_u esfuerzo de ruptura en tensión del ancla

13.4.3 Resistencia al desprendimiento del cono de concreto en tensión

13.4.3.1 La resistencia de diseño del cono de concreto de anclaje en tensión (fig. 13.4.3.1) se obtiene de acuerdo con las siguientes especificaciones:

a) Para un ancla

$$R_t = F_R \psi_1 \psi_2 \psi_3 \left(\frac{A_N}{A_{No}} \right) R_b \tag{13.4.3.1.a}$$

b) Para un grupo de anclas

$$R_t = F_R \psi_1 \psi_2 \psi_3 \psi_4 \left(\frac{A_N}{A_{No}} \right) R_b + R_{et} \tag{13.4.3.1.b}$$

- F_R factor de resistencia, igual que 0.70
- A_N área proyectada de la superficie de falla del ancla o grupo de anclas, que se considera igual que la base de la figura geométrica rectangular que resulta de proyectar la superficie de falla, de longitud $1.5h_{ef}$ a cada lado del eje del ancla o de los extremos de una línea que pasa por una hilera de anclas adyacentes. A_N no debe exceder de nA_{No} , donde n es el número de anclas en el grupo
- A_{No} área proyectada de la superficie de falla de un ancla alejada de los bordes
 $= 9h_{ef}^2$
- ψ_1 factor que toma en cuenta la distancia al borde
 $= 1.0$ Si $c_{min} \geq 1.5h_{ef}$
 $= 0.7 + 0.3c_{min}/1.5h_{ef}$ Si $c_{min} < 1.5h_{ef}$
- ψ_2 **1.25** para concreto no agrietado ($f_t < f_{cr}$). Si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual que **1.0**
- ψ_3 factor para anclaje post instalado
 $= 1.0$ Si $c_{min} \geq c_a$
 $= c_{min}/c_a \geq 1.5 h_{ef}/c_a$ Si $c_{min} < c_a$
- ψ_4 factor que toma en cuenta la excentricidad de la fuerza de tensión respecto al grupo de anclas
 $= \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}} \right)} \leq 1$
- e'_N excentricidad de la carga con respecto a las anclas en tensión
- c_a distancia crítica, $4h_{ef}$
- c_{min} distancia mínima al borde
- c_{max} distancia máxima al borde
- h_{ef} longitud de anclaje, en los casos donde hay tres o más bordes en que la separación máxima al borde c_{max} sea menor que $1.5h_{ef}$, se deberá usar, en todas las ecuaciones, una longitud de anclaje igual que $c_{max}/1.5$, en el cálculo de la resistencia; la longitud de anclaje no debe ser mayor que 630 mm

R_{et} Aporte de la resistencia proporcionada por la capacidad a cortante de los estribos si las anclas se encuentran dentro del área confinada calculado como:

$$R_{et} = N F_R (0.5 A_e \sqrt{f'_c E_c}) \leq N F_R A_e F_u$$

N número de estribos en el área del cono de concreto, de manera conservadora se puede usar igual que 1

A_e área de la varilla de los estribos

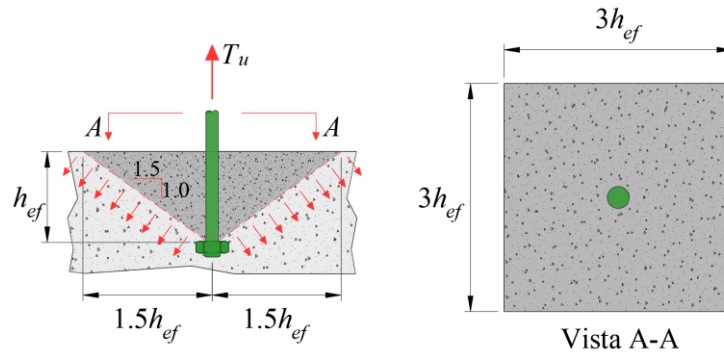


Figura 13.4.3.1 - Cono de concreto resistente al desprendimiento para un ancla

13.4.3.2 La resistencia básica al arrancamiento del concreto de una sola ancla en tensión embebida en concreto fisurado, R_b , no debe exceder de:

$$R_b = k_c \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{1.5}) \tag{13.4.3.2}$$

h_{ef} longitud de anclaje, en los casos donde hay tres o más bordes en que la separación máxima al borde c_{max} sea menor que $1.5 h_{ef}$, se deberá usar, en todas las ecuaciones, una longitud de anclaje igual que $c_{max}/1.5$, en el cálculo de la resistencia; la longitud de anclaje no debe ser mayor que 630 mm

k_c coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión
 = 0.01 (10) para anclajes preinstalados
 = 0.007 (7) para anclajes post-instalados

13.4.3.3 Alternativamente, para barras con cabeza preinstaladas con $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$, R_b no debe exceder de:

$$R_b = 3.9 \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{5/3}) \tag{13.4.3.3}$$

$$(R_b = 5.8 \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{5/3}))$$

Comentario:

Estos modos de falla son comunes cuando no se deja suficiente distancia al borde del elemento de concreto o no se cuenta con el suficiente confinamiento proporcionado por los estribos.

Cuando se tiene un grupo de anclas instaladas en un dado o pedestal de concreto, es posible tomar en cuenta el aporte de los estribos del armado. Para efectos de evaluar el número correcto de estribos N , se recomienda trazar geoméricamente los conos de concreto a 45° y así determinar los elementos que contribuyen a la resistencia (fig. C13.4.3.3).

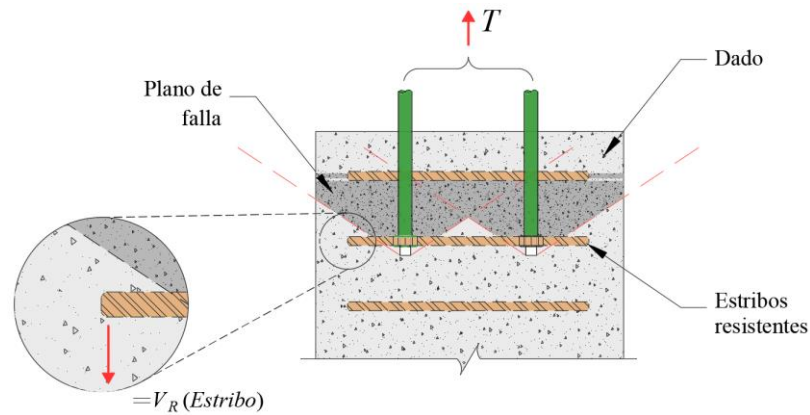


Figura C13.4.3.3 - Zona de influencia del cono de concreto para considerar la contribución de los estribos en la resistencia

13.4.4 Resistencia a extracción de las anclas

13.4.4.1 La resistencia de diseño de un ancla a extracción se calcula de acuerdo con las siguientes especificaciones:

- a) Para barras con gancho de anclaje (fig. 13.4.1.3.a):

$$R_t = F_R \psi_s (0.90 f'_c e_h d_o) \tag{13.4.4.1.a}$$

- b) Para barras con anclaje mecánico (fig. 13.4.1.3.b):

$$R_t = F_R \psi_s (A_{ap} 8 f'_c) \tag{13.4.4.1.b}$$

- F_R factor de resistencia, igual que 0.70
- A_{ap} área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca
- d_o diámetro nominal del ancla
- e_h longitud del gancho ($3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$)
- ψ_s 1.4 para concreto no agrietado ($f_t < f_{cr}$); si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual que 1.0

13.4.5 Resistencia al desprendimiento lateral del borde de anclas con anclaje mecánico, en tensión

13.4.5.1 Cuando la distancia al borde de un ancla, c , es menor que $0.4h_{ef}$, y la separación entre anclas de un grupo, s_o , es menor que $6c$, se debe revisar la resistencia al desprendimiento lateral del borde (fig. 13.4.5.1) con la siguiente expresión:

$$R_t = 13 F_R c \sqrt{A_{ap} f'_c} \left(1 + \frac{s_o}{6c} \right) \tag{13.4.5.1}$$

$$\left(R_t = 42 F_R c \sqrt{A_{ap} f'_c} \left(1 + \frac{s_o}{6c} \right) \right)$$

- F_R factor de resistencia, igual que 0.70
- c distancia mínima al borde desde un ancla o un grupo de ellas
- s_o separación entre anclas en la dirección paralela a la fuerza (igual que cero cuando solo hay una)
- A_{ap} área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca

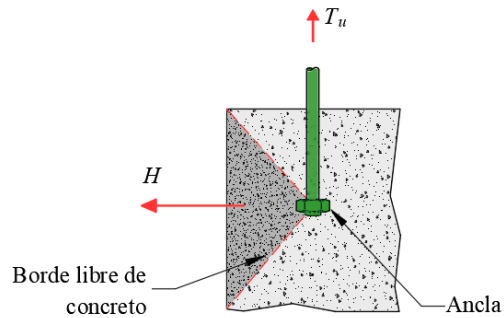


Figura 13.4.5.1 - Desprendimiento lateral del borde del concreto en anclas en tensión

13.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje

Cuando las anclas están sometidas a cortante se pueden presentar los siguientes modos de falla:

Comentario:

Cuando las anclas están sometidas a cortante y no se utilizan llaves de cortante en el sistema estas resisten las fuerzas cortantes transmitidas por la columna a la cimentación.

- a) Ruptura por cortante de las anclas

Comentario:

Este modo de falla puede ser solucionado al aumentar el número de anclas, su diámetro, la resistencia del acero o una combinación de estas. Es necesario determinar con precisión la sección donde el ancla está sujeta a cortante para considerar correctamente el área de la sección puesto que puede darse el caso que las cuerdas estén ubicadas en ese plano de corte con la consecuente reducción del área.

- b) Desprendimiento lateral del cono de concreto cerca del borde
c) Desprendimiento del concreto delante de las anclas lejos del borde.

Comentario:

Estos modos de falla se pueden prevenir dando suficiente distancia al borde de la sección de concreto o, en su defecto detallando la zona de falla con un mayor número de estribos que contribuyan a la resistencia. Otra posibilidad es la de incrementar la resistencia del concreto.

13.5.1 Resistencia en cortante de las anclas

13.5.1.1 La resistencia de diseño en cortante del ancla se tomará igual que la resistencia de un tornillo en cortante, de acuerdo con la siguiente ec.:

$$R_v = F_R A_b F_v \quad (13.5.1.1)$$

F_R factor de resistencia, igual que 0.75
 A_b área nominal de la sección transversal del ancla
 F_v esfuerzo resistente nominal en cortante

13.5.1.2 El esfuerzo resistente nominal en cortante se calcula de la siguiente forma:

- a) Parte roscada del ancla en el plano de corte:

$$F_v = 0.4 F_u \quad (13.5.1.2.a)$$

- b) Parte roscada del ancla fuera del plano de corte:

$$F_v = 0.5 F_u \quad (13.5.1.2.b)$$

13.5.2 Resistencia lateral en cortante del cono de concreto

13.5.2.1 La resistencia de diseño lateral del cono de concreto de anclaje en cortante (fig. 13.5.2.1) se puede obtener mediante la ec. siguiente:

$$R_v = F_R 0.29 \left(\frac{A_v}{A_{vo}} \right) \psi_6 \psi_7 \psi_8 \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1.5} + R_{ev} \tag{13.5.2.1}$$

$$\left(R_v = F_R 2.8 \left(\frac{A_v}{A_{vo}} \right) \psi_6 \psi_7 \psi_8 \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1.5} + R_{ev} \right)$$

F_R factor de reducción de la resistencia, igual que 0.70

ψ_6 factor que toma en cuenta la excentricidad

$$= \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_x}{3c_1} \right)} \leq 1.0$$

ψ_7 factor que toma en cuenta la distancia al borde perpendicular a la carga

$$= 0.7 + \frac{0.3c_2}{1.5c_1} \leq 1.0$$

ψ_8 1.40 para concreto no agrietado ($f_t < f_{cr}$); si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual que 1.0

c_1 distancia al borde en la dirección de la carga

c_2 distancia al borde en la dirección perpendicular a la carga

d_o diámetro nominal del ancla

A_v área del cono de concreto del ancla o grupo de anclas en cortante

A_{vo} área del cono completo de concreto para un ancla en cortante, igual que $4.5c_1^2$

R_{ev} aporte de la resistencia proporcionada por la capacidad a tensión de los estribos si las anclas se encuentran dentro del área confinada calculado como: $R_{ev} = N F_R A_e F_u$

N numero de estribos en el área del cono de concreto, de manera conservadora se puede usar igual que 1

A_e área de la varilla de los estribos

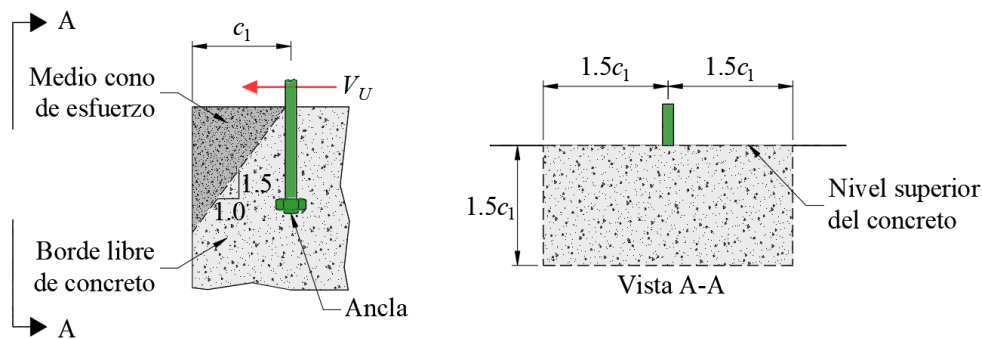


Figura 13.5.2.1 - Cono de concreto resistente al cortante para un ancla

13.5.3 Resistencia al desprendimiento del concreto delante de las anclas

13.5.3.1 Las anclas sometidas a cortante también pueden fallar por un desprendimiento del concreto delante de ellas, debido a un efecto de palanca que se produce cuando se encuentran lejos de los bordes. Para calcular la resistencia al desprendimiento del concreto se utiliza la ec.:

$$R_b = F_R k_{cp} R_t + R_{ev} \tag{13.5.3.1}$$

F_R factor de reducción de la resistencia, igual que 1.0

R_t resistencia al desprendimiento por tensión del cono de concreto de un ancla o un grupo de anclas

- k_{cp} coeficiente que es igual que 1.0 para h_{ef} menor o igual que 63.5 mm e igual a 2.0 para h_{ef} mayor que 63.5 mm
 h_{ef} longitud de anclaje
 R_{ev} aporte de la resistencia proporcionada por la capacidad a tensión de los estribos definida previamente

Comentario:

Cuando se tiene un grupo de anclas instaladas en un dado o pedestal de concreto, es posible tomar en cuenta el aporte de los estribos siempre y cuando las anclas queden dentro de la zona confinada. Dado que los esfuerzos generados son de tensión se desprecia el aporte de concreto y únicamente se toma en cuenta la capacidad de las varillas del estribo. Para efectos de evaluar el número correcto de estribos N se recomienda trazar geoméricamente los conos de concreto a 45° y ver de esa forma los elementos que contribuyen a la resistencia (fig. C13.5.3.1).

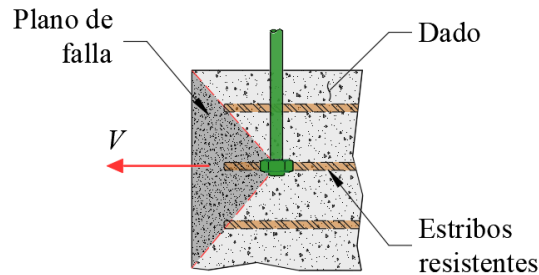


Figura C13.5.3.1 - Zona de influencia del cono de concreto para considerar la contribución de los estribos en la resistencia

13.5.3.2 Cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , es mayor que el 20 por ciento del resistente, R_v , o la tensión de diseño, T_u , actuando en conjunto con la cortante, es mayor que el 20 por ciento de la resistente del anclaje, R_t , se debe verificar la interacción con la siguiente ec.:

$$\frac{T_u}{R_t} + \frac{V_u}{R_v} \leq 1.20 \quad (13.5.3.2)$$

- T_u fuerza axial factorizada de diseño
 V_u fuerza cortante factorizada de diseño
 R_t la menor resistencia en tensión del anclaje
 R_v la menor resistencia en cortante del anclaje

Comentario:

Cuando las anclas están sometidas a esfuerzos de tensión y de corte simultáneamente, su capacidad disminuye, por lo que el sistema debe ser revisado con la combinación de estas dos acciones.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

14. CONEXIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES HUECOS OR (RECTANGULARES), OC (CIRCULARES) Y EN CAJÓN DE PAREDES DE ESPESOR UNIFORME

Este capítulo se aplica a conexiones de perfiles tubulares OR (rectangulares) y OC (circulares), con paredes de espesor uniforme.

Comentarios:

A los perfiles OR (rectangulares) y OC (circulares) también se les designan como HSS (Hollow Structural Sections).

Este capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 14.1 Tipos de nudos o conexiones
- 14.2 Conexiones
- 14.3 Conexiones directas entre perfiles OR y OC en armaduras
- 14.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles OR y OC
- 14.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles OR y OC.

Comentario:

Este capítulo considera la resistencia de conexiones de perfiles estructurales huecos (HSS) y de sección cajón de paredes de espesor uniforme unidas con soldadura de penetración completa en la región de la conexión. También se considera que los ejes centroidales de los elementos principales y secundarios, yacen en un mismo plano de la conexión.

Estos comentarios dan una visión de los modos de falla que deberían ser considerados. Sin embargo, algunas de las discusiones presentadas posteriormente conciernen cuáles estados límites deben de ser revisados, cuáles no y cuando podrían o no podrían emplearse fuera de los límites de aplicabilidad.

Las capacidades de las conexiones calculadas de acuerdo con el capítulo 14 están basadas solamente en el estado límite de resistencia. En esta norma no se considera el estado límite por deformación de la conexión, sin embargo, en ciertas configuraciones podría ser importante.

Para ser consistentes con los requerimientos del Capítulo 14, los elementos de sección cajón requerirían soldadura de penetración completa en la región de la conexión para asegurar que cada cara del elemento actúa como un sólo cuerpo y sería apto para desarrollar su capacidad completa para todos los posibles modos de falla, dependiendo del tipo de conexión, parámetros geométricos y configuración de carga. Esta restricción garantiza que los elementos de sección en cajón tienen un comportamiento similar a conexiones de elementos de sección HSS, con modos de falla similares. La longitud de la región de la conexión a lo largo de cada elemento sería determinada con base en la extensión máxima de influencia de cada posible modo de falla de la conexión. Una distancia conservadora, igual que un ancho del elemento desde la cara del elemento intersectado en la conexión, podría ser usada para definir la región de la conexión, como se muestra en la fig. C14.

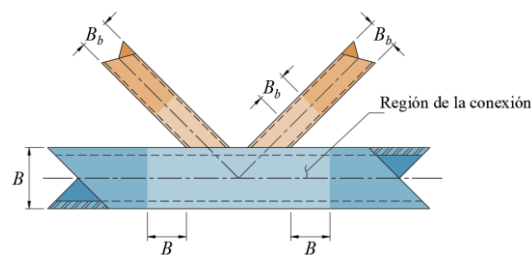


Figura C14 -Distancia conservadora para definir la región de la conexión

14.1 Tipos de nudos o conexiones

14.1.1 Cuando las armaduras están formadas por perfiles OR u OC en cuerdas como elemento principal y diagonales, montantes o placas, como elementos secundarios soldados directamente a las cuerdas, que son continuas a través de las conexiones, éstas se clasifican, en función de la manera como se transfiere la carga, del modo siguiente:

- Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario es equilibrada por cortante de viga en el elemento OR u OC principal, la conexión se clasifica como “T” cuando la fuerza es perpendicular a la cuerda, y como “Y” si no lo es (fig. 14.1.1 a)
- Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario es equilibrada esencialmente (dentro del 20 por ciento) por fuerzas normales de otro elemento secundario en el mismo lado de la conexión, se clasifica como K (fig. 14.1.1 b). Una conexión “K” con un elemento secundario perpendicular a la cuerda suele llamarse conexión “N”
- Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario se transmite a través de la cuerda y es equilibrada por miembros del alma en el lado opuesto, se clasifica como a través (fig. 14.1.1 c)
- Cuando la conexión tiene más de dos elementos secundarios en más de un plano, se clasifica como general o multiplanar.

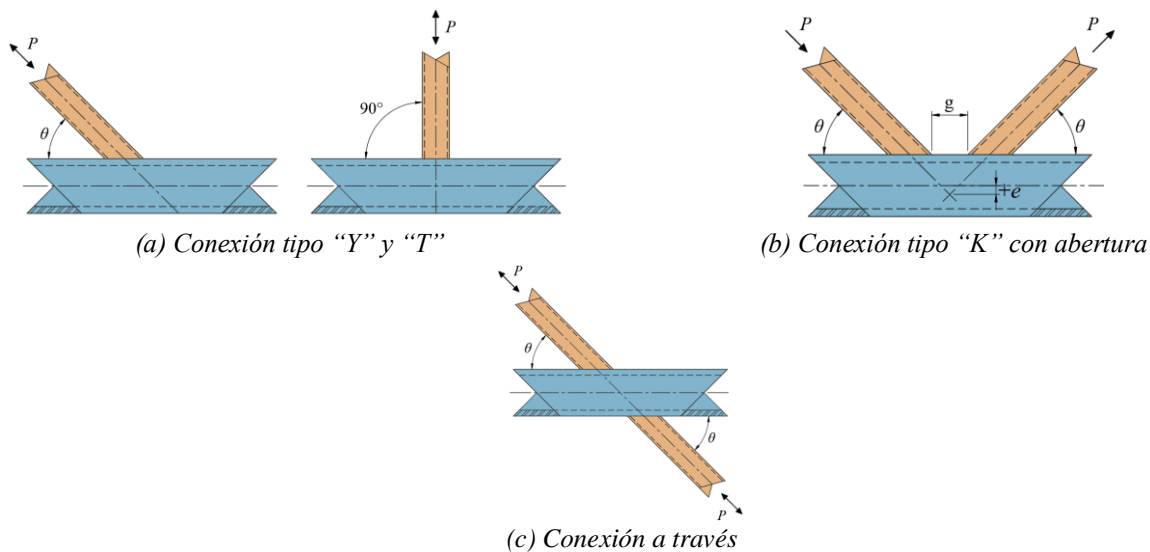


Figura 14.1.1 - Tipos de nudos o conexiones en armaduras formadas por perfiles OR y OC

Comentario:

La clasificación de las conexiones de las armaduras, tipo “Y”, “T”, “K” (que incluye “N”), y “a través”, está basada en el método de transferencia de la fuerza en la conexión, no en la apariencia física de ésta. Ejemplos de este tipo de clasificación se muestran en la fig. C14.1.1.

Cuando los elementos secundarios transmiten parte de la carga como una conexión tipo “K” y otra parte de la carga como una conexión tipo “Y”, “T”, o “a través”, la capacidad de cada elemento se determinaría considerando una interacción lineal entre cada tipo de transferencia de carga al que pertenece el elemento, distribuyendo proporcionalmente la carga. La fig. C14.1.1b ilustra como la fuerza normal al elemento principal podría diferir hasta un veinte por ciento y aún considerarse que exhibe un comportamiento de conexión tipo “K”; esto permitiría el acomodo de variaciones ligeras en las fuerzas de los elementos secundarios. Sin embargo, en la conexión tipo “N” de la fig. C14.1.1c, la relación entre la fuerza de los elementos secundarios y la fuerza normal al elemento principal sería de 2 a 1; en este caso la conexión sería analizada tanto como tipo “K” (con las fuerzas balanceadas en los elementos secundarios) y como tipo “a través” (debido a que el resto de la fuerza de la diagonal se transfiere a través de la conexión), como se muestra en la fig. C14.1.1j.

Si el tamaño del espacio en una conexión tipo “K” con abertura, por ejemplo, en la fig. C14.1.1.a, es más grande que el valor permitido por el límite de excentricidad, la conexión tipo “K” debería ser diseñada como dos conexiones tipo “Y” independientes. De forma similar, en conexiones tipo “K”, como en la fig. C14.1.1.d, donde un elemento secundario tiene poca o nula carga, la conexión podría ser considerada como tipo “Y”.

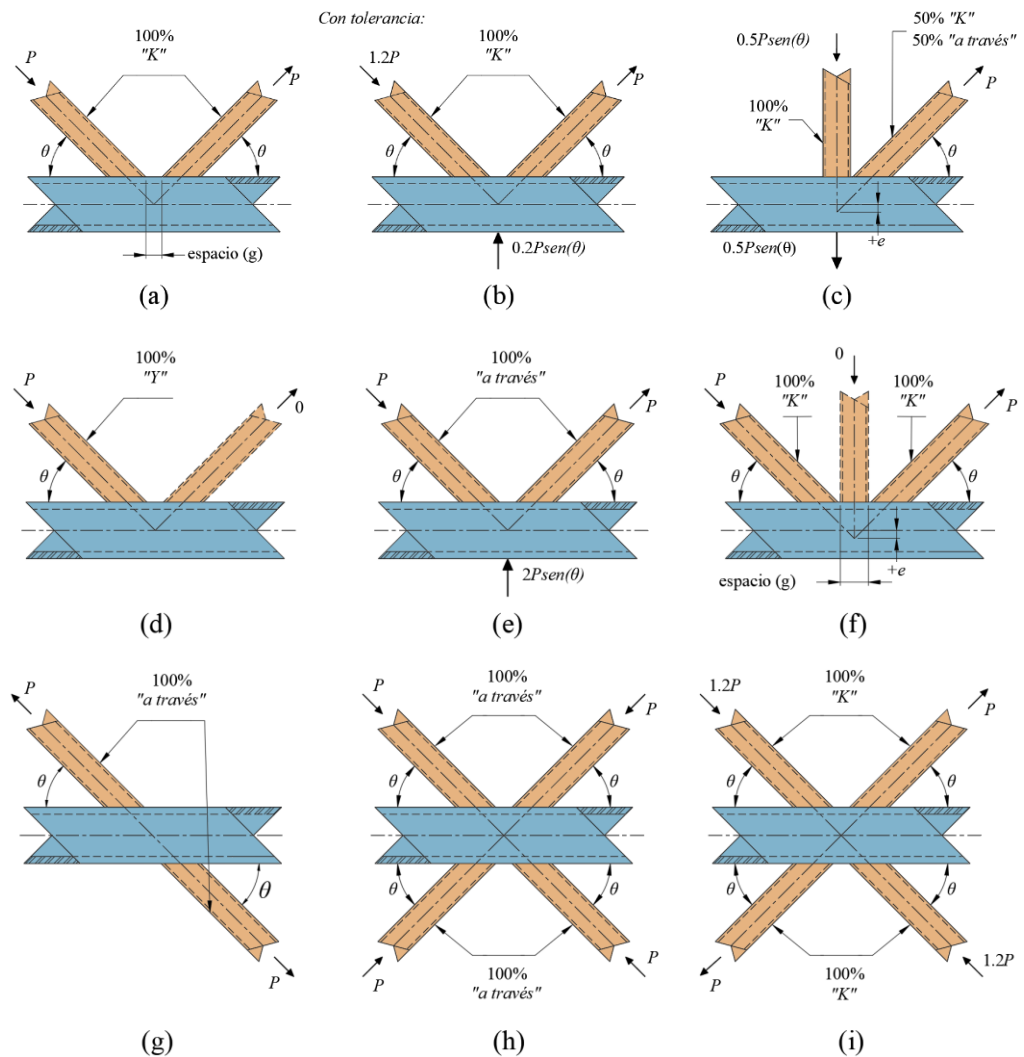


Figura C14.1.1 - Ejemplos de clasificación de conexiones

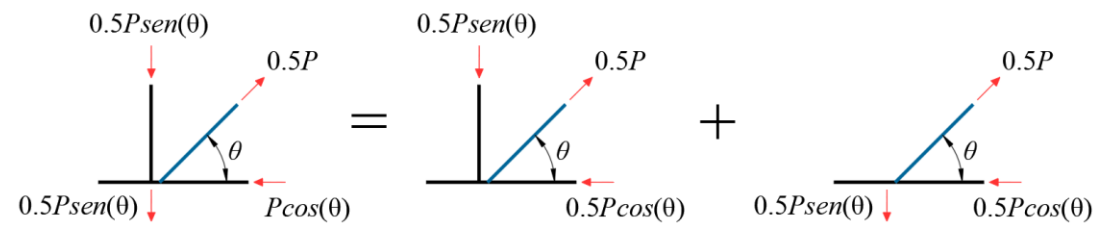


Figura C14.1.1.j - Revisión de una conexión tipo "K" con fuerzas no balanceadas por los elementos secundarios

14.1.2 Además de la clasificación anterior, se deben tener en cuenta los aspectos siguientes:

- a) En conexiones con placas, estas se clasifican de acuerdo con su posición (ver 14.2) respecto a la cuerda, en:
 - 1) Placas transversales. Cuando el eje longitudinal de la placa es perpendicular al del perfil OC (fig. 14.1.2a)
 - 2) Placas longitudinales. Cuando el eje longitudinal de la placa es paralelo al del perfil OC (fig. 14.1.2b)
 - 3) Placas longitudinales a través. Cuando la placa longitudinal atraviesa completamente la sección transversal del perfil OR, y se suelda por ambos lados (fig. 14.1.2c)
 - 4) Con placa en el extremo. Cuando la fuerza normal se aplica en el extremo del perfil OR u OC a través de una placa normal al perfil (fig. 14.1.2d)
- b) En conexiones que transmiten momentos entre perfiles OR u OC solo se consideran:

- 1) Conexiones tipo T o Y, con un solo elemento secundario perpendicular o en diagonal a la cuerda.
- 2) Conexiones a través, que tienen dos elementos secundarios, conectados a caras opuestas de la cuerda.

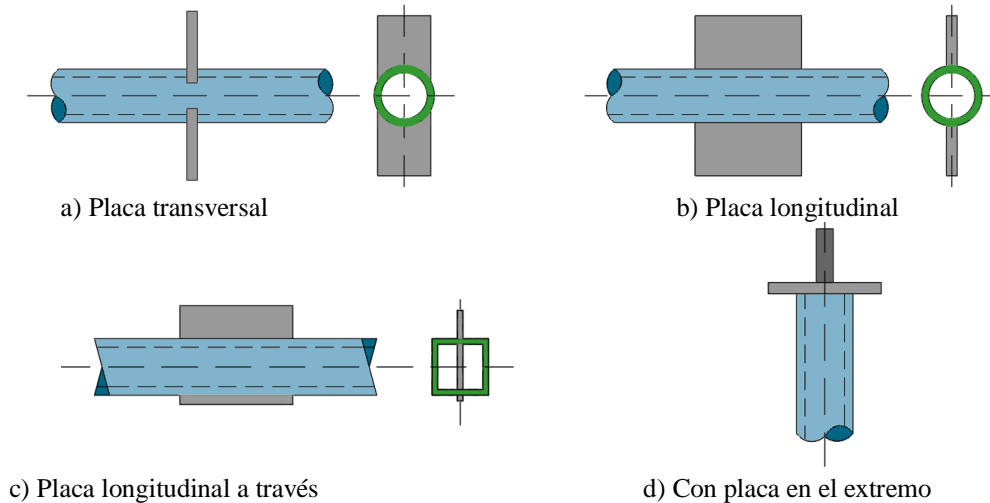


Figura 14.1.2 Tipos de conexiones con placa

14.1.3 Estados límite. A continuación, se define una lista, no limitativa, de los estados límite pueden regir el diseño de la conexión según sea el caso:

- a) Plastificación local de la pared de la cuerda
- b) Fluencia por cortante de la cuerda
- c) Fluencia local de las paredes laterales de la cuerda
- d) Arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda
- e) Fluencia local de los miembros del alma
- f) Cortante en las paredes laterales de la cuerda
- g) Resistencia en flexión de la conexión
- h) Fluencia local de la sección por carga axial
- i) Plastificación de la sección
- j) Estado límite de penetración por cortante.

14.2 Conexiones con placas (fuerzas concentradas)

Además de la clasificación anterior, se deben tener en cuenta los aspectos siguientes:

- A** área total de la sección transversal del miembro
- B** ancho total de una sección OR rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de la unión
- B_p** ancho de la placa, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
- D** diámetro exterior del perfil OC
- F_y** esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la sección OR u OC
- F_{yp}** esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la placa
- F_u** esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero
- H** peralte total de una sección OR rectangular, medido en el plano de la conexión
- S** módulo de sección elástico de la sección OR u OC
- k** radio exterior de las esquinas de una sección OR $\geq 1.5t$
- l_b** longitud de apoyo de la carga, medida paralelamente al eje del perfil OR u OC (o a través del ancho del tubo en el caso de placas en el extremo)
- t** espesor de diseño de la pared de la sección OR u OC
- t_p** espesor de la pared de la placa

14.2.1 Secciones circulares huecas OC (circulares)

14.2.1.1 Las resistencias disponibles de conexiones con cargas concentradas que estén dentro de los límites de la tabla 14.2.2 se determinan como se indica en la tabla 14.2.1.

14.2.2 Secciones rectangulares huecas OR (rectangulares)

14.2.2.1 Las resistencias disponibles de conexiones con cargas concentradas que están dentro de los límites de la tabla 14.2.4 se determinan como se indica en la tabla 14.2.3.

Comentario:

Las ecuaciones para la revisión de conexiones de placas transversales a elementos OR u OC también podrían ser adaptadas para conexiones a momento de vigas de patín ancho a elementos OR, al considerar los patines como un par de placas transversales e ignorando el alma de la viga. Para estas conexiones de patín ancho, el momento sería transferido por un par de fuerzas en los patines de la viga y la resistencia en flexión de la conexión estaría dada por la resistencia de la conexión de la placa transversal al perfil OR multiplicada por la distancia entre los centros del patín de la viga.

El modo de falla por cortante debido a la rotación del extremo de la viga, cuando una placa gruesa es unida a un elemento OR u OC de pared relativamente delgada, es evitada con la ec. 14.2.3. Esta regla de diseño es válida siempre y cuando la pared del elemento OR no sea clasificada como sección tipo 4 (esbelta).

En la tabla 14.2.3 no habría revisión del estado límite de la plastificación del elemento OR u OC en conexiones de placa transversal a OR u OC porque este no regiría el diseño en casos prácticos. Sin embargo, en el caso de que exista una gran fuerza de compresión en el elemento OR u OC, como cuando este se usa como columna, el diseñador debe tener en consideración que la carga tiene una influencia negativa en la línea de fluencia de plastificación del modo de falla.

En la tabla 14.2.3 se dan dos estados límite de falla para la resistencia de la pared de un elemento OR rectangulares o cuadrados, con transferencia de carga mediante una placa en el extremo, como se muestra en la fig. C14.2.2.1.

En general, el elemento OR rectangular puede tener dimensiones $B \times H$, pero la ilustración en la tabla muestra la longitud soporte (ancho), l_b , orientado para la transferencia de carga hacia la pared de dimensión B . Una distribución conservadora, con una pendiente considerada de 2.5:1, desde cada cara de la placa en el extremo, lo cual produce una distribución de la carga de $(5t_p + l_b)$. Si esto es menor que B , sólo las dos paredes de dimensión B serán efectivas en resistir la carga e incluso ellas serán parcialmente efectivas debido que la distribución de la carga no es en toda la pared. Si $(5t_p + l_b) \geq B$, las cuatro caras del elemento rectangular OR recibirán de forma efectiva la carga, sin embargo, la placa tapón debe ser lo suficientemente gruesa para que esto suceda.

En las ecs 14.2.14 y 14.2.15 se ha ignorado conservadoramente el tamaño de cualquier pierna de filete. Si dicho tamaño es conocido, se puede asumir que la dispersión de la carga inicia desde el borde de la soldadura. El mismo modelo de dispersión de carga, como se muestra en la fig. C14.2.2.1.1, aplica para conexiones de placas extremas con elementos OR u OC.

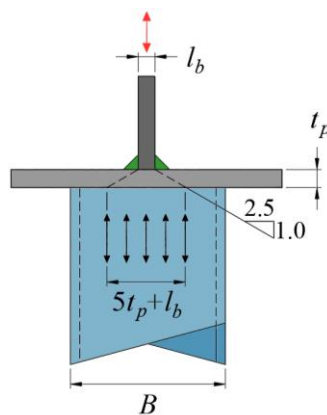


Figura C14.2.2.1 - Distribución de carga desde una fuerza concentrada a través de una placa extrema.

Tabla 14.2.1 - Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros OC (circulares)

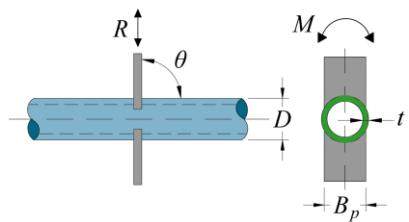
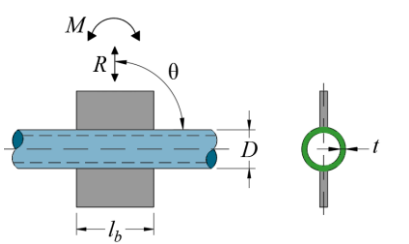
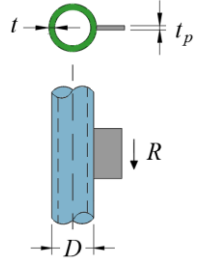
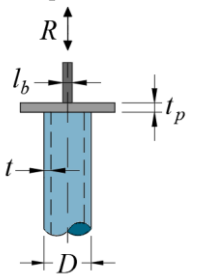
Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión	Flexión de la placa	
		En el plano	Fuera del plano
<p>Conexiones con placa transversal tipo T o a través</p> 	<p>Estado límite: fluencia local de la sección OC por carga axial en la placa</p> $R_n \text{sen}\theta = F_y t^2 \left(\frac{5.5}{1 - 0.81 \frac{B_p}{D}} \right) Q_f \quad (14.2.1)$ $F_R = 0.90$	-	$M_n = 0.5 B_p R_n$
<p>Conexiones con placa longitudinal tipo Y, T o a través</p> 	<p>Estado límite: plastificación de la sección OC por carga axial en la placa</p> $R_n \text{sen}\theta = 5.5 F_y t^2 \left(1 + 0.25 \frac{l_b}{D} \right) Q_f \quad (14.2.2)$ $F_R = 0.90$	$M_n = 0.8 l_b R_n$	-
<p>Conexiones con placa longitudinal tipo T</p> 	<p>Estados límites: de la placa y de penetración en la sección OC por carga cortante en la placa</p> <p>Para R_n, ver Capítulo 11. Además, se debe cumplir la siguiente desigualdad:</p> $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t \quad (14.2.3)$	-	-
<p>Conexiones con placa en el extremo</p> 	<p>Estado límite: fluencia local de la sección OR por carga axial</p> $R_n = 2 F_y t (5 t_p + l_b) \leq F_y A \quad (14.2.4)$ $F_R = 1.0$	-	-
Funciones			
Q_f	= 1.0 para perfiles OC en la cara en que la conexión está en tensión	(14.2.5a)	
	= 1.0 - 0.3U(1 + U) para perfiles OC en la cara en que la conexión está en compresión	(14.2.5b)	
$U = \left \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $	donde P_u y M_u se determinan en la cara de la conexión en la que los esfuerzos de compresión son más bajos. P_u y M_u se refieren a las resistencias requeridas en el perfil OC (acciones de diseño).	(14.2.6)	

Tabla 14.2.2 - Límites de aplicación de la tabla 14.2.1

Relación de esbeltez de las paredes de la sección OC	$D/t \leq 50$ para conexiones tipo T bajo carga axial o flexión en la placa $D/t \leq 40$ para conexiones a través con carga axial o flexión en la placa $D/t \leq 0.11 E/F_y$ bajo fuerza de cortante aplicada por la placa $D/t \leq 0.11 E/F_y$ para conexiones con placa en compresión en el extremo
Relación de anchos	$0.2 < B_p/D \leq 1.0$ para conexiones con placa transversal
Resistencia del material	$F_y \leq 360 \text{ MPa (3600 kg/cm}^2\text{)}$
Ductilidad	$F_y/F_u \leq 0.8$
Distancia al borde	$l_{borde} = \left(1.25 - \frac{B_d/D}{2} \right)$

Es aceptable el acero ASTM A500 Grado C

Tabla 14.2.3 - Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros OR (rectangulares)

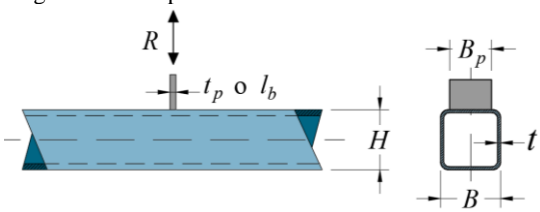
Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión
<p>Conexión con placa transversal tipo T o a través con carga axial en la placa</p>  <p>$\beta = B_p/B$</p>	<p>Estado límite: fluencia local de la placa, para todos los valores de β</p> $R_n = \frac{10}{B/t} F_y t B_p \leq F_{yp} t_p B_p \quad (14.2.7)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.95$</p>
	<p>Estado límite: penetración por fluencia en cortante del OR, cuando $0.85B \leq B_p \leq B - 2t$</p> $R_n = 0.6 F_y t (2t_p + 2B_{ep}) \quad (14.2.8)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.95$</p>
	<p>Estado límite: fluencia local de las paredes laterales de la sección OR, cuando $\beta = 1.0$</p> $R_n = 2 F_y t (5k + l_b) \quad (14.2.9)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 1.0$</p>
<p>Conexión con placa transversal tipo T o a través con carga axial en la placa (Continuación)</p>	<p>Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la sección OR, cuando $\beta = 1.0$ y la placa está en compresión, para conexiones tipo T</p> $R_n = 1.6 t^2 \left(1 + \frac{3l_b}{H - 3t} \right) \sqrt{E F_y Q_f} \quad (14.2.10)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.75$</p>
	<p>Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la sección OR, cuando $\beta = 1.0$ y la placa está en compresión, para conexiones a través</p> $R_n = \left(\frac{48 t^3}{H - 3t} \right) \sqrt{E F_y Q_f} \quad (14.2.11)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.90$</p>

Tabla 14.2.3 - Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros HSS rectangulares (continuación)

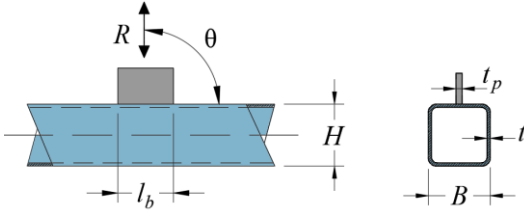
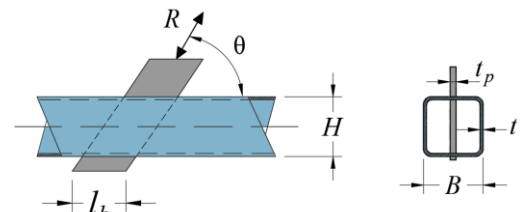
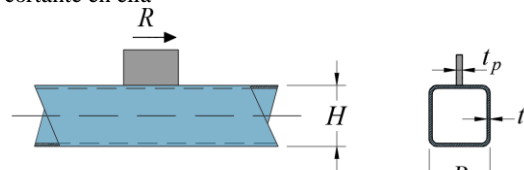
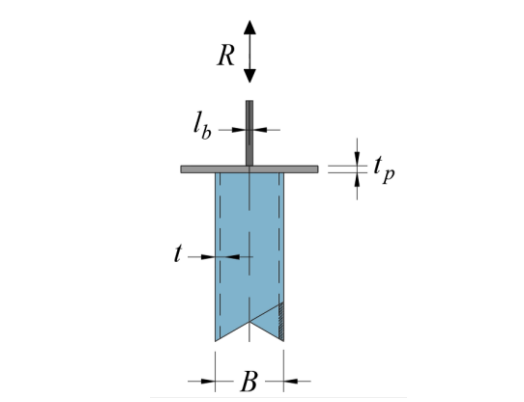
Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión
<p>Conexión con placa longitudinal tipo Y, T o a través, con carga axial en ella</p> 	<p>Estado límite: plastificación de la sección OR</p> $R_n \sin \theta = \frac{F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left(\frac{2l_b}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right) \quad (14.2.12)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 1.0$</p>
<p>Conexión con placa longitudinal que atraviesa la sección tipo T o Y, con carga axial en ella</p> 	<p>Estado límite: plastificación de las paredes de la sección OR</p> $R_n \sin \theta = \frac{2F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left(\frac{2l_b}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right) \quad (14.2.13)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 1.0$</p>
<p>Conexión longitudinal con placa tipo T, con fuerza cortante en ella</p> 	<p>Estados límites: de la placa y de penetración por cortante en la sección OR, R_n, (Capítulo 11) Además, se debe cumplir la condición siguiente:</p> $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t \quad (14.2.3)$
<p>Conexión con placa en el extremo y carga axial en ella</p> 	<p>Estado límite: plastificación local de las paredes laterales de la sección OR</p> $R_n = 2F_y t (5t_p + l_b) \quad \text{cuando:} \quad (5t_p + l_b) < B \quad (14.2.14a)$ $R_n = F_y A \quad \text{cuando:} \quad (5t_p + l_b) \geq B \quad (14.2.14b)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 1.0$</p> <p>Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la sección OR cuando la placa está en compresión</p> $R_n = 1.6 t^2 \left[1 + \frac{6l_b}{B} \left(\frac{t}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{E F_y \frac{t_p}{t}} \quad (14.2.15)$ <p style="text-align: center;">Cuando: $(5t_p + l_b) < B$ $F_R = 0.75$</p>

Tabla 14.2.3 Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros OR (rectangulares) (continuación)

Funciones		
$Q_f = 1.0$	para superficies de conexión de la sección OR en tensión	(14.2.5a)
$= 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0$	para superficies de conexión de la sección OR en compresión, para uniones con placa transversal	(14.2.16)
$= \sqrt{1 - U^2}$	para superficies de conexión de la sección OR en compresión, para placas longitudinales y placas longitudinales a través	(14.2.17)
$U = \left \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $	P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de las secciones OR	(14.2.6)
$B_{ep} = \frac{10B_p}{B/t} \leq B_p$		(14.2.18)

k = radio exterior de las esquinas de la sección OR $\geq 1.5t$

Tabla 14.2.4 Límites de aplicación de la tabla 14.2.3

Ángulo de la placa que aplica la carga	$\theta \geq 30^\circ$
Relación de esbeltez de la pared de la sección OR	B/t o $H/t \leq 35$ para la pared cargada, en conexiones con placa transversal B/t o $H/t \leq 40$ para la pared cargada, conexiones con placa longitudinal o a través $(B-3t)/t$ o $(H-3t)/t \leq 1.40\sqrt{EF_y}$ la pared cargada, cuando la placa transmite fuerza cortante
Relación de anchos	$0.25 < B_b/B \leq 1.0$ en conexiones con placa transversal
Resistencia del material	$F_y \leq 360 \text{ MPa}$ (3,600 kg/cm ²)
Ductilidad	$F_y/F_u \leq 0.8$

Es aceptable el acero ASTM A500 grado C

14.3 Conexiones directas entre perfiles OR (cuadrados) y OC (circulares) en armaduras

- a) Para fines de esta especificación, los ejes de las cuerdas y de los miembros del alma deben estar en un mismo plano; además, en conexiones con perfiles OR (rectangulares) las caras de todos los miembros deben ser paralelas a ese plano
- b) En el diseño de las conexiones de armaduras en las que los miembros del alma están conectados a las cuerdas con soldadura, no se consideran los momentos producidos por excentricidades que estén dentro de los límites de aplicación
- c) La resistencia es $F_R P_n$
- d) La resistencia nominal, $P_n \text{sen}\theta$, se calcula para el estado límite que rige la falla de la conexión y el tipo de ésta, según sean los perfiles, circulares o rectangulares.

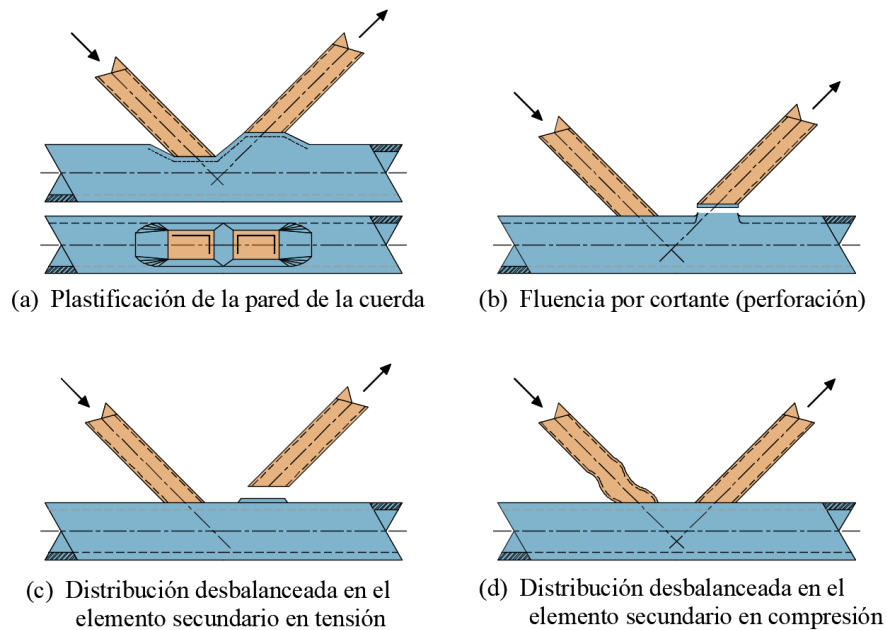
Definición de parámetros:

- A** área total de la sección transversal del miembro
- B** ancho total del miembro principal, OR (rectangular), medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
- B_b** ancho total del miembro del alma (diagonal o montante) rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
- D** diámetro exterior del miembro principal OC (circular)
- D_b** diámetro exterior de una diagonal o montante circular
- F_y** esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la cuerda
- F_{y_b}** esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de las diagonales o montantes
- F_u** esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión de las secciones OR u OC
- H** peralte total de la cuerda del perfil OR (rectangular), medido en el plano de la conexión
- H_b** peralte total del elemento del alma del perfil OR (rectangular), medido en el plano de la conexión
- O_v** $l_{ov} / l_p \times 100$, en porcentaje

- S** módulo de sección elástico del miembro
- e** excentricidad de la conexión, positiva cuando se aleja de los elementos del alma
- g** separación entre elementos del alma en conexiones tipo K abiertas, despreciando la soldadura
- k** radio exterior de las esquinas de una sección $OR \geq 1.5t$
- l_b** $H_b/\text{sen}\theta$
- l_{ov}** longitud traslapada de dos diagonales o montantes, medida a lo largo de la cara de la cuerda a la que se unen
- l_p** longitud proyectada sobre la cuerda del traslape de los miembros del alma
- t** espesor de diseño de la pared de un miembro OR u OC principal (cuerda)
- β** relación de anchos; para miembros OC (circulares), cociente del diámetro de la diagonal o montante entre el de la cuerda = D_b/D ; para miembros OR (rectangulares), cociente del ancho de la diagonal o montante entre el de la cuerda = B_p/B
- β_{ef}** relación efectiva de anchos; suma de los perímetros de los dos elementos del alma en conexiones tipo K dividida entre ocho veces el ancho de la cuerda
- γ** relación de esbeltez de la cuerda; en miembros OC (circulares), cociente de la mitad del diámetro entre el espesor de la pared = $D/2t$; en miembros rectangulares, cociente de la mitad del ancho entre el espesor de la pared = $B/2t$
- η** parámetro de la longitud de aplicación de la carga, válido solo para miembros OR (rectangulares); cociente de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda = l_b/B
- θ** ángulo agudo entre un miembro del alma y la cuerda, en grados
- ξ** relación de separación; cociente de la separación de los miembros del alma de una conexión tipo K abierta entre el ancho de la cuerda = g/B en miembros OR (rectangulares)

Comentario:

El diseño de conexiones soldadas de perfiles estructurales huecos está basado en el estado límite que potencialmente puede ocurrir para la geometría de una conexión y la forma de la carga, lo cual representa posibles modos de falla que pueden ocurrir dentro de los límites de aplicación prescritos. En la fig. C14.3.1 se muestran algunos modos de falla típicos para conexiones directas entre perfiles OR (rectangulares) en armaduras.



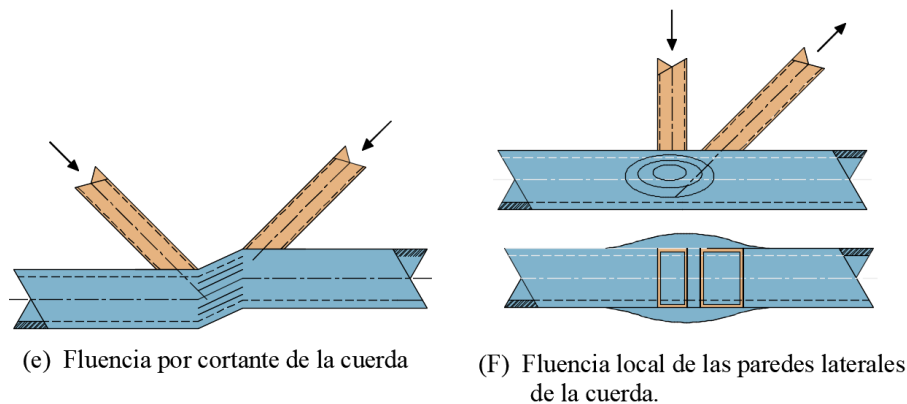


Figura C14.3.1 Estados límite típicos para conexiones directas entre perfiles OR en armaduras.

14.3.1 Elementos OC (circulares)

14.3.1.1 Las resistencias de conexiones de armaduras entre miembros OC (circulares) que están dentro de los límites de la tabla 14.3.2 son iguales al valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite aplicables, que se indican en la tabla 14.3.1

Comentario:

Los límites de aplicación de la tabla 14.3.2 representan, generalmente, el rango de parámetros en el cual las ecuaciones han sido verificadas experimentalmente. A continuación, se menciona limitaciones con las explicaciones correspondientes.

- El ángulo mínimo de las barras del alma es un límite práctico para una buena fabricación.
- El límite de la esbeltez de la pared para el elemento secundario en compresión es una restricción para asegurar que la resistencia de la conexión no sea condicionada por pandeo local.
- La restricción de la distancia mínima en la separación de conexiones tipo "K", está dada para asegurar un espacio correcto que permita ejecutar satisfactoriamente la soldadura en los extremos de los elementos secundarios.
- La restricción en el traslape mínimo, de conexiones tipo "K", es para asegurar una adecuada interconexión entre los elementos secundarios y para permitir una transferencia efectiva de la fuerza cortante de un elemento a otro.
- En conexiones tipo "K" axialmente cargadas con elementos OC, el tamaño del elemento secundario en compresión es el que determina la resistencia de la conexión. Por lo tanto, en la ec. 14.3.4 el término D_{bcomp} pertenece sólo al elemento en compresión, es decir, no es el promedio de los dos. De esta forma, si se requiere la resistencia de la conexión expresada como una fuerza en el elemento a tensión, se puede sustituir el resultado de la ec. 14.3.4 en la ec. 14.3.5, por lo que, no es necesario repetir un cálculo similar al de la ec. 14.3.4 para el D_b del elemento secundario en tensión.

14.3.2 Elementos HSS rectangulares

14.3.2.1 Las resistencias de conexiones de armaduras entre OR (rectangulares) que están dentro de los límites de la tabla 14.3.4 son iguales al valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite aplicables que se indican en la tabla 14.3.3.

Comentario:

En la tabla 14.3.4 los límites de aplicación son similares a los establecidos para elementos OC (circulares) en la tabla 14.3.2.

En la tabla 14.3.4 hay dos límites para la dimensión mínima de la separación en conexiones "K". El límite (g/B) en la separación, sirve para asegurar que hay suficiente transferencia de carga, de un elemento secundario a las paredes laterales del elemento principal. Limitar g a ser al menos la suma del espesor de los elementos secundarios es para asegurar que hay un adecuado espacio para poder soldar de manera eficiente los extremos de los elementos. La ec. 14.3.7 representa una solución analítica de la línea de fluencia para flexión en la cara del elemento principal de la conexión. Esta ecuación nominal sirve para limitar la deformación en la conexión y está por debajo de la

resistencia última de la conexión. Cuando el ancho del elemento secundario excede del 85 por ciento del ancho de la cara del elemento principal, el mecanismo de falla de la línea de fluencia resultará en una carga no crítica de diseño.

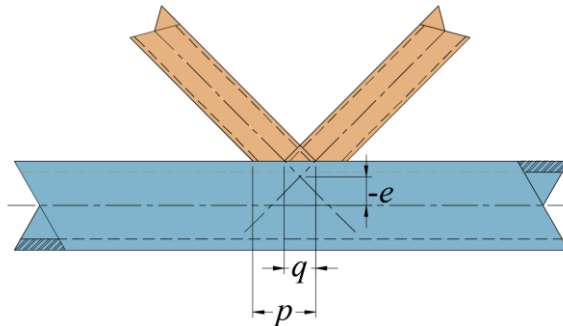
El estado límite de penetración por cortante, evidente en las ecs 14.3.8 y 14.3.15, está basado en el perímetro efectivo de penetración por cortante alrededor del elemento secundario. El término β_{eop} representa la relación del ancho efectivo por penetración por cortante en la cara del elemento principal, adyacente a uno (ec. 14.3.15) o dos (ec. 14.3.8) elementos secundarios.

Para conexiones tipo "K" se incluye la revisión de conexiones traslapadas y con separación. Las primeras son más difíciles y costosas de fabricar en comparación con las conexiones con separación. Sin embargo, en general una conexión traslapada producirá una conexión con mayor resistencia estática y una resistencia a la fatiga, al igual que una sección de armadura más rígida, en comparación con su contraparte.

Los límites aplicados en las conexiones tipo "K" con traslape, permiten controlar un sólo modo de falla y no tener la falla de un elemento secundario, por ejemplo, perforando o extrayéndose del otro elemento secundario. El elemento secundario traslapado, en conexiones tipo "K", debe ser aquel con el mayor ancho. Si ambos elementos secundarios tienen el mismo ancho, el de mayor espesor debe ser el elemento traslapado.

La aplicación de las ecs. 14.3.18 y 14.3.19, depende de la cantidad de traslape, O_v (del término en inglés de overlapping), donde $O_v = (q/p) \times 100\%$. Es importante notar que el término p es la longitud proyectada del elemento secundario que traslapa en la cara del elemento principal de la conexión, incluso si este no está en contacto físico con el elemento principal. También, el término q es la longitud de superposición medida a lo largo de la cara del elemento principal debajo de la región de los elementos superpuestos. Esto se ilustra en la fig. C14.3.2.

Un traslape del 100 por ciento ocurre cuando un elemento secundario se apoya completamente sobre el otro elemento. En algunos casos, el elemento que traslapa se requiere mover hacia arriba ligeramente para soldar con filete el extremo del perfil OR u OC a la cara del elemento traslapado. Si la conexión es fabricada de esta manera, se obtiene una superposición ligeramente mayor al 100 por ciento, en estos casos la resistencia de la conexión para un elemento OR (rectangular) puede ser calculada usando la ec. 14.3.19 reemplazando el término B_{bi} por otro término b_{eov} .



$$\text{Traslape} = (q/p) \times 100\% = O_v$$

Figura C14.3.2 Notación de una conexión tipo "K" traslapada

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 14.3.1 - Resistencia de conexiones entre miembros OC (circulares)

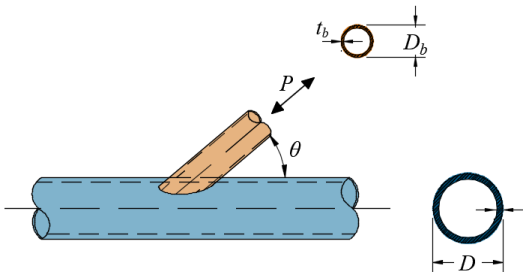
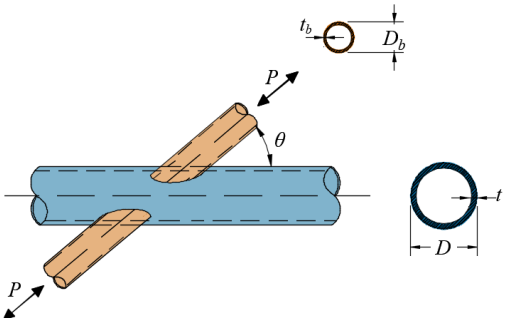
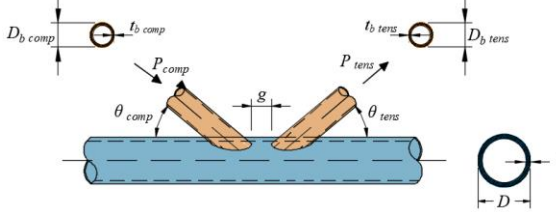
Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
Conexiones tipo Y, T, a través y K abiertas Cuando: $D_b \left(\frac{\text{tension}}{\text{compresion}} \right) < (D-2t)$	Estado límite: fluencia por cortante (penetración) $P_n = 0.6 F_y t \pi D_b \left(\frac{1 + \text{sen}\theta}{2 \text{sen}^2\theta} \right) \quad (14.3.1)$ $F_R = 0.95$
Conexiones tipo Y y T 	Estado límite: plastificación de la cuerda $P_n \text{sen}\theta = F_y t^2 (3.1 + 15.6 \beta^2) \gamma^{0.2} Q_f \quad (14.3.2)$ $F_R = 0.90$
Conexiones tipo a través 	Estado límite: plastificación de la cuerda $P_n \text{sen}\theta = F_y t^2 \left(\frac{5.7}{1 - 0.81 \beta} \right) Q_f \quad (14.3.3)$ $F_R = 0.90$
Conexiones tipo K con separación o con traslape 	Estado límite: plastificación de la cuerda $(P_n \text{sen}\theta)_{\text{diagonal en compresión}} = F_y t^2 \left(2 + 11.33 \frac{D_{b \text{ comp}}}{D} \right) Q_g Q_f \quad (14.3.4)$ $(P_n \text{sen}\theta)_{\text{diagonal en tensión}} = (P_n \text{sen}\theta)_{\text{diagonal en compresión}} \quad (14.3.5)$ $F_R = 0.90$
Funciones	
$Q_f = 1.0$	cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en tensión (14.2.5a)
$Q_f = 1.0 - 0.3U(1+U)$	cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión (14.2.5b)
$U = \left \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $	P_u y M_u se determinan en el lado de la junta que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u se refieren a la resistencia requerida en los perfiles OC (14.2.6)
$Q_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{e^{\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33 \right) + 1}} \right]$	(14.3.6)

Tabla 14.3.2 - Límites de aplicación de la tabla 14.3.1

Excentricidad de la conexión	$-0.55 \leq e/D \leq 0.25$ en conexiones tipo K
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 50$ en conexiones tipo Y, T y K
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 40$ en conexiones a través
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 50$ en las barras del alma en tensión
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$ en las barras del alma en compresión
Relación de anchos	$0.2 < D_b/D \leq 1.0$ en conexiones tipo Y, T, a través y K traslapadas.
Relación de anchos	$0.4 < D_b/D \leq 1.0$ en conexiones tipo K abiertas
Separación entre elementos del alma	$g \geq t_{b \text{ comp}} + t_{b \text{ ten}}$ en conexiones tipo K abiertas
Traslape de elementos del alma	$25\% \leq O_v \leq 100\%$ en conexiones tipo K con traslape entre diagonales
Espesor de la pared del miembro de la diagonal	$t_{b \text{ traslapando}} \leq t_{b \text{ traslapada}}$ en de conexiones tipo K traslapadas
Resistencia del material	F_y y $F_{yb} \leq 360$ MPa (3 600 kg/cm ²)
Ductilidad	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$
Distancia al borde	$l_{borde} = \left(1.25 - \frac{B_d/D}{2}\right)$ en conexiones tipo Y, T, a través y K.

Es aceptable el acero ASTM A500 grado C

Tabla 14.3.3 - Resistencias de conexiones entre miembros OR (rectangulares)

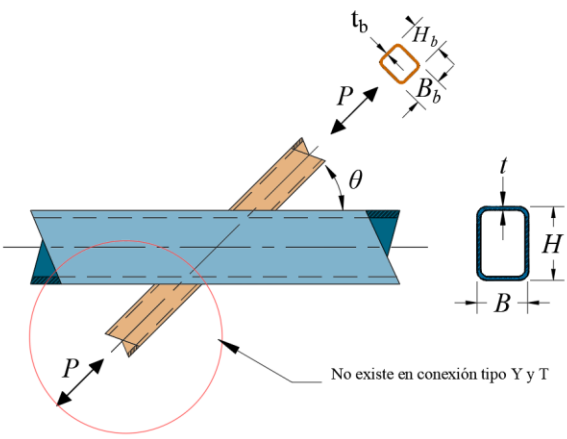
Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
<p>Conexiones tipo Y, T y a través</p>  <p>No existe en conexión tipo Y y T</p>	<p>Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando $\beta \leq 0.85$</p> $P_n \text{sen}\theta = F_y t^2 \left[\frac{2\eta}{(1-\beta)} + \frac{4}{\sqrt{1-\beta}} \right] Q_f \quad (14.3.7)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 1.0$</p> <p>Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $0.85 < \beta \leq 1 - 1/\gamma$ o $B/t < 10$</p> $P_n \text{sen}\theta = 0.6 F_y t B (2\eta + 2\beta_{\text{eop}}) \quad (14.3.8)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.95$</p> <p>Estado límite: fluencia local de las paredes laterales de la cuerda, cuando $\beta = 1.0$</p> $P_n \text{sen}\theta = 2 F_y t (5k + l_b) \quad (14.3.9)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 1.0$</p>
<p>Caso en que se revisa el estado límite por cortante en las paredes laterales de la cuerda</p>	<p>Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda, cuando $\beta = 1.0$ y el miembro del alma está en compresión, en conexiones tipo Y y T</p> $P_n \text{sen}\theta = 1.6 t^2 \left(1 + \frac{3l_b}{H - 3t} \right) \sqrt{E F_y} Q_f \quad (14.3.10)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.75$</p>

Tabla 14.3.3 - Resistencias de conexiones entre miembros OR (rectangulares) (continuación)

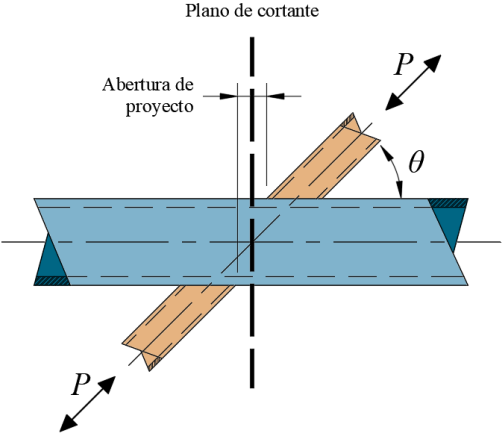
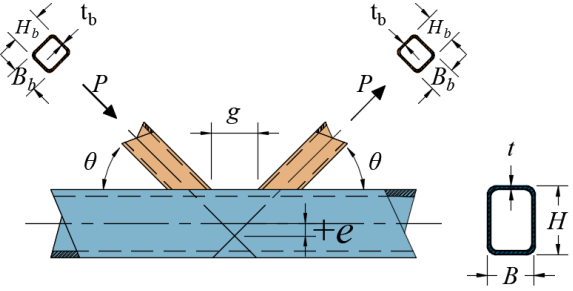
Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
	<p>Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda cuando $\beta = 1.0$ y los miembros del alma están en compresión, en conexiones a través</p> $P_n \text{sen}\theta = \left(\frac{48t^3}{H-3t}\right) \sqrt{EF_y Q_f} \quad (14.3.11)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.90$</p> <p>Estado límite: fluencia local del miembro o miembros del alma debida a una distribución local desbalanceada de fuerzas, cuando $\beta > 0.85$</p> $P_n = F_{yb} t_b (2H_b + 2b_{eoi} - 4t_b) \quad (14.3.12)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.95$</p> $b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b}\right) B_b \leq B_b \quad (14.3.13)$ <p>Estado límite: cortante en las paredes laterales de la cuerda en conexiones a través con $\theta < 90^\circ$, cuando se crea una abertura de proyecto (ver fig.). $P_n \text{sen}\theta$ se determina de acuerdo con la 8.6</p>
<p>Conexiones tipo K con separación entre las diagonales</p> 	<p>Estado límite: plastificación de las paredes de la cuerda para todas las β</p> $P_n \text{sen}\theta = F_y t^2 (9.8 \beta_{ef} \gamma^{0.5}) Q_f \quad (14.3.14)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.90$</p> <p>Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $B_b < B - 2t$</p> <p>No se revisan miembros del alma de sección cuadrada</p> $P_n \text{sen}\theta = 0.6 F_y t B (2\eta + \beta + \beta_{eap}) \quad (14.3.15)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.95$</p> <p>Estado límite: cortante en las paredes laterales de la cuerda, en la apertura entre diagonales $P_n \text{sen}\theta$ se determina de acuerdo con 8.6</p> <p>No se revisa para cuerdas de sección cuadrada.</p> <p>Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas. No se revisa para miembros del alma de sección cuadrada o cuando $B/t \geq 15$</p> $P_n = F_{yb} t_b (2H_b + B_b + B_e - 4t_b) \quad (14.3.16)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.95$</p>

Tabla 14.3.3 - Resistencias de conexiones entre miembros OR (rectangulares)(continuación)

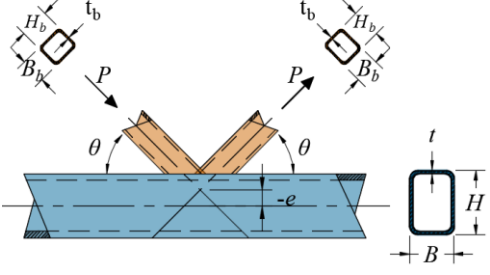
Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
<p>Conexión tipo K con traslape</p>  <p>Las direcciones de las fuerzas pueden tener sentido contrario al indicado.</p> <p>Los índices <i>i</i> y <i>j</i> identifican los miembros</p>	<p>Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas</p> <p>Cuando $25\% \leq O_v < 50\%$;</p> $P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} \left[\frac{O_v}{50} (2H_{bi} - 4t_{bi}) + B_{ei} + B_{ej} \right] \quad (14.3.17)$ <p>Cuando $50\% \leq O_v < 80\%$;</p> $P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} (2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{ei} + B_{ej}) \quad (14.3.18)$ <p>Cuando $80\% \leq O_v \leq 100\%$;</p> $P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} (2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + B_{ej}) \quad (14.3.19)$ <p>El subíndice <i>i</i> se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el <i>j</i> al que queda debajo.</p> $P_{n,j} = P_{n,i} \left(\frac{F_{ybj} A_{bj}}{F_{ybi} A_{bi}} \right) \quad (14.3.20)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.95$</p>
Funciones	
$= 1.0$	cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en tensión (14.2.5a)
$Q_f = 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0$	para conexiones tipo T, Y y a través, cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión (14.2.16)
$= 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta_{ef}} \leq 1.0$	para conexiones tipo K abiertas cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión (14.3.21)
$U = \left[\frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right]$	donde P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más altos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de los perfiles OR (14.2.6)
$\beta_{ef} = \frac{[(B_b + H_b)_{diagonal\ en\ compresión} + (B_b + H_b)_{diagonal\ en\ tensión}]}{4B}$	(14.3.22)
$\beta_{eop} = \frac{5\beta}{\gamma} \leq \beta$	(14.3.23)

Tabla 14.3.4 Límites de aplicación de la tabla 14.3.3

Excentricidad de la conexión	$-0.55 \leq e/H \leq 0.25$ para conexiones tipo K
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	B/t y $H/t \leq 35$ para conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través $B/t \leq 30$ para conexiones tipo K con traslape $H/t \leq 35$ para conexiones tipo K con traslape
Relación de esbeltez de las paredes de los elementos del alma	B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 35$ para las barras del alma en tensión B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 1.25 \sqrt{E/F_{yb}}$ para las barras del alma en compresión de conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 35$ para las barras en compresión de conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través

Tabla 14.3.4 - Límites de aplicación de la tabla 14.3.3 (continuación)

Relación de anchos	B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 1.1 \sqrt{E/F_{yb}}$ para las barras en compresión de conexiones tipo K con traslape
Relación de aspecto	B_b/B y $H_b/B \geq 0.25$ para conexiones tipo Y, T, a través y K traslapadas
Traslape entre elementos del alma	$0.5 \leq H_b/B_b \leq 2.0$ y $0.5 \leq H/B \leq 2.0$
Relación entre anchos de las paredes de los miembros del alma	$25\% \leq O_v \leq 100\%$ para conexiones tipo K con traslape entre diagonales
Relación entre espesores de las paredes de los miembros del alma	$B_{bi}/B_{bj} \geq 0.75$ para conexiones tipo K con traslape El subíndice <i>i</i> se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el <i>j</i> al que queda debajo.
Resistencia del material	$t_{bi}/t_{bj} \leq 1.0$ para conexiones tipo K con traslape El subíndice <i>i</i> se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el <i>j</i> al que queda debajo.
Ductilidad	F_y y $F_{yb} \leq 360$ MPa (3 600 kg/cm ²) F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$ Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 grado C.
Distancia al borde	$l_{borde} \geq B \sqrt{1-\beta}$ para conexiones tipo Y, T
Límites adicionales para conexiones tipo K abiertas	
Relación de anchos	B_b/B y $H_b/B \geq 0.1 + \gamma/50$
Relación de la separación entre elementos del alma y el ancho de la cuerda	$\beta_{ef} \geq 0.35$
Separación entre elementos del alma	$\zeta = \frac{g}{B} \geq 0.5 (1 - \beta_{ef})$
Tamaño del miembro de la diagonal	$g \geq t_b \text{ diagonal en compresión} + t_b \text{ diagonal en tensión}$ la menor $B_b \geq 0.63$ (la mayor B_b), si ambas diagonales son rectangulares

El tamaño máximo de la separación entre elementos del alma estará controlado por el límite de la relación e/H . Si la separación es mayor que el límite, se considerará como dos conexiones tipo Y.

14.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles huecos (OR y OC)

- a) Su resistencia de diseño, $F_R M_n$, se determina siguiendo las indicaciones de este Capítulo y del Capítulo 11
- b) Las conexiones que transmiten momento flexionante entre elementos de perfiles huecos (OR y OC) consisten en uno o dos miembros del alma soldados directamente a una cuerda continua, que pasa a través de la conexión, sobre la que aplican momentos flexionantes
- c) Este Capítulo es aplicable a conexiones en las que los ejes de todos los elementos están en el mismo plano.

Comentario:

Los límites que gobiernan los estados límite para revisar las conexiones con carga axial (ver 14.3) han sido usadas como base para los posibles estados límite en conexiones a momento de esta sección. Esto es debido a la poca cantidad de resultados de pruebas en conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS, en comparación con la extensa cantidad para conexiones con carga axial.

Definición de parámetros

- A** área total de la sección transversal de la cuerda
- B** ancho total de cuerdas de perfiles OR (rectangulares), medido a 90 grados del plano de la conexión
- B_b** ancho total de miembros OR (rectangulares) del alma, medido a 90 grados del plano de la conexión
- D** diámetro exterior de la cuerda OC (circular)
- D_b** diámetro exterior de miembros OC (circular) del alma
- F_y** esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la cuerda de perfiles OR u OC
- F_{yb}** esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del alma del miembro de perfiles OR u OC

- F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material de perfiles OR u OC
- H peralte total de la cuerda de perfiles OR (rectangulares), medido en el plano de la conexión
- H_b peralte total del miembro del alma de perfiles OR (rectangulares), medido en el plano de la conexión
- S módulo de sección elástico del miembro
- Z_b módulo de sección plástico del miembro del alma alrededor del eje de flexión
- t espesor de diseño de la pared del miembro OR u OC de la cuerda
- t_b espesor de diseño de la pared del miembro OR u OC del alma
- β relación de anchos; para miembros OC (circular), relación del diámetro del miembro del alma entre el de la cuerda = D_b/D ; para miembros OR (rectangulares), relación del ancho total del miembro del alma entre la de la cuerda = B_b/B
- γ relación de esbeltez de la cuerda; para miembros OC (circular), cociente de la mitad del diámetro al espesor de la pared = $D/2t$; para miembros OR (rectangulares), cociente de la mitad del ancho entre el espesor de la pared = $B/2t$
- η parámetro de longitud de aplicación de la carga, válido solo para miembros OR (rectangulares) = l_b/B ; relación de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda, donde $l_b = H_b/\text{sen}\theta$
- θ ángulo agudo entre los miembros del alma y la cuerda, en grados

14.4.1 Elementos OC (circulares)

14.4.1.1 Las resistencias de las conexiones rígidas incluidas entre los límites de la tabla 14.4.2 son iguales a los valores más pequeños correspondientes a los estados límite de la tabla 14.4.1.

14.4.2 Elementos OR (rectangulares)

14.4.2.1 Las resistencias de las conexiones rígidas incluidas entre los límites de la tabla 14.4.4 son iguales a los valores más pequeños correspondientes a los estados límite de la tabla 14.4.3.

Tabla 14.4.1 - Resistencia de conexiones rígidas entre miembros OC (circulares)

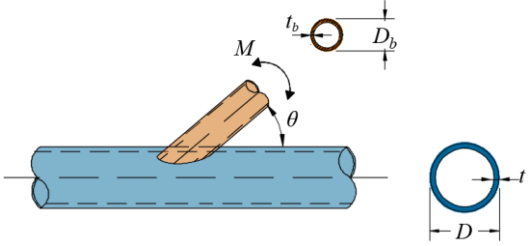
Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
<p>Conexiones tipo Y, T y a través con flexión en el plano de las diagonales</p> 	<p>Estado límite: plastificación de la cuerda</p> $M_n \text{sen}\theta = 5.39 F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta D_b Q_f \quad (14.4.1)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.90$</p> <p>Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $D_b < (D - 2t)$</p> $M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left(\frac{1 + 3 \text{sen}\theta}{4 \text{sen}^2 \theta} \right) \quad (14.4.2)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.95$</p>
<p>Elementos del alma en flexión fuera del plano en conexiones tipo Y, T y a través.</p>	<p>Estado límite: plastificación de la cuerda</p> $M_n = \frac{F_y t^2 D_b}{\text{sen}\theta} \left(\frac{3.0}{1 - 0.81\beta} \right) Q_f \quad (14.4.3)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.90$</p> <p>Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $D_b < (D - 2t)$</p> $M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left(\frac{3 + \text{sen}\theta}{4 \text{sen}^2 \theta} \right) \quad (14.4.4)$

Tabla 14.4.1 - Resistencia de conexiones rígidas entre miembros OC (circulares) (continuación)

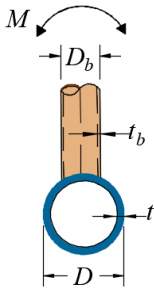
Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
	$F_R = 0.95$
<p>En conexiones tipo Y, T, y a través, con los elementos del alma bajo la combinación de carga axial, momento flexionante en el plano y fuera de él, o cualquier combinación de estos efectos:</p>	
$\left(\frac{P_r}{P_c}\right) + \left(\frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}}\right)^2 + \left(\frac{M_{r-op}}{M_{c-op}}\right) \leq 1.0 \quad (14.4.5)$	
<p> M_{c-ip} = $F_R M_n$ resistencia de diseño en flexión en el plano, tabla 14.4.1 M_{c-op} = $F_R M_n$ resistencia de diseño en flexión fuera del plano, tabla 14.4.1 M_{r-ip} = resistencia requerida en flexión en el plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables M_{r-op} = resistencia requerida en flexión fuera del plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables P_c = $F_R P_n$ resistencia axial de diseño, tabla 14.3.1 P_r = resistencia axial requerida, para las combinaciones de carga aplicables </p>	
<p>Funciones</p>	
$Q_f = 1.0$	cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en tensión (14.2.5a)
$= 1.0 - 0.3U(1+U)$	cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en compresión (14.2.5b)
$U = \left[\frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right]$	P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de los perfiles (14.2.6)

Tabla 14.4.2 - Límites de aplicación de la tabla 14.4.1

Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 50$ para conexiones tipo T o Y
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D/t \leq 40$ para conexiones a través
	$D_b/t_b \leq 50$
	$D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$
Relación de anchos	$0.2 < D_b/D \leq 1.0$
Resistencia del material	F_y y $F_{yb} \leq 360$ MPa (3,600 kg/cm ²)
Ductilidad	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$

Es aceptable el acero ASTM A500 grado C.

Tabla 14.4.3 - Resistencia de conexiones rígidas entre miembros OR (rectangulares)

Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
Miembros del alma en flexión en el plano de la armadura. Conexiones tipo T y a través	Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando $\beta \leq 0.85$ $M_n = F_y t^2 H_b \left[\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{(1-\beta)} \right] Q_f \quad (14.4.6)$ $F_R = 1.0$

Tabla 14.4.3 Resistencia de conexiones rígidas entre miembros OR (rectangulares) (continuación)

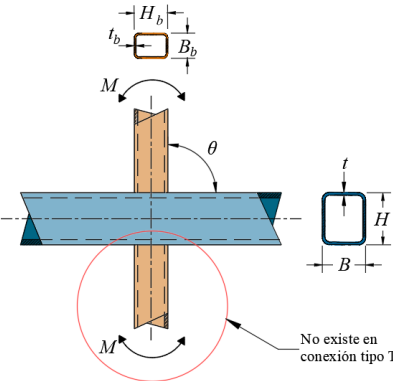
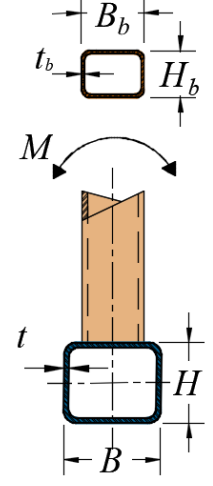
Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
	<p>Estado límite: fluencia local de las paredes laterales, cuando $\beta > 0.85$</p> $M_n = 0.5 F_y^* t (H_b + 5t)^2 \quad (14.4.7)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 1.0$</p> <p>Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas, cuando $\beta > 0.85$</p> $M_n = F_{yb} \left[Z_b - \left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right) B_b H_b t_b \right] \quad (14.4.8)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.95$</p>
<p>Miembro o miembros del ama en flexión fuera del plano de la armadura. Conexiones T y a través</p> 	<p>Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando $\beta \leq 0.85$</p> $M_n = F_y t^2 \left[\frac{0.5 H_b (1 + \beta)}{(1 + \beta)} + \sqrt{\frac{2 B B_b (1 + \beta)}{(1 - \beta)}} \right] Q_f \quad (14.4.9)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 1.0$</p> <p>Estado límite: fluencia local de las paredes laterales, cuando $\beta > 0.85$</p> $M_n = F_y^* t (B - t) (H_b + 5t) \quad (14.4.10)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 1.0$</p> <p>Estado límite: fluencia local del o los miembros del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas, cuando $\beta > 0.85$</p> $M_n = F_{yb} \left[Z_b - 0.5 \left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right)^2 B_b^2 t_b \right] \quad (14.4.11)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 0.95$</p> <p>Estado límite: falla por distorsión de la cuerda en conexiones tipo T y conexiones a través desbalanceadas</p> $M_n = 2 F_y t \left[H_b t + \sqrt{B H t (B + H)} \right] \quad (14.4.12)$ <p style="text-align: center;">$F_R = 1.0$</p>
<p>En conexiones tipo T y a través con elemento/elementos del alma bajo la combinación de fuerza axial, momento flexionante en o fuera del plano de la armadura, o cualquier combinación de estos efectos:</p> $\left(\frac{P_r}{P_c} \right) + \left(\frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}} \right) + \left(\frac{M_{r-op}}{M_{c-op}} \right) \leq 1.0 \quad (14.4.13)$ <p>M_{c-ip} = $F_R M_n$, resistencia de diseño en flexión en el plano, de la tabla 14.4.3</p> <p>M_{c-op} = $F_R M_n$, resistencia de diseño en flexión fuera del plano, de la tabla 14.4.3</p> <p>M_{r-ip} resistencia requerida en flexión en el plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables</p> <p>M_{r-op} resistencia requerida en flexión fuera del plano, correspondientes a las combinaciones de carga aplicables</p> <p>P_c = $F_R P_n$, resistencia axial de diseño de la tabla 14.3.3</p> <p>P_r resistencia axial requerida, para las combinaciones de carga aplicables</p>	

Tabla 14.4.3 Resistencia de conexiones rígidas entre miembros OR (rectangulares) (continuación)

Funciones			
Q_f	$= 1.0$	cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en tensión	(14.2.5a)
	$= 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0$	cuando la superficie en la que se hace la conexión está en compresión	(14.2.16)
$U = \left \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $		donde P_u y M_u se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. P_u y M_u son las resistencias requeridas de los perfiles	(14.2.6)
F_y^*	$= F_y$ para conexiones tipo T y $0.8F_y$ para conexiones a través		

Tabla 14.4.4 Límites de aplicación de la tabla 14.4.3

Ángulo de los elementos del alma	$0 \cong 90^\circ$
Esbeltez de la pared de la cuerda	B/t y $H/t \leq 35$
Esbeltez de las paredes de los elementos del alma	B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 35$
	B_b/t_b y $H_b/t_b \leq 1.25 \sqrt{E/F_{yb}}$
Relación de anchos	$B_b/B \geq 0.25$
Relación de aspecto	$0.5 \leq H_b/t_b \leq 2.0$ y $0.5 \leq H/t \leq 2.0$
Resistencia del material	F_y y $F_{yb} \leq 360 \text{MPa}$ (3,600 kg/cm ²)
Ductilidad	F_y/F_u y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$

El acero ASTM A500 grado C es aceptable.

14.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles OR (rectangulares)

14.5.1 Sus resistencias de diseño, $F_R R_n$, $F_R M_n$ y $F_R P_n$, se determinan siguiendo las indicaciones de este Capítulo y del Capítulo 11.

14.5.2 Las resistencias de las conexiones de los elementos del alma se determinarán para el estado límite de la transferencia no uniforme de fuerzas a lo largo de la línea de la soldadura, debida a diferencias en la rigidez relativa de las paredes del perfil OR en conexiones entre miembros OR, así como, conexiones entre miembros OR y placas transversales. Estas resistencias se calculan como sigue:

$$R_n \text{ o } P_n = F_{ns} t_s l_e \tag{14.5.2.a}$$

$$M_{n-ip} = F_{ns} S_{ip} \tag{14.5.2.b}$$

$$M_{n-op} = F_{ns} S_{op} \tag{14.5.2.c}$$

14.5.3 Para cargas combinadas se utiliza la ec. 14.4.13.

- a) Para soldaduras de filete $F_R = 0.75$
- b) Para soldaduras de penetración parcial $F_R = 0.8$.

- F_{ns} resistencia nominal de la soldadura sin incremento debido a la dirección de la carga
- S_{ip} módulo de sección elástico de las soldaduras para flexión en el plano (tabla 14.5.1)
- S_{op} módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano (tabla 14.5.1)
- l_e longitud efectiva de la soldadura de penetración o filete en miembros OR (rectangulares) para el cálculo de la resistencia de la soldadura
- t_s la menor garganta efectiva de la soldadura alrededor del perímetro de la diagonal o placa

14.5.4 Cuando una conexión tipo K con traslape se ha diseñado de acuerdo con la tabla 14.3.3 y las componentes de las fuerzas en los miembros del alma, normales a la cuerda, están balanceadas en un 80 por ciento (las componentes de las fuerzas

en los miembros del alma normales a la cara de la cuerda difieren en no más del 20 por ciento), la soldadura oculta debajo de la diagonal que traslapa puede ser omitida si las demás soldaduras con los miembros del alma traslapados desarrollan toda la capacidad de las paredes del miembro mencionado.

14.5.5 Las revisiones de las soldaduras en la tabla 14.5.1 no se requieren si son capaces de desarrollar la resistencia completa de la pared del miembro del alma a lo largo de todo su perímetro (o con una placa a lo largo de su longitud completa).

Comentario:

El enfoque utilizado para permitir la disminución del tamaño de las soldaduras considera que son del mismo tamaño en el perímetro completo de la sección OR de los miembros del alma. Se requiere especial atención en conexiones de perfiles de anchos iguales, o casi iguales, que combinan soldaduras de penetración parcial a lo largo de esos bordes con soldaduras de filete a través de la cara del miembro principal.

En 14.5 se consolidan todas las reglas de soldadura para placas y elementos secundarios a la cara de elementos principales OR. El diseño de las soldaduras de los elementos secundarios puede ser realizado bajo dos filosofías de diseño:

- a) *La soldadura es proporcionada para desarrollar la resistencia del elemento secundario conectado en todos los puntos a lo largo de la soldadura. Esto puede ser apropiado si la carga en el elemento es compleja o si se desconoce la carga para el diseñador de la soldadura. Las soldaduras dimensionadas bajo esta filosofía representan un límite superior de la soldadura requerida y pueden ser excesivamente conservadoras en algunas situaciones.*
- b) *Las soldaduras deben ser diseñadas para ser “adecuadas para el propósito”, para resistir las fuerzas en los elementos secundarios que son típicamente conocidas en conexiones entre perfiles OR en armaduras, usando la “longitud efectiva”. Sin embargo, la carga no uniforme del perímetro de la soldadura, debido a la flexibilidad de la cara del elemento OR conectando, debe de ser tomada en cuenta. Longitudes efectivas de soldaduras para placas y elementos OR (rectangulares) sujetos a carga axial (y/o momento en algunos casos) son dadas en la tabla 14.5.1. Este enfoque de diseño de soldadura toma en consideración que una conexión de elemento secundario a elemento principal es más rígida a lo largo de sus bordes, relativo al centro de la cara del perfil OR, conforme el ángulo del elemento secundario y/o la relación de anchos aumenta. Por lo tanto, la dimensión de la longitud efectiva puede disminuir conforme el ángulo o el ancho del elemento secundario aumenta. Es importante mencionar que, para facilitar los cálculos y porque el error es insignificante, las esquinas de las soldaduras han sido asumidas como rectangulares para determinar las propiedades de la línea de la soldadura en algunos casos.*

Tabla 14.5.1 Propiedades efectivas de la soldadura en conexiones con miembros OR (rectangulares)

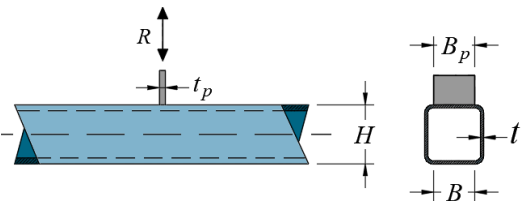
Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura
<p>Conexiones transversales con placa tipo T o a través con fuerza axial en la placa</p> 	<p>Propiedades efectivas de la soldadura</p> $l_e = 2B_e \tag{14.5.3}$ <p>l_e = longitud total efectiva de las soldaduras colocadas en los dos lados de la placa transversal</p>
<p>Conexiones tipo Y, T y a través con fuerzas axiales o flexión en el elemento o elementos del alma</p>	<p>Propiedades efectivas de la soldadura</p> $l_e = \frac{2H_b}{\text{sen}\theta} + 2B_e \tag{14.5.4}$ $S_{ip} = \frac{t_s}{3} \left(\frac{H_b}{\text{sen}\theta} \right)^2 + t_s B_e \left(\frac{H_b}{\text{sen}\theta} \right) \tag{14.5.5}$

Tabla 14.5.1 Propiedades efectivas de la soldadura en conexiones con miembros HSS rectangulares (continuación)

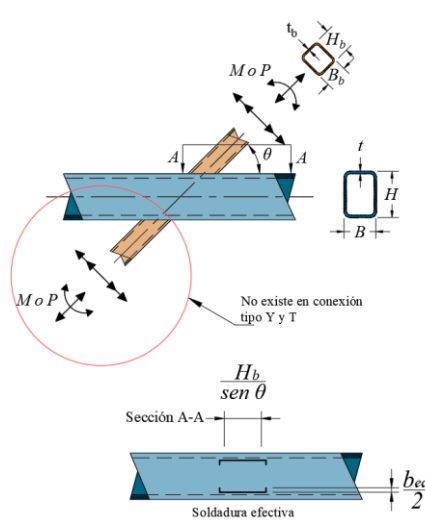
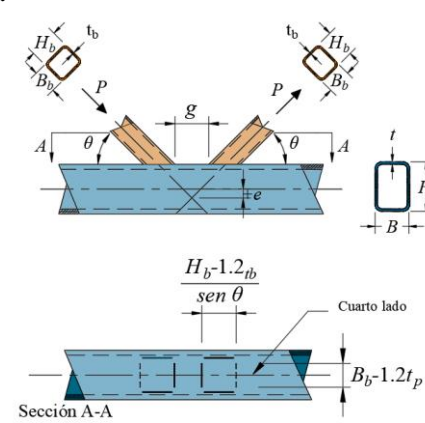
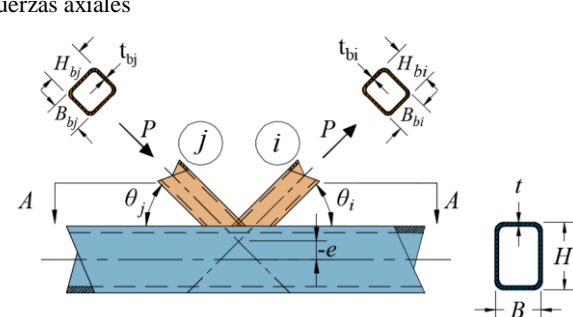
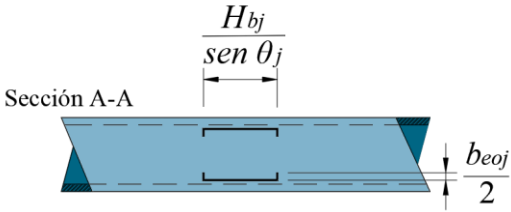
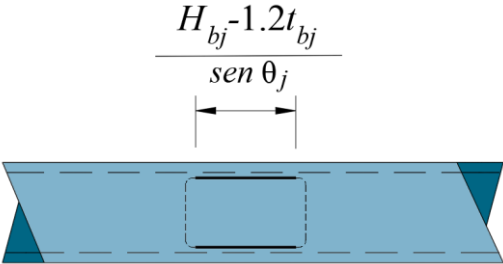
Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura
 <p>No existe en conexión tipo Y y T</p> <p>Sección A-A</p> <p>Soldadura efectiva</p>	$S_{op} = t_s \left(\frac{H_b}{\text{sen}\theta} \right) B_b + \frac{t_s}{3} (B_b^2) - \frac{\left(\frac{t_s}{3} \right) (B_b - B_e)^3}{B_b} \quad (14.5.6)$ <p>Cuando $\beta > 0.83$ o $\theta > 50^\circ$, $B_b/2$ no debe exceder de $B_b/4$</p>
<p>Conexión tipo K abierta con fuerzas axiales en los elementos del alma</p>  <p>Sección A-A</p> <p>Soldadura efectiva $\theta \geq 60^\circ$, cuarto lado efectivo cuando $\theta \leq 50^\circ$</p>	<p>Propiedades efectivas de la soldadura</p> <p>Cuando $\theta \leq 50^\circ$</p> $l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\text{sen}\theta} + 2(B_b - 1.2t_b) \quad (14.5.7)$ <p>Cuando $\theta \geq 60^\circ$</p> $l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\text{sen}\theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (14.5.8)$ <p>Cuando $50^\circ < \theta < 60^\circ$</p> <p>$l_e$ se determina por interpolación lineal</p>
<p>Conexión tipo K con traslape entre los miembros del alma con fuerzas axiales</p>  <p>Obsérvese que las flechas que indican las fuerzas en conexiones tipo K traslapadas pueden cambiar de sentido; i y j controlan la identificación de los miembros</p> <p>Soldadura efectiva: ec. 14.5.12</p>	<p>Propiedades efectivas de la soldadura en miembros traslapados</p> <p>(todas las dimensiones son para el miembro que se monta sobre el otro, i)</p> <p>Cuando $25\% \leq O_v < 50\%$;</p> $l_{e,i} = \frac{2O_v}{50} \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\text{sen}\theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\text{sen}(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + B_{ei} + B_{ej} \quad (14.5.9)$ <p>Cuando $50\% \leq O_v < 80\%$;</p> $l_{e,i} = 2 \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\text{sen}\theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\text{sen}(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + B_{ei} + B_{ej} \quad (14.5.10)$

Tabla 14.5.1 Propiedades efectivas de la soldadura en conexiones con miembros HSS rectangulares (continuación)

Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura
 <p>Sección A-A</p>	<p>Cuando $80\% \leq O_v \leq 100\%$;</p> $l_{e,i} = 2 \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\text{sen} \theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\text{sen}(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + B_{bi} + b_{eov} \quad (14.5.11)$ <p>Cuando $B_{bi}/B_b > 0.85$ o $\theta_i > 50^\circ$, $B_{ei}/2$ no debe exceder de $B_{bi}/4$, y si $B_{bi}/B_{bj} > 0.85$ o $(180 - \theta_i - \theta_j) > 50^\circ$, $B_{ej}/2$ no debe ser mayor que $B_{bi}/4$</p> <p>El subíndice <i>i</i> se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el <i>j</i> al que queda debajo.</p>
 <p>Soldadura efectiva:</p> <p>Cuando $B_{bj}/B > 0.85$ o $\theta_j > 50^\circ$</p>	<p>Propiedades efectivas de la soldadura en miembros traslapados (todas las dimensiones son para el miembro que se monta sobre el otro, <i>i</i>)</p> $l_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\text{sen} \theta_j} + 2B_{ej} \quad (14.5.12)$ <p>Cuando $B_{bj}/B > 0.85$ o $\theta_j > 50^\circ$,</p> $l_{e,j} = \frac{2(H_{bj} - 1.2t_{bj})}{\text{sen} \theta_j} \quad (14.5.13)$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

15. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Este capítulo contiene los temas siguientes:

- 15.1 Disposiciones generales
- 15.2 Contraflechas
- 15.3 Expansiones y contracciones
- 15.4 Deflexiones
- 15.5 Vibraciones
- 15.6 Desplazamientos laterales
- 15.7 Fuego y explosiones
- 15.8 Durabilidad.

15.1 Disposiciones generales

15.1.1 Aunque no corresponden al colapso del edificio, pérdida de vidas o daños a los ocupantes, si se alcanzan los estados límite de servicio puede degradarse seriamente la utilidad de la construcción, ocasionar reparaciones costosas y otras consecuencias económicas. Dependen del destino del edificio, la percepción de sus ocupantes y el tipo de sistema estructural.

15.1.2 Se revisan utilizando las cargas de servicio que corresponden a cada uno de ellos.

15.1.3 Los tres tipos generales de comportamiento de estructuras de acero que indican que se ha alcanzado algún estado límite de servicio son:

- 1) Deformaciones excesivas, que pueden afectar la apariencia, función o drenaje del edificio, o transferir cargas a elementos no estructurales que pueden resultar dañados
- 2) Vibraciones excesivas, ocasionadas por las actividades de los ocupantes que producen molestias en ellos o un funcionamiento inadecuado de equipos
- 3) Daños locales excesivos (flujo plástico, pandeo local, grietas).

15.1.4 Los requisitos generales de diseño que corresponden a los estados límite de servicio se incluyen en el Artículo 149 del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México.

Comentario:

Los estados límite de servicio dependen de la ocupación o la función del edificio, las percepciones de sus ocupantes y el tipo de sistema estructural. Indicativos adicionales de un comportamiento deficiente en estructuras de acero en condiciones de servicio también son:

- 1) Distorsiones excesivas debido al viento que puedan afectar el revestimiento y muros no estructurales*
- 2) Excesivo movimiento inducido por el viento que puede causar incomodidad de los ocupantes*
- 3) Excesivos efectos de expansión y contracción causados por diferencias de temperatura*
- 4) Efectos de deslizamiento de la conexión que resulten en deflexiones excesivas y rotaciones que pueden ocasionar efectos nocivos similares a los que producen los efectos de las cargas*
- 5) Deterioro de miembros de acero por intemperismo, corrosión y decoloración pueden también afectar la función y el servicio de la estructura durante su vida útil.*

Los grupos de acciones que pueden requerir atención en la revisión del comportamiento de la estructura en condiciones de servicio incluyen: (1) las cargas estáticas de los ocupantes, la lluvia en el techo, cambios de temperatura, etc. (2) las cargas dinámicas de las actividades humanas, los efectos del viento, la operación de equipo de servicio mecánico o del edificio o el tráfico cerca del edificio, etc.

15.2 Contraflechas

15.2.1 Es frecuente que se proporcione una contraflecha a los elementos estructurales de los sistemas de piso, para obtener una superficie horizontal bajo cargas de servicio, por razones estéticas y para lograr un ajuste adecuado con otros elementos de la construcción como cancelas, muros interiores, parapetos o recubrimientos de fachada. También son comunes las contraflechas en armaduras de cubierta de gran claro.

15.2.2 Las contraflechas se indican en los documentos de diseño y construcción.

15.2.3 Cuando no se especifiquen en los dibujos de taller de vigas o armaduras, éstas se fabricarán y montarán de manera que las pequeñas contraflechas producidas durante el laminado o el armado en el taller queden hacia arriba en la estructura terminada.

Comentario:

Las contraflechas se especifican con frecuencia para proporcionar una superficie a nivel bajo cargas permanentes, por razones de apariencia o para alineación con otros trabajos. En ocasiones la contraflecha no se recupera del todo para evitar una deflexión o vibración excesiva. Normalmente, se introduce en vigas por calentamiento controlado de porciones seleccionadas de la viga o por doblado en frío, o ambos. Los diseñadores deben conocer los límites que presentan las prácticas normales de fabricación y montaje. El código de prácticas generales para estructuras de acero del IMCA (2022) proporciona valores sobre la tolerancia en la contraflecha. Se puede encontrar más información sobre contraflechas en la publicación en Bjorhjoide (2006).

15.3 Expansiones y contracciones

15.3.1 Los cambios de dimensiones producidos por variaciones de temperatura y otros efectos no deben perjudicar el comportamiento de las estructuras en condiciones de servicio. Cuando sea necesario, se dispondrán juntas constructivas y se diseñarán los elementos no estructurales para que admitan, sin daños, los cambios de dimensiones.

Comentario:

Es más efectivo, en general, separar por completo tramos relativamente largos de la estructura que utilizar juntas más cercanas, que dependen del deslizamiento de partes en contacto; sin embargo, el acomodo satisfactorio de juntas de expansión y juntas de contracción térmica no se puede reducir a unas cuantas reglas sencillas, sino que depende en gran medida del criterio de un ingeniero calificado. Es probable que el problema sea más grave en los edificios con muros de mampostería que con unidades prefabricadas. La separación completa de los marcos en las juntas de expansión ampliamente espaciadas, en general, es más satisfactoria que los dispositivos que dependen del deslizamiento de los apoyos y son usualmente menos caros que los apoyos con balancín en rodillos o articulaciones.

El flujo plástico y la contracción por secado del concreto, así como la fluencia del acero, se encuentran entre las causas, además de la temperatura, para los cambios dimensionales. Los efectos de la temperatura deben tomarse en cuenta tanto en la etapa de construcción como de servicio (con fachadas). Los ingenieros también deben considerar que el daño en elementos de recubrimiento del edificio puede causar penetración de agua y guiar a la corrosión. Los lineamientos para el tamaño y el espaciado recomendados de las juntas de expansión en los edificios se pueden consultar en NRC (1974).

15.4 Deflexiones

15.4.1 Las deflexiones verticales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo vigas, pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas nominales, no deben exceder los valores máximos permisibles indicados a continuación:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de vigas en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la viga entre 480. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

15.4.2 En edificios industriales, bodegas y otras construcciones semejantes con estructuras de acero, la condición del estado límite de servicio en términos de deflexiones se cumplirá si no se exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de vigas que soportan cubiertas de techo rígidas igual que el claro entre 240
- b) Un desplazamiento vertical en el centro de vigas que soportan cubiertas de techos flexibles igual que el claro entre 180
- c) Un desplazamiento vertical en el centro de vigas que soportan cubiertas de techo flexibles en el que se incluyen sólo los efectos de la carga viva, igual que el claro entre 360.

Comentario:

Las deflexiones verticales y rotaciones excesivas se desarrollan principalmente por: (1) las cargas de gravedad; (2) los efectos de temperatura, fluencia y asentamiento diferencial, y (3) las tolerancias y los errores de construcción. Dichas deformaciones pueden ser visualmente discutibles, causar separación, agrietamiento o daño en revestimientos, acabados y en componentes.

Los límites de deflexión dependen en gran medida de la función de la estructura y la naturaleza de la construcción compatible. Los límites tradicionales expresados como una fracción de la longitud del tramo no deben extrapolarse más allá de la experiencia. El control apropiado de las deflexiones es un tema complejo que requiere de la cuidadosa aplicación de un criterio profesional. En ciertos sistemas de piso o vigas de gran claro puede ser necesario adoptar un límite más estricto para minimizar la posibilidad de daño en los elementos no estructurales adyacentes.

Los cálculos de deflexión para vigas compuestas deben incluir el deslizamiento relativo entre el perfil de acero y la losa de concreto, además de la contracción por secado y el flujo plástico como se especifica en el Capítulo 10.2.12 de los comentarios.

Se entiende como techo rígido aquel que tiene un sistema de piso a base de lámina colaborante con concreto, losa maciza, o similar y flexible aquella cubierta con lámina.

15.5 Vibraciones verticales de entrapiso

15.5.1 El uso creciente de materiales de alta resistencia con sistemas estructurales eficientes y plantas arquitectónicas abiertas, lleva a claros mayores y sistemas de piso más flexibles y, con menor amortiguamiento. Esto hace que las vibraciones ocasionadas por el tránsito de personas, u otras actividades, puedan resultar inaceptables, por lo que, en el diseño deben tomarse las medidas necesarias para reducirlas a límites tolerables.

15.5.2 Las vibraciones dependen, principalmente, de las acciones que las producen (frecuencia de las actividades) y de las características dinámicas del sistema de piso, esto es: frecuencia natural (en función de la masa y rigidez) y la fracción del amortiguamiento, expresado como un porcentaje del valor crítico.

15.5.3 La revisión del estado límite de vibraciones es de especial importancia en lugares donde se espera continua actividad de los ocupantes como bibliotecas u oficinas y en sitios donde los usuarios pueden producir movimientos periódicos más o menos uniformes, como tribunas de estadios, auditorios, salones de baile y de actividades aeróbicas.

15.5.4 Los equipos mecánicos que producen vibraciones deben aislarse de la estructura de una manera adecuada para que la transmisión de las vibraciones a elementos estructurales críticos se elimine o reduzca a límites aceptables. En el caso que no sean aislados adecuadamente, los elementos expuestos a estas vibraciones deben revisarse por fatiga acorde con la sección correspondiente de la presente norma.

15.5.5 Las revisiones tradicionales de deflexiones bajo carga viva de vigas aisladas no son suficientes para asegurar que no se presentarán vibraciones molestas de los sistemas de piso. El control de la frecuencia vertical de vibrar a partir de sus rigideces y masas es un aspecto importante para satisfacer este estado límite de servicio. En los casos donde sea un parámetro controlable (por ejemplo, por medio de disipadores o masas resonantes) se deberá definir apropiadamente el amortiguamiento del sistema.

15.5.6 Para evitar molestias a los ocupantes o daños en los equipos, las aceleraciones provenientes de las vibraciones verticales deberán mantenerse por debajo de los valores permisibles indicados en la tabla 15.5.7 acorde con actividad de diseño del sistema de piso.

Comentario:

En sistemas de piso donde se pudiera desempeñar más de un tipo de actividad, deberá revisarse para cada caso rigiendo la condición más desfavorable.

15.5.7 Deberá procurarse que los sistemas de piso sean diseñados para que su frecuencia vertical quede fuera de los intervalos críticos indicados en la tabla 15.5.7. En estructuras existentes o en casos donde sea inevitable que su frecuencia quede dentro de estos intervalos, se deberá garantizar que las aceleraciones perceptibles estén por debajo de los valores límite definidos.

Tabla 15.5.7 Valores límite de aceleraciones perceptibles por el caminar

Destino de Piso	Frecuencia natural de la actividad, Hz	Límite de aceleración (a_p/g)	W, kN/m ² (kg/m ²)
Habitación	1.5-6.5	0.005g	0.8(80)
Oficinas			1.0 (100)
Biblioteca, Iglesias, etc.			0.4 (40)
Centros comerciales			0.8W _m
Puente en interiores			0.4 (40)
Puente en exteriores			0.05g

Comentario:

Estas vibraciones están fuertemente asociadas a la frecuencia natural del sistema de piso f_0 y su correlación con las frecuencias de las actividades humanas actuantes por los efectos de resonancia (fig. C15.5.7), por lo que, para minimizar problemas de vibración, es recomendable que se mantengan fuera de ese intervalo. Sin embargo, si es el caso, es posible que, por la estructuración, distribución de masas o por el amortiguamiento, las aceleraciones producidas queden dentro de los límites aceptables.

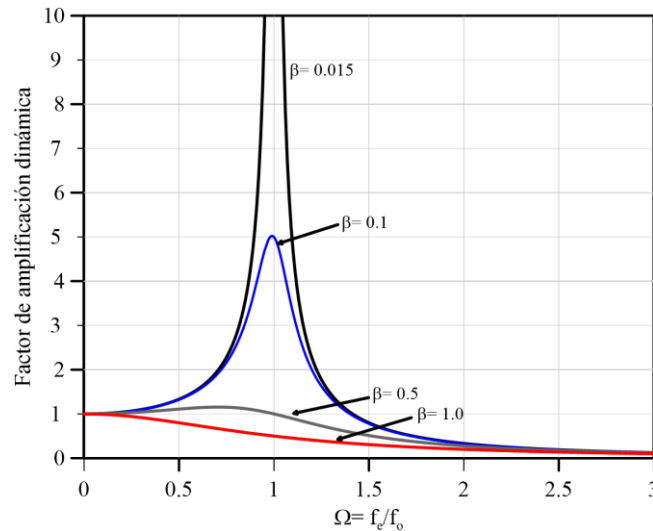


Figura C15.5.7 - Reducción de las aceleraciones debidas al amortiguamiento

15.5.8 Las aceleraciones debidas al caminar de personas como fracción de la gravedad para un tablero del entrepiso se pueden calcular por medio de la expresión:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 e^{-0.35f_0}}{\beta W} \tag{15.5.8}$$

- a_p/g aceleración como fracción de la gravedad
- P_0 fuerzas constantes equivalente al paso de una persona, mayor o igual que 450 N (45 kg) en puentes y a 350 N (35 kg) en el resto de las estructuras.
- f_0 frecuencia del primer modo de vibrar del tablero
- β fracción del amortiguamiento crítico del entrepiso. Si no se puede demostrar otro valor deberá tomarse igual que 0.03 (3 por ciento)
- W Peso efectivo soportado por los elementos o la franja de elementos que forman el tablero en estudio en N (kg), considerando peso propio, carga muerta y la carga viva media indicada en la NTC-Criterios y en la tabla 15.5.7

Comentario:

En el cálculo, el peso efectivo se obtiene a partir de sumar el peso propio, las cargas muertas y una carga viva de servicio las cuales se definen en la NTC-Criterios como carga viva media, que son los valores incluidos en la tabla 15.5.7 (W).

15.5.9 Las aceleraciones debidas a actividades rítmicas armónicas como fracción de la gravedad de entrepiso se calculan mediante la expresión

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3\alpha_i w_p / w_t}{\sqrt{\left(\left(\frac{f_0}{f_c}\right)^2 - 1\right)^2 + \left(\frac{2\beta f_0}{f_c}\right)^2}} \tag{15.5.9}$$

- α_i coeficiente dinámico
- w_p peso efectivo por unidad de área de los participantes distribuidos sobre el tablero, kN (kg/m²)
- w_t peso efectivo por unidad de área del tablero, kN (kg/m²), considerando peso propio, carga muerta y w_p
- f_0 frecuencia del primer modo de vibrar del tablero
- f_c frecuencia de la actividad
- β fracción del amortiguamiento crítico del entrepiso; si no se puede demostrar otro valor, deberá tomarse de manera conservadora igual a 0.06 (6 por ciento)

Tabla 15.5.9 - Valores límite de aceleraciones perceptibles para actividades rítmicas

Actividad	α_i	Frecuencia de la actividad f_c Hz	Límite de aceleración a_p/g	w_p kN/m ² (kg/m ²)
Baile y comedor	0.5	1.5-3	0.02	0.6 (60)
Conciertos y eventos deportivos	0.25	1.5-5	0.05	1.5(150)
Aerobics	1.5	2.75	0.06	0.2(20)
Ejercicios de salto compartidos con levantamientos de pesas	1.5	8.25	0.02	0.12(12)

Comentario:

La fuerza P_0 es la fuerza excitadora de entrada de la señal armónica del paso de una persona sobre el sistema de piso y representa al porcentaje del peso del transeúnte al dar un paso sobre el sistema de piso. Para puentes se define como 0.7 del peso de diseño de una persona y para el resto de las estructuras igual que 0.5 de dicho peso. El valor de diseño del peso del transeúnte en México se toma igual que 70 kg. En casos particulares podrán usarse valores mayores a este valor si así se requiere.

El porcentaje de amortiguamiento crítico es un parámetro complicado de establecer a no ser que se cuente con pruebas experimentales del sistema de piso terminado, por otra parte, en la literatura se ha observado que los sistemas de piso compuestos no desarrollan en condiciones de servicio el 5 por ciento de amortiguamiento por lo que conservadoramente se toma un valor del 3 por ciento. En casos donde la configuración del sistema de piso cuente con elementos que reduzcan los claros, podrán emplearse los valores mostrados en la tabla C.15.5.9. Para el caso de las actividades rítmicas debido a que se incrementan las excitaciones el amortiguamiento físicamente tiende a incrementarse, por lo que, es posible emplear para esa revisión el valor del 6 por ciento independiente de la configuración del sistema de piso, este porcentaje solo es válido para las actividades de la tabla C15.5.9 y no podrá emplearse para verificar la actividad de caminar.

Tabla C.15.5.9 Valores de amortiguamiento para diferentes sistemas de piso

Porcentaje de amortiguamiento (β)	Sistema de piso
0.5	Estructuras de acero unidas por medio de soldaduras
1.0	Para sistemas de piso vacíos o con muy pocos elementos estructurales
3.0	Combinaciones de sistemas de piso de acero y concreto con algunos elementos estructurales verticales que reducen los claros
4.5	Combinaciones de sistemas de piso de acero y concreto que adicionalmente tienen elementos verticales que unan los entrepisos y que estén muy cercanos de forma que limiten el claro libres de la vibración (por ejemplo, muros divisorios estructurales a todo lo alto del entrepiso).

En los casos donde no sea posible modificar la rigidez o masa del sistema de piso y su frecuencia se encuentre dentro de la banda de resonancia, podrán controlarse las aceleraciones con el amortiguamiento del sistema empleando elementos físicos externos que proporcionen amortiguamiento adicional al propio de los materiales que conforman el sistema de piso.

Para el cálculo de la frecuencia fundamental del sistema, f_0 , la masa del tablero deberá tomarse como la suma del peso propio de los elementos estructurales, la carga muerta y la carga viva; esta última se tomará acorde a como se define en la NTC-Criterios, la cual, es la que tiene mayor probabilidad de estar presente durante las actividades en el sistema de piso. Al ser una revisión por condiciones de servicio, se emplearán factores de carga unitarios. Las cargas w_p de la revisión para actividades rítmicas corresponden a la carga de excitación, por lo que, no se emplean en el cálculo de la frecuencia del sistema de piso.

En sistemas de piso cuyas frecuencias quedan por fuera de la banda crítica, es posible incrementar el límite de aceleración perceptible dado que se reducen los efectos molestos de ésta al alejarse de la zona de resonancia.

15.5.10 Para valores de frecuencia por fuera de los intervalos definidos en la tabla 15.5.7, las aceleraciones perceptibles correspondientes a la frecuencia del sistema podrán incrementarse hasta los valores para cada frecuencia indicados en la fig. 11.5.10.

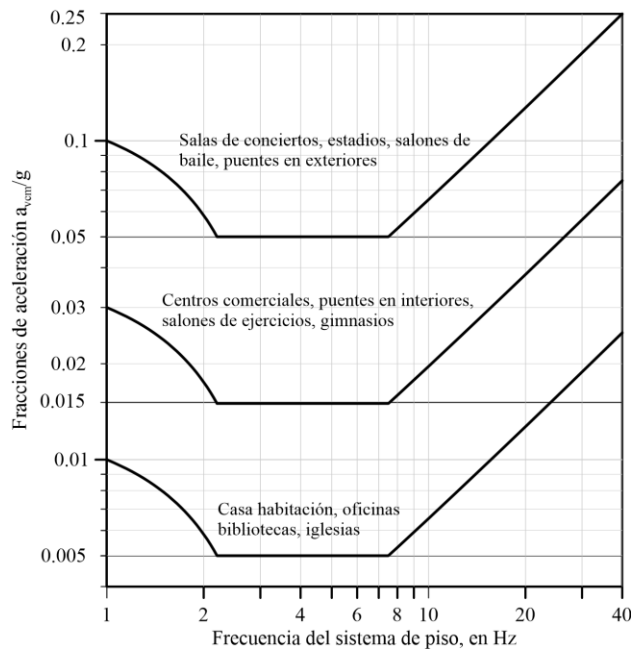


Figura 15.5.10 - Nivel de percepción aceptable de vibraciones debido a la actividad humana

Comentario:

Las curvas de aceleraciones de la figura 15.5.10 están basadas en el estándar ISO 2631-2 interpoladas para las actividades de los ocupantes en frecuencias entre 2 y 8 Hz. Las curvas para actividades humanas acorde con ese estándar, se obtienen a partir de una curva del valor cuadrático medio de aceleraciones (RMS) de referencia multiplicada por 10 para baja actividad (casas habitación, oficinas, etc), por 30 para actividades moderadas (centros comerciales, gimnasios y puentes) y por 100 para actividades altas o con mucho ruido ambiental (actividades rítmicas o puentes en exteriores). El valor cuadrático medio de la aceleración se puede determinar con la ec. C15.5.10

$$a_{vcm} = \sqrt{\frac{a_1 + a_2 + \dots + a_n}{n}} \quad (C15.5.10)$$

donde:

a_{vcm} : es el valor cuadrático medio de la aceleración

a_n : es la aceleración n

15.5.11 La frecuencia de vibrar del sistema podrá obtenerse a vigas con una de las siguientes alternativas:

Comentario:

En el cálculo de las frecuencias verticales, dado que se revisa en una etapa donde las cargas semejan a la vibración ambiental se podrá utilizar el módulo de elasticidad dinámico para niveles bajos de esfuerzos como lo recomienda la guía de diseño 11 del AISC, Vibraciones de piso debido a la actividad humana (Murray et al., 1997) y Mendoza (1992) el cual será igual a 1.35 veces el módulo de elasticidad nominal.

- a) Estimación de las frecuencias a partir de las deflexiones estáticas del tablero, cuyos elementos se apoyan sobre bordes rígidos, ésta se calcula idealizando el tablero por una franja efectiva mediante la ec. 15.5.11.a.

$$f_0 = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad (15.5.11.a)$$

Si las vigas secundarias del tablero se apoyan sobre bordes flexibles, vigas principales, ésta se calcula mediante la ec.:

$$f_0 = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_s + \Delta_p}} \quad (15.5.11.b)$$

donde:

- g : aceleración de la gravedad
- Δ : deflexión estática al centro del claro
- Δ_s : deflexión al centro de la viga secundaria
- Δ_p : deflexión al centro de la viga principal

Estas deflexiones se deben a la carga ω por unidad de longitud de la franja de ancho igual a la separación de vigas secundarias y de la franja de ancho tributario en vigas principales.

La deflexión estática en vigas principales y secundarias podrá calcularse por medio de métodos analíticos o de forma aproximada mediante la expresión:

$$\Delta = \frac{5\omega L^4}{384 EI} \quad (15.5.11.c)$$

- EI : rigidez en flexión del tablero del sistema de piso
- L : claro en el sentido de las vigas que conforman el tablero
- ω : peso por unidad de longitud de la franja

Comentario:

La ecuación corresponde a la deflexión simplificando el tablero del sistema de piso como si fuera una viga simplemente apoyada.

La inercia deberá ser cuidadosamente calculada considerando la inercia efectiva I_{eff} para secciones que trabajan en sección compuesta.

El peso modal efectivo soportado por el tablero W_p podrá calcularse por medio de la ec.

$$W_p = w_u B_e I \quad (C15.5.11)$$

dónde w_u es el peso por unidad de área y B_e es el ancho equivalente, considerando todos los elementos que participan en el tablero. Por simplicidad, con esta aproximación se asume que las vigas principales generan la condición de apoyo rígido, por lo que, la participación de estas se desprecia. En caso de requerir refinar el valor del ancho efectivo, en la guía de diseño 11 del AISC, Vibraciones de piso debido a la actividad humana (Murray et al., 1997), se presentan una serie de ecuaciones para diferentes configuraciones estructurales de borde.

- b) Cálculo directo de las frecuencias mediante herramientas de cómputo podrán calcularse las frecuencias verticales de los tableros en estudio incluyendo todas las propiedades finales de las secciones que conforman el sistema de piso del tablero y todos los elementos que proporcionen masa, rigidez y amortiguamiento.

Comentario:

El empleo de la deflexión estática permite estimar de manera simple y rápida la frecuencia del sistema de manera global, pero si se requiere un análisis más refinado, tablero por tablero, por medio de las herramientas de cómputo disponibles se puede hacer un análisis con un modelo refinado del entrepiso en estudio. Este análisis tiene como objetivo obtener la respuesta de los modos de vibrar verticales de la estructura de manera que se aprecian las frecuencias fundamentales de cada tablero del sistema de piso, incluso de aquellos con huecos. Con esta metodología se determinarán los modos de vibrar de cada tablero que forma el entrepiso aislando únicamente las respuestas en la dirección vertical (fig. C15.5.11). Las frecuencias de cada tablero se identifican a través de su participación modal. Dado que es una metodología más aproximada, el peso modal efectivo W_p podrá tomarse para el ancho completo del tablero.

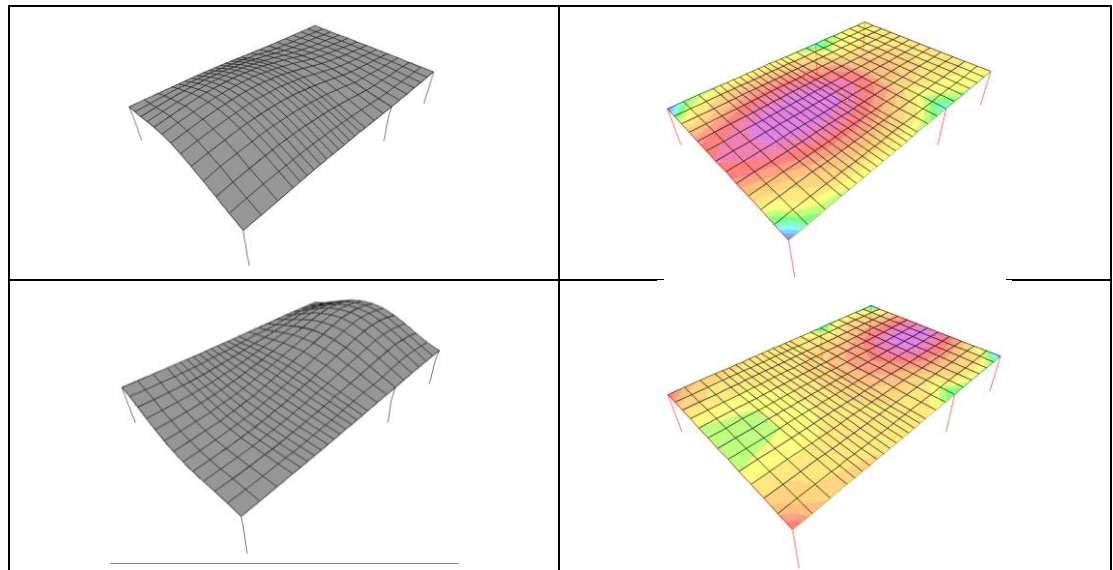


Figura C15.5.11.a - Frecuencia de vibrar para diferentes tableros de un mismo entrepiso

- c) Medición de las frecuencias del entrepiso por medio de pruebas experimentales: en estructuras existentes podrán realizarse pruebas de vibración ambiental con la finalidad de estimar las frecuencias de cada tablero, el amortiguamiento y, en su caso, las aceleraciones perceptibles con el paso de los ocupantes.

Comentario:

En estructuras existentes con problemas de vibración en los sistemas de piso es conveniente realizar pruebas de vibración ambiental colocando sensores en las zonas con mayor amplitud modal, las cuales generalmente ocurren al centro del tablero, a un cuarto del claro largo y el borde del claro largo, de forma que sea posible obtener las funciones de transferencia para identificar las frecuencias y el amortiguamiento. Con esta alternativa también será posible medir las aceleraciones perceptibles al hacer pasar a los ocupantes durante los muestreos. Si la geometría

del tablero es irregular, es conveniente determinar previamente las formas modales con herramientas de cómputo, pues se recomienda colocar los sensores en las zonas de amplitud modal máxima.

Las aceleraciones perceptibles podrán evaluarse por medio de herramientas de cómputo a partir de modelos refinados y análisis en el tiempo con integración directa, verificando que las aceleraciones calculadas, cumplan con los valores límite establecidos en este capítulo y en el modelado se establezcan los valores adecuados de amortiguamiento, rigidez y masas definidos en esta sección.

Comentario:

Estos análisis serán del tipo historia en el tiempo con integración directa; si se utiliza el análisis modal para analizar un entrepiso aislado, se deberá modelar la mitad de la columna en la parte superior e inferior de los tableros, tal que, los modos en el plano no contribuyan a una solución con menor precisión o en su caso omitir los grados de libertad laterales de forma que solo se analicen las deformaciones verticales con sus correspondientes giros.

Las aceleraciones podrán evaluarse empleando historias en el tiempo aplicadas en varios puntos de las estructuras formando una trayectoria que preferiblemente pase por el centro del claro, de esa forma, es posible obtener una historia en el tiempo de la respuesta del sistema (fig. C.11.5.11.b). La frecuencia excitadora para considerar personas caminando sobre la estructura deberá ser de alrededor de 2 Hz (0.5 s). En el cálculo de estas historias se deberán tomar en cuenta los mismos parámetros de cargas, rigideces y amortiguamiento que le corresponde al sistema.

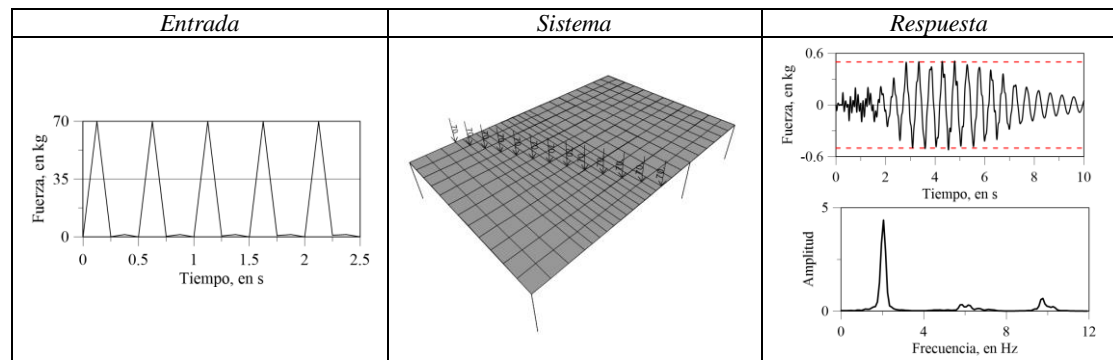


Figura C15.5.11.b - Obtención de la respuesta en el tiempo de las aceleraciones perceptibles con herramientas de cómputo

15.6 Desplazamientos laterales

15.6.1 Los desplazamientos laterales de los pisos de las construcciones producidos por fuerzas sísmicas o de viento no deben ocasionar colisiones con estructuras adyacentes ni afectar el funcionamiento correcto de la construcción. Para ello, deben cumplirse los requisitos estipulados en el Artículo 149 del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México y los Capítulos 1 y 2 de la NTC-Sismo, sin dejar de incluir los efectos de torsión, bidireccionalidad y asimetría, así como, la aplicación del factor de carga correspondiente al inciso b) de la sección 3.4 de la NTC-Criterios.

Comentario:

El desplazamiento lateral relativo (distorsión lateral) en un edificio de acero es una cuestión de servicio principalmente a partir de los efectos del viento o sismo. Los límites de desplazamiento lateral relativo (límites de distorsión) pretenden minimizar o controlar el daño en la estructura, contenidos y elementos no estructurales.

Es importante reconocer que el cabeceo o distorsión por cortante puede contribuir en los daños de ciertos elementos del edificio, como revestimientos y muros divisorios. El desplazamiento lateral relativo o distorsión sólo considera la componente horizontal, y no incluye el desplazamiento vertical por el acortamiento diferencial de la columna en los edificios altos, lo que también contribuye al daño. Además, una parte del desplazamiento lateral relativo puede ser causado por la rotación como cuerpo rígido del revestimiento o los muros divisorios que por sí mismas no causa deformación y, por lo tanto, daños. Griffis (1993) propone un índice de daño por desplazamiento lateral relativo, un parámetro más preciso que se utiliza para medir el daño posible.

Se debe enfatizar que la estimación precisa del desplazamiento lateral relativo o distorsión de entrepiso en el edificio es esencial para controlar el daño estructural y no estructural, por lo que, es parte de la revisión de la seguridad contra colapso. El análisis estructural debe considerar todos los componentes significativos de la posible deflexión del marco, incluyendo la deformación por flexión de vigas y columnas, la deformación axial de columnas y arriostramientos, la deformación por cortante de vigas y columnas, la rotación de la unión de viga-columna

(deformación de la zona de panel), el efecto del tamaño de la unión del miembro, y el efecto $P-\Delta$, así como los efectos y combinaciones de carga establecidos en la NTC-Sismo y la NTC-Criterios.

15.7 Fuego y explosiones

15.7.1 Las estructuras de acero deben protegerse contra el fuego para evitar expansiones térmicas excesivas y pérdidas de resistencia y rigidez ocasionadas por las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependen de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible. Para definir la protección contra fuego se aplicarán los métodos indicados en el Capítulo 4 y el Apéndice A de la NTC-Proyecto Arquitectónico.

Comentario:

Para la revisión por fuego, en esta versión de la Norma se requiere el cumplimiento de las disposiciones de la NTC-Proyecto Arquitectónico para definir los componentes que brindan protección contra fuego de los elementos estructurales con objeto de satisfacer el número de horas mínimo de exposición al fuego que permita proteger la vida de los ocupantes y evacuarlos del edificio de manera segura.

15.7.2 Para el caso de estructuras compuestas indicadas en el Capítulo 10 de esta Norma, se deberán seguir las indicaciones de los recubrimientos contra fuego indicados en 4.15 de la NTC-Concreto.

15.7.3 Como una alternativa, pueden utilizarse métodos analíticos para demostrar que, sometida al fuego de diseño, la estructura tiene un comportamiento adecuado. Se aceptará obtener las dimensiones, espesores y recubrimientos de elementos estructurales por cualquier otro método a satisfacción de la Administración, del Director y, en su caso, del Corresponsable. En el caso de estructuras compuestas no deberán ser menores que los requeridos en los Capítulos 6 a 8, así como los incisos 4.13 y 4.14 de la NTC-Concreto.

Comentario:

El incremento de temperatura que ocurre durante la exposición de una estructura al fuego puede modificar las propiedades mecánicas de los elementos de acero, generando un decremento de la rigidez y resistencia. Esta exposición genera una reducción del módulo de elasticidad, del límite de fluencia y del límite de proporcionalidad. En el Apéndice 4 del AISC-360-2022 muestra un método para tomar en cuenta el cambio de propiedades mecánicas del acero para temperaturas mayores a 200°C. Para temperaturas menores que 200°C se considera que el acero mantiene sus propiedades mecánicas (AISC 360,2022). Para limitar la entrada de calor en los elementos de acero la NTC-Proyecto Arquitectónico especifican elementos de protección prescriptiva contra fuego y protección activa (por ejemplo, uso de rociadores). Para estructuras compuestas con perfiles embebidos se pueden implementar las recomendaciones del ACI-216.1-14 (19).

15.7.4 En casos especiales se tomarán precauciones contra los efectos de explosiones, buscando limitarlos a zonas que no pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

15.8 Durabilidad

15.8.1 Los edificios y otras estructuras se deterioran a lo largo del tiempo. El deterioro puede ser visible en una inspección (por ejemplo, intemperismo y corrosión), o consistir en cambios indetectables en el material. Deben especificarse los daños tolerables, o un sistema adecuado de protección y mantenimiento para minimizar la posibilidad de que se presenten esos problemas o corregirlos oportunamente.

15.8.2 Los elementos de acero estructural expuestos a la intemperie se protegerán contra la corrosión (excepto los de acero especial intemperizable); cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación y montaje de la estructura, en su diseño se tendrán en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión, por ejemplo, aumentando el grueso de las paredes de los perfiles respecto al necesario por resistencia. Se deberán tomar precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales, u otros agentes altamente corrosivos.

Comentario:

Para definir el nivel de protección contra la corrosión de una estructura es necesario conocer el nivel de exposición a ambientes agresivos. Para determinar la clasificación del nivel de exposición de una estructura se recomienda consultar la norma ISO 12944-2, a partir de conocer el nivel de exposición se pueden utilizar distintas medidas de protección, así como definir la vida útil del sistema de protección y el mantenimiento requerido.

16. ESTRUCTURAS DÚCTILES

Este capítulo se aplica, principalmente, a estructuras que se diseñaron de manera que puedan disipar parte de la energía que reciben durante un temblor por deformaciones inelásticas locales, en zonas escogidas.

Las estructuras que satisfacen los requisitos señalados en este capítulo pueden diseñarse con el factor de comportamiento sísmico que les corresponde, de acuerdo con la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo. Para los sistemas estructurales que no se encuentren definidos en la tabla, se debe presentar a la Administración un estudio en el que se soporte el valor del factor de comportamiento sísmico utilizado, así como sus requisitos.

Comprende los siguientes conceptos:

- 16.1 Requisitos generales
- 16.2 Marcos rígidos de acero (MR)
- 16.3 Marcos contraventeados (MC)
- 16.4 Marcos con muros de placa (MPD)
- 16.5 Marcos rígidos compuestos (MRC)
- 16.6 Marcos compuestos con contraventeos (MCC)
- 16.7 Marcos con muros compuestos (MMC)
- 16.8 Sistema Diagrid.

16.1 Requisitos generales

16.1.1 En los casos en que la estructura está formada por una combinación de marcos rígidos y muros, contraventeos o similares, cada uno de los marcos que componen la estructura deberá resistir no menos del 25 por ciento de la fuerza lateral que le correspondería si estuviera aislado.

16.1.2 Este porcentaje es aplicable también a los marcos con contraventeos excéntricos.

Comentario:

Esta regla tiene el propósito de que los marcos que no gobiernan la respuesta sísmica tengan una resistencia mínima. Debido a las imprecisiones en el cálculo de las rigideces laterales de muros y contraventeos y la posibilidad de que el sistema de piso no transmitiera adecuadamente las fuerzas de inercia a los miembros más rígidos (Loera y Mendoza, 1991; Rosenblueth y Gómez, 1991; De Buen 1993), en ediciones anteriores se solicitaba que los marcos aislados resistieran un porcentaje mayor de la fuerza lateral. El avance de la tecnología y estudios posteriores demostraron que la aportación mínima podía reducirse garantizando una respuesta dúctil. Puede consultar un estudio más amplio en Tapia y Tena (2014) y Del Rincón y Tapia (2018).

16.1.1 Materiales

16.1.1.1 La gráfica esfuerzo de tensión deformación del acero empleado deberá tener una zona de cedencia (deformación creciente con esfuerzo prácticamente constante) correspondiente a un alargamiento máximo no menor que uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación.

16.1.1.2 La resistencia requerida de un elemento o de su conexión se determinará con el esfuerzo de fluencia esperado, $F_{ye} = R_y F_y$, donde R_y es el cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y .

16.1.1.3 La tabla 16.1.1.3 presenta los valores de R_y para determinar el esfuerzo de fluencia esperado F_{ye} , y R_u para determinar el esfuerzo último esperado ($F_{ue} = R_u F_u$).

Tabla 16.1.1.3 - Valores de R_y y R_u para determinar el esfuerzo de fluencia esperado F_{ye} y el esfuerzo último esperado F_{ue}

Tipo de acero	R_y	R_u
Perfiles laminados y barras		
NMX B-254 (ASTM A36)	1.5	1.2
(ASTM A1043 Gr. 36)	1.3	1.1
NMX B-284 Gr. 345, 380 (ASTM A572 Gr. 50, 55) (ASTM A913 Gr. 50, 60, 65) (ASTM A588) (ASTM A992)	1.1	1.1
(ASTM A1043 Gr. 50)	1.2	1.1
NMX B-099 Gr. 345 (ASTM A529 Gr. 50)	1.2	1.2
NMX B-099 Gr. 380 (ASTM A529 Gr. 55)	1.1	1.2
Perfiles huecos (OR y OC)		
NMX B-199 (ASTM A500 Gr. B, C) NMX B-200 (ASTM A501) (ASTM 1085)	1.4	1.3
NMX B-199 (ASTM A500 Gr. C) (ASTM A1085)	1.3 1.25	1.2 1.15
Tubos		
NMX B-177 (ASTM A53)	1.6	1.2
Placas		
NMX B-254 (ASTM A36) (ASTM A1043 Gr. 36)	1.3 1.3	1.2 1.1
NMX B-248 Gr. 380 (A1011 Gr. 55)	1.1	1.1
NMX B-284 Gr. 290 (ASTM A572 Gr. 42)	1.3	1.0
NMX B-284 Gr. 345, 380 (ASTM A572 Gr. 50, 55) (ASTM A588) (ASTM 1043 Gr. 50)	1.1 1.2	1.2 1.1
Acero de refuerzo		
(ASTM A615 Gr. 60)	1.2	1.2
(ASTM A615 Gr. 75 y Gr. 80)	1.1	1.2
NMX B-457 (ASTM A706 Gr. 60 y Gr. 80)	1.2	1.2

Comentario:

Los valores de sobrerresistencia que se indican en esta tabla, adoptados en las provisiones sísmicas del AISC-341 (2022), están basados en dos estudios estadísticos de pruebas experimentales (Liu et al., 2007; Liu, 2016). Las magnitudes del factor R_y para secciones laminadas en la práctica de Estados Unidos son un poco menores que las magnitudes medias reportadas en el estudio estadístico, debido a que en el estudio se consideraron algunas secciones pequeñas poco usadas en un diseño sísmico. Se han realizado estudios estadísticos de las propiedades mecánicas de los aceros disponibles en el mercado local (Tapia y Rangel, 2018; García y Tapia, 2019) demostrando que la propuesta del AISC es apropiada para esta especificación.

16.1.2 Miembros en flexión

16.1.2.1 Se considerará un miembro en flexión cuando trabaja predominantemente a esta sollicitación y la fuerza axial no excede de $0.1P_y$, donde $P_y = A F_y$.

Comentario:

En caso de que no se cumpla este requisito, debe considerarse que el elemento trabaja en flexocompresión. El incremento de carga axial reduce la capacidad a flexión, por lo que el momento resistente debe reducirse en función de la carga axial aplicada.

16.1.2.1 Requisitos geométricos

16.1.2.1.1 El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal en marcos de ductilidad media, ni que siete veces en marcos de ductilidad alta; el ancho de sus patines no excederá el del patín o el peralte de la columna a la que se conecta la viga.

Comentario:

En los casos donde el claro libre de las vigas no cumpla los límites en función del peralte de la sección transversal, los efectos de cortante podrían regir la respuesta. La falla por cortante es frágil, por lo que esta condición debe incluirse en el proceso de diseño.

16.1.2.1.2 El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga. Sin embargo, esa excentricidad puede aumentarse hasta un cuarto de la dimensión transversal si en el diseño se tienen en cuenta las acciones internas adicionales.

16.1.2.1.3 Las secciones transversales deben tener dos ejes centroidales de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil deben conservarse los dos ejes de simetría.

16.1.2.1.4 Cuando las vigas están formadas por placas soldadas, almas y patines deben unirse entre sí con soldaduras, de filete o penetración, continuas en toda la longitud de la viga. En las zonas de formación de articulaciones plásticas las soldaduras serán de penetración completa, reforzadas con un filete de tamaño no menor que 10 mm o el espesor del alma de la viga.

16.1.2.1.5 Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque el ancho de sus patines o su peralte varíen a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

16.1.2.1.6 No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas, en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

16.1.2.1.7 Se considera que las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas tienen una longitud igual que un peralte, medido a partir del paño de la columna, y en zonas intermedias, de dos peraltes, medidos a uno y otro lado de la sección teórica en la que aparecerá la articulación.

Comentario:

En la fig. C16.1.2.1.7 se muestra la localización de la zona de formación de la articulación plástica en miembros que trabajan predominantemente en flexión. En algunos casos, las articulaciones se podrían formar en zonas intermedias, de manera que las zonas protegidas (que se explican más adelante) deben estar relacionadas con la zona donde se espera que se concentre la respuesta inelástica. La formación de la articulación plástica es aproximadamente un peralte.

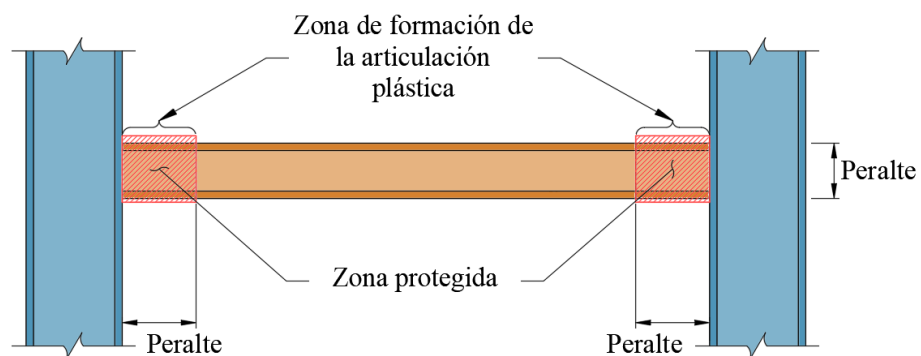
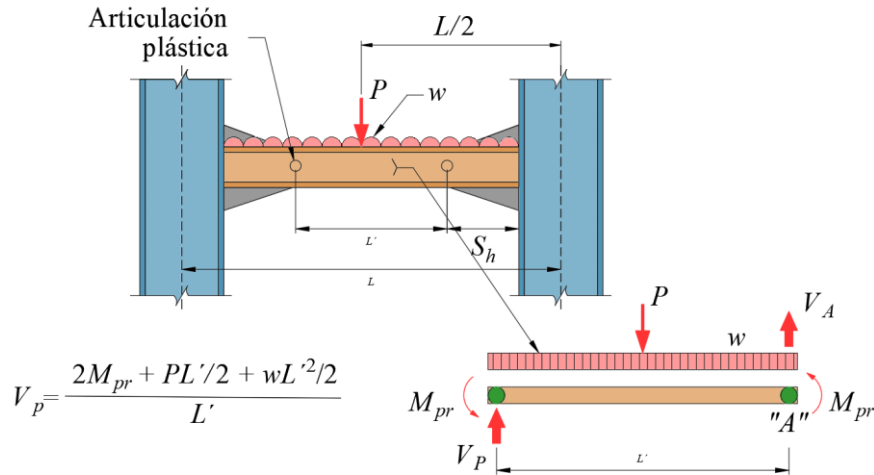


Figura C16.1.2.1.7 - Localización de articulación plástica en miembros que trabajan predominantemente en flexión

16.1.2.2 Requisitos para fuerza cortante

16.1.2.2.1 Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionan de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supone que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a sus momentos plásticos resistentes (fig. C16.1.2.2.1)



$$V_p = \frac{2M_{pr} + PL'/2 + wL'^2/2}{L'}$$

Tomando suma de momentos alrededor de A = 0
 Figura C16.1.2.2.1 - Equilibrio de la viga

Comentario:

En la fig. C16.1.2.2.1, la carga puntual **P** y la carga distribuida **w** representan los efectos de carga viva y carga muerta que se adicionan a los efectos del mecanismo. **M_{pr}** es el momento máximo esperado que se genera por la formación de la articulación plástica en ambos extremos. La dirección del momento máximo esperado **M_{pr}** en los extremos de la viga supone una respuesta en doble curvatura, puesto que estaría dominada por efectos de flexión. De manera que, haciendo la suma de momentos en una de las articulaciones, el equilibrio estaría dado por:

$$M_{pr} + M_{CM} + M_{CV} + V_p L' = 0 \tag{C16.1.2.2.1}$$

donde **M_{CM}** es la demanda por carga muerta, **M_{CV}** corresponde a las cargas vivas, **L'** es la distancia que separa la posición de las articulaciones plásticas y **S_h** es la distancia del paño de la columna al centro de la articulación plástica.

16.1.2.2.2 El valor máximo probable del momento en la articulación plástica es:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \tag{16.1.2.2.1}$$

- M_{pr}** momento máximo probable en la articulación plástica
- R_y** cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, **F_y**; se toma de la tabla 16.1.1.3
- Z** módulo de sección plástico en la sección en que se forma la articulación plástica
- C_{pr}** coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \tag{16.1.2.2.2}$$

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

Comentario:

El coeficiente, C_{pr} , toma en cuenta la resistencia máxima que se puede alcanzar en el acero, y que incluye el efecto del endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones. Este coeficiente es clave en el diseño por capacidad de conexiones. Es posible consultar estudios más amplios sobre la influencia del endurecimiento por deformación en el diseño de estructuras en (Ricles et al., 2000; Tapia et al. 2016; y Tapia y García 2019).

16.1.2.2.3 Al plantear la ecuación de equilibrio para calcular la fuerza cortante se tendrán en cuenta las cargas de diseño que obran sobre el miembro.

16.1.2.2.4 Las articulaciones plásticas se forman, en la mayoría de los casos, en los extremos de los elementos que trabajan en flexión. Sin embargo, hay ocasiones, frecuentes en las vigas de los niveles superiores de los edificios, en que una de ellas se forma en la zona central del miembro. Cuando esto suceda, la fuerza cortante se evalúa teniendo en cuenta la posición real de la articulación plástica.

16.1.2.3 Contraventeo lateral

16.1.2.3.1 Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. La distancia, L_u , entre cada sección soportada lateralmente y la siguiente no será mayor que:

- a) Miembros de ductilidad alta

$$L_u = 0.086r_y (E/F_y) \quad (16.1.2.3.1.a)$$

- b) Miembros de ductilidad media o baja

$$L_u = 0.17r_y (E/F_y) \quad (16.1.2.3.1.b)$$

Comentario:

Este requisito pretende impedir que la inestabilidad por pandeo lateral por flexotorsión evite que se desarrolle una respuesta dúctil (véase en 7.3).

16.1.2.3.2 Para elementos en sección compuesta, las condiciones anteriores sólo son válidas durante el proceso de construcción, cuando el concreto no ha fraguado todavía. Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. Las expresiones anteriores son válidas para vigas de sección transversal IR, IS o H flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

16.1.2.3.3 En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder de L_u , calculada de acuerdo con 7.3. Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

16.1.3 Miembros flexocomprimidos

16.1.3.1 Requisitos geométricos

16.1.3.1.1 Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor entre la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2 y la dimensión menor será mayor o igual que 200 mm.

16.1.3.1.2 Si la sección transversal es H , el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte–ancho del patín no excederá de 1.5 y el ancho de los patines será de al menos 200 mm. Sin embargo, se permite el uso de perfiles laminados que no cumplen rigurosamente estas condiciones.

16.1.3.1.3 La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

Comentario:

El límite de la relación de esbeltez kL/r en las columnas sometidas a carga axial en compresión pretende evitar la inestabilidad por pandeo global, caracterizada por una disminución súbita de la resistencia.

16.1.3.2 Resistencia mínima en flexión

16.1.3.2.1 La resistencia en flexión de las columnas que concurren en un nudo debe satisfacer las condiciones dadas por la ec. 16.2.1.5.1.a, con las excepciones que se indican en él.

Comentario:

Esta revisión pretende asegurar que la capacidad de las columnas que concurren al nudo sea mayor que la capacidad de las vigas. En los cálculos, la capacidad de las columnas se reduce por la aplicación de la carga axial y la capacidad de las vigas se calcula con la resistencia esperada.

16.1.3.3 Requisitos para fuerza cortante

16.1.3.3.1 Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante.

16.1.3.3.2 Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual que su altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual que los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen $Z_c (F_{yc} - f_a)$.

F_{yc} esfuerzo de fluencia del acero de la columna

f_a esfuerzo normal en la columna producido por la fuerza axial de diseño de la combinación correspondiente

Comentario:

El esfuerzo f_a representa una reducción de la capacidad relacionada por la aplicación de la carga axial.

16.1.4 Uniones viga columna

16.1.4.1 Las uniones viga columna deben satisfacer las especificaciones de 11.9, con las modificaciones pertinentes cuando las columnas sean de sección transversal rectangular hueca.

16.1.4.1 Contraventeo

16.1.4.1.1 Si en alguna junta de un marco no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

16.1.4.1.2 Los elementos inclinados, como los contraventeos, deben transmitir la carga a través de un solo tipo de unión; es decir, con soldadura o con tornillos, pero en ningún caso con una combinación de ambos. Sin embargo, sí pueden utilizarse tornillos para unir las diagonales a placas soldadas a las columnas.

16.1.5 Empalmes de columnas

16.1.5.1 Ubicación

16.1.5.1.1 Los empalmes de columnas en todas las estructuras, incluidas aquellas que no son diseñadas como estructuras dúctiles, deben ubicarse a más de 1.2 m del patín de la viga en la conexión de la columna.

16.1.5.1.2 Se incluyen las excepciones siguientes:

- 1) Cuando la altura libre de la columna, entre los patines de las conexiones viga–columna, es menor que 2.4 m, el empalme de columna se ubicará a la mitad de la altura libre
- 2) Se permiten los empalmes de columnas localizados más cerca del patín de la viga de la conexión viga–columna, si son realizados uniendo almas y patines con soldaduras de penetración completa; sin embargo, el empalme no se puede realizar a una distancia menor a un ancho de la columna, respecto al patín de la viga de la conexión
- 3) Empalmes en columnas compuestas.

Comentario:

Un empalme de columna es una región de la columna que podría tener una menor resistencia en los casos donde el procedimiento sea impreciso. Por esto, la posición de los empalmes de columnas tiene como objetivo evitar que la sección del empalme se localice en un punto crítico de las demandas en flexión.

16.1.5.2 Resistencia requerida

16.1.5.2.1 La resistencia requerida de los empalmes de columnas de marcos diseñados con base en este capítulo, debe ser la mayor de:

- a) La resistencia requerida de las columnas determinada conforme a la sección correspondiente al marco en diseño
- b) La resistencia requerida determinada usando las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica. La resistencia requerida no necesita exceder las cargas máximas que el sistema puede transferir al empalme de columna.

16.1.5.2.2 Los empalmes de columnas soldados en los cuales cualquier porción de la columna está sujeta a efectos de tensión, determinados utilizando las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica, deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) La resistencia disponible de soldaduras de penetración parcial, en caso de ser usadas, debe ser igual o mayor que el 200 por ciento de la resistencia requerida
- 2) La resistencia disponible de cada patín del empalme debe ser igual o mayor que $0.5R_y F_y b t_p$

b y t_p ancho y espesor de un patín de la menor de las columnas de la conexión.

- 3) En los empalmes de columnas realizados uniendo almas y patines con soldaduras de penetración completa, es necesario realizar una transición gradual entre los patines de ancho o espesor desigual cuando el esfuerzo de tensión del menor de los patines excede de $0.3F_y$.

Comentario:

Los requisitos anteriores tienen como objetivo evitar que la resistencia del empalme de columnas sea tal que exista la posibilidad de que desarrolle una respuesta inadecuada. Esto incluye requisitos sobre la capacidad de la soldadura, la resistencia de los patines que se conectan y la influencia de la magnitud de la demanda axial en el diseño.

16.1.5.3 Resistencia en cortante

16.1.5.3.1 Los empalmes de columnas en todos los edificios, incluidos aquellos que no son diseñados como estructuras dúctiles, deben tener una resistencia en cortante no menor que M_{pc}/H , con respecto a ambos ejes ortogonales de la columna.

M_{pc} menor de las resistencias nominales en flexión de las secciones de columnas en la dirección de análisis
 H altura del entrepiso

16.1.5.3.2 La resistencia en cortante de los empalmes de columnas de marcos dúctiles, debe ser la mayor de la resistencia del párrafo anterior y de las resistencias especificadas en 16.1.5.2.

16.1.5.4 Configuración del acero estructural del empalme

16.1.5.4.1 Los empalmes de columnas de acero pueden ser atornillados o soldados, o soldados a una columna y atornillados a la otra. Los empalmes deben cumplir los requisitos de las secciones correspondientes al marco en diseño.

16.1.5.4.2 Las placas o canales usadas para realizar empalmes de almas en columnas de marcos dúctiles deben ser colocadas en ambos lados del alma de la columna.

16.1.5.4.3 Para empalmes soldando alma con alma y patín con patín, realizados con soldaduras de penetración, será necesario remover los soportes de la soldadura. No es necesario remover el acero de respaldo de la soldadura de penetración.

16.1.6 Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica

16.1.6.1 Zonas protegidas

16.1.6.1.1 Son las partes de miembros del sistema que resiste las acciones sísmicas que se espera que se comporten inelásticamente durante eventos sísmicos importantes.

16.1.6.1.2 Las zonas protegidas deben indicarse en los planos estructurales, así como, en las piezas fabricadas.

16.1.6.1.3 En ellas se consideran los aspectos siguientes:

- 1) Se prohíben las discontinuidades creadas por cambios bruscos de sección o por operaciones de fabricación o montaje, como agujeros, puntos de soldadura, ayudas para el montaje, cortes con arco-aire o soplete
- 2) Si en algún caso hay discontinuidades como las mencionadas, el ingeniero responsable de la obra indicará si se sustituye el elemento afectado o si puede repararse conforme a los criterios establecidos en la ISO – 20723
- 3) En los patines superiores de las vigas no se colocarán conectores de cortante soldados ni elementos de la lámina de piso unidos por medio de soldadura (excluyendo los puntos de soldadura al arco eléctrico necesarios para mantener la lámina en su posición correcta)
- 4) No se permiten elementos de conexión soldados, atornillados o sujetos con balazos para ángulos de borde, fachadas, muros o cancelos divisorios, tuberías y otros componentes semejantes
- 5) No habrá empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas.

16.1.6.1.4 Para fines de los párrafos anteriores, se considerará que las zonas donde se concentrará el comportamiento inelástico (articulaciones plásticas) tienen las dimensiones indicadas en 16.1.2.1.

Comentario:

Las zonas protegidas son las partes de los miembros donde se espera que se concentre la respuesta inelástica durante los sismos intensos. Por esta razón, cualquier modificación en esa región podría cambiar la respuesta del elemento y, por consiguiente, de todo el sistema estructural. En los planos y en obra es necesario que se señalen las zonas protegidas para evitar que se adicione elementos y accesorios como los que se describen en los cinco incisos anteriores.

16.1.6.2 Soldaduras de demanda crítica

16.1.6.2.1 Son soldaduras que resisten las acciones sísmicas que requieren metal de aportación con propiedades particulares y condiciones especiales de colocación e inspección.

Comentario:

Las soldaduras de demanda crítica es aquella que se espera sea sometida a significativas deformaciones inelásticas y/o también en la zona adyacente del elemento que une. Las soldaduras de demanda crítica son generalmente soldaduras de juntas de penetración completa que se designan así, porque están sujetas a niveles de fluencia o esfuerzos mayores demandas y localizadas en una unión cuya falla resulta en una degradación significativa de la resistencia o rigidez del sistema sismo resistente. Es necesario que las soldaduras de demanda crítica se señalen en los planos estructurales.

16.1.6.3 Materiales de aportación

16.1.6.3.1 Electrodo con 480 MPa (4 900 kg/cm²) de resistencia a la ruptura en tensión.

16.1.6.3.2 Todo el metal de aportación tendrá una tenacidad, determinada con pruebas Charpy en V, no menor que 27 J a 255K(-18°C) (20 ft-lb a 0°F).

16.1.6.3.3 El metal de aportación para las soldaduras definidas como de demanda crítica tendrá una tenacidad Charpy en V no menor que 27 J a 255 K (-18°C) (20 ft-lb a 0 °F) ni que 54 J a 293 K (20 °C) (40 ft-lb a 70 °F).

16.1.6.3.4 Si la temperatura de servicio mínima esperada (TSME) de la estructura en el edificio terminado es menor que 283 K (10 °C, 50 °F) el valor mínimo de 54 J (40 ft-lb) prescrito arriba se proporcionará a una temperatura no mayor que 10 K (10 °C, 20 °F) por encima de la TSME. La TSME puede tomarse igual que 268 K (-5 °C, 23 °F) para las partes exteriores de la estructura y 283 K (10 °C, 50 °F) para las interiores.

16.1.6.3.5 La prueba Charpy en V se realizará conforme a la NMX-B-120.

16.1.7 Relaciones ancho/espesor

16.1.7.1 Para miembros diseñados para ductilidad alta, las relaciones ancho/espesor, de los elementos en compresión, no deben exceder el límite λ_{da} de la tabla 16.1.8.1.

16.1.7.2 Para miembros diseñados para ductilidad media no deben exceder el límite λ_{dm} de la misma tabla.

Comentario:

Cuando se requiere una capacidad de deformación inelástica estable para miembros de ductilidad alta es necesario que las relaciones ancho/espesor de los elementos proyectados estén limitados a secciones transversales resistentes al pandeo local cuando hayan incurrido de manera significativa en el intervalo inelástico. Aunque las relaciones ancho/espesor para miembros de ductilidad media de la tabla 16.1.8.1 son suficientes para prevenir el pandeo local antes de la fluencia, existen resultados de ensayos que sugieren que estos límites no son adecuados para las rotaciones inelásticas requeridas en marcos dúctiles de acero (AISC 341, 2022). Por esta razón, los miembros diseñados para ductilidad alta deben satisfacer relaciones ancho/espesor más estrictas.

16.1.8 Requisitos adicionales

16.1.8.1 Para los sistemas estructurales de acero y compuestos rigidizados con muros de concreto se deben satisfacer, además de los requisitos de esta Norma, los correspondientes a muros de concreto de la NTC-Concreto. De la misma manera, para sistemas de concreto rigidizados con elementos de acero, por ejemplo, contraventeos, se deben cumplir con los requisitos correspondientes de ambas normas.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 16.1.8.1 - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión

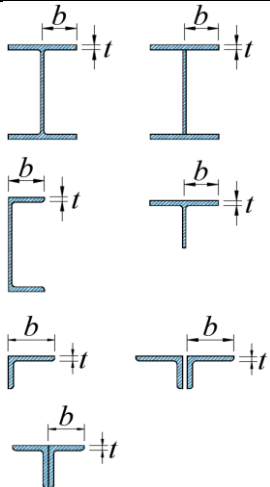
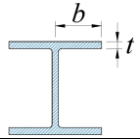
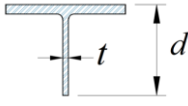
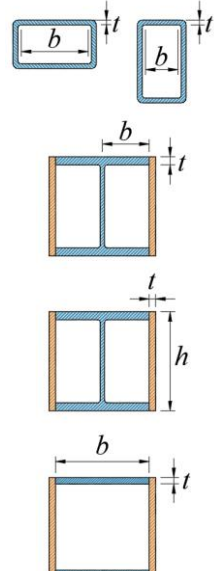
	Descripción del elemento	Relación ancho/espesor	Valores máximos de la relación ancho/espesor		Ejemplos
			λ_{da}	λ_{dm}	
			Miembros de ductilidad alta	Miembros de ductilidad media	
Elementos no atesados	Patines de secciones laminadas <i>IR</i> o armadas <i>IS</i> , canales <i>CE</i> y térs <i>TR</i> ; alas de ángulos sencillos o de miembros de ángulos dobles con separadores; alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente.	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Patines de pilas de sección <i>HP</i>	b/t	No aplica	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Almas de secciones térs <i>TR</i>	d/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[1]}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Elementos atesados	Paredes de secciones <i>OR</i> rectangulares usadas en contraventeos Patines de secciones <i>IR</i> y cajón Placas laterales de secciones <i>IR</i> , <i>HR</i> y cajón y almas de secciones en cajón armadas usadas para contraventeos Patines de secciones cajón usadas como eslabones	h/t b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[2]}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[3]}$	

Tabla 16.1.8.1 - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión (continuación)

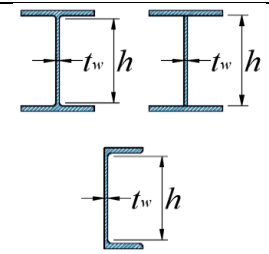
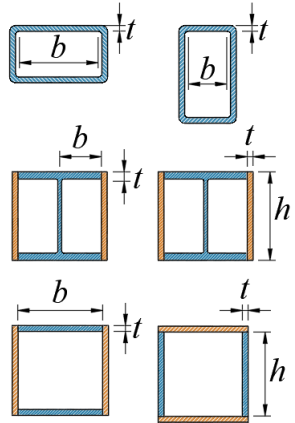
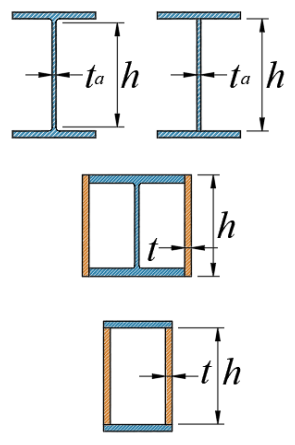
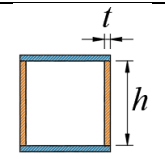
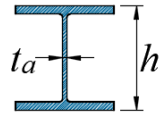
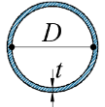
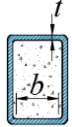
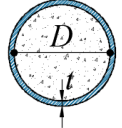
	Descripción del elemento	Relación ancho/espesor	Valores máximos de la relación ancho/espesor		Ejemplos
			λ_{da}	λ_{dm}	
			Miembros de ductilidad alta	Miembros de ductilidad media	
Elementos atiesados	Almas de secciones laminadas IR o armadas IS usadas para contraventeos	h/t_a	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		
	Cuando se usa en vigas o columna como patines en compresión uniforme debido a carga axiales, flexión o flexocompresión: 1) Pared secciones OR rectangulares 2) Patines y placas laterales de secciones IR en cajón y almas y patines en cajón armadas de vigas o columnas	h/t b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Cuando se usa en vigas, columna y eslabón como almas en flexión o flexocompresión: 1) Almas de sección IR roladas o laminadas o canales CE 2) Placas laterales de sección IR en cajón 3) Almas de sección cajón armadas	h/t_a h/t	Para $\frac{P_u}{F_R R_y P_y} \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{1.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right)$ Para $\frac{P_u}{F_R R_y P_y} > 0.114$ $0.81 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(2.68 - \frac{P_u}{F_R R_y P_y}\right)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	Para $\frac{P_u}{F_R R_y P_y} \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{3.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right)$ Para $\frac{P_u}{F_R R_y P_y} > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(2.12 - \frac{P_u}{F_R R_y P_y}\right)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Almas de sección cajón usadas como viga enlace en contraventeos excéntricos	h/t	$0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Almas de pilas de secciones HP	h/t_a	No aplica	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Tabla 16.1.8.1 - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión (continuación)

	Descripción del elemento	Relación ancho/espesor	Valores máximos de la relación ancho/espesor		Ejemplos
			λ_{da}	λ_{dm}	
			Miembros de ductilidad alta	Miembros de ductilidad media	
	Paredes de secciones OC circulares	D/t	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y} [3]$	
Elementos compuestos	Paredes de tubos rectangulares OR y cajón rellenos de concreto	b/t	$1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Paredes de tubos circulares OC rellenos de concreto	D/t	$0.085 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.17 \frac{E}{R_y F_y}$	

[1] Para miembros en compresión de secciones té TR, el valor máximo de la relación ancho/espesor del alma para miembros de ductilidad alta puede ser incrementado a $0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ si se satisfacen cualquiera de las condiciones siguientes:

- (1) El pandeo del miembro comprimido ocurre en el plano del alma
- (2) La carga axial de compresión se transfiere a la conexión sólo por la cara externa del patín de la sección té TR, resultando una conexión excéntrica que reduce el esfuerzo de compresión en el extremo del alma.

[2] En vigas de sección IR, en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta, para los cuales $\frac{P_u}{(F_R R_y P_y)}$ es menor o igual que 0.114, el valor máximo de la relación h/t_a no debe exceder de $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$; en sistemas de marcos rígidos de ductilidad media, donde $\frac{P_u}{(F_R R_y P_y)}$ es menor o igual que 0.114, el valor máximo de la relación h/t_a no debe exceder de $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$.

[3] El valor máximo de la relación D/t de miembros OC circulares en vigas o columnas no debe exceder de $0.077 \frac{E}{R_y F_y}$.

Comentario:

No se usa el esfuerzo esperado $F_{ye} = F_y R_y$ con fines de diseño.

Una estructura debe ser diseñada como ductilidad media (Q= 3) cuando una sección no cumpla con los límites para miembros de ductilidad alta. Debe ser diseñada como miembro de ductilidad baja (Q=2) cuando una sección no cumpla con los límites para miembros de ductilidad media.

16.2 Marcos rígidos de acero

16.2.1 Marcos rígidos de ductilidad alta, Q= 4

16.2.1.1 El comportamiento esperado de los marcos rígidos de ductilidad alta, que cumplan los requisitos adicionales indicados en esta sección, se caracteriza por tener una capacidad importante de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de vigas y por la fluencia limitada de las zonas de panel en las columnas.

Comentario:

La resistencia requerida en la zona del panel se puede determinar por capacidad a partir de la máxima resistencia probable de las vigas, o bien, a partir del análisis estructural en el que se modele la zona del panel. La resistencia disponible de la zona del panel se puede determinar con 11.8.7. En caso de que la resistencia requerida exceda la resistencia disponible, será necesario reforzar la zona del panel soldando placa(s) de refuerzo en el alma de la columna, o bien, cambiando la sección de la columna por una que tenga mayor resistencia disponible en la zona del panel.

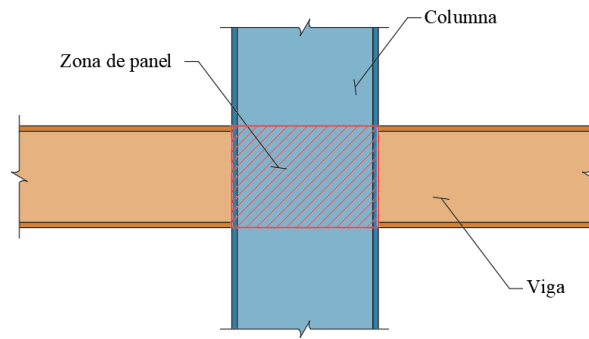


Figura 16.2.1.1 - Zona de panel

16.2.1.2 Excepto en los casos en que se permita otra cosa en esta sección, las columnas se diseñarán para que sean más resistentes que las vigas conectadas con ellas, completamente plastificadas y endurecidas por deformación. Sólo se permite la plastificación por flexocompresión en las bases de las columnas.

Comentario:

Esto considera la inclusión del concepto columna fuerte-viga débil, donde las vigas son la primera línea de defensa y las columnas deberían estar relacionadas con poco o nulo daño centrado únicamente en la base. El concepto columna fuerte-viga débil está relacionado más con el comportamiento global del marco. Es posible consultar una discusión más amplia del concepto columna fuerte-viga débil en el diseño de estructuras en (Perea et al., 2017; Tapia y Tena, 2011; Gómez-Bernal y Martín del Campo 2010; y Perea et al. 2014).

16.2.1.3 Las vigas, columnas y uniones viga columna se diseñarán y restringirán contra el pandeo para soportar deformaciones plásticas importantes, a menos que se pueda demostrar que el elemento considerado permanecerá en el intervalo elástico mientras uno o varios componentes del nudo experimentan esas deformaciones.

16.2.1.4 Se considerará que un elemento que tiene deformaciones plásticas importantes ejerce un momento en la articulación plástica igual que el calculado con la ec. 16.1.2.2.1.

16.2.1.1 Vigas

16.2.1.1.1 Sus secciones transversales deben cumplir con las relaciones ancho/espesor, λ_{da} , para miembros de ductilidad alta, definidas en la tabla 16.1.8.1.

16.2.1.1.2 Para calcular la resistencia en flexión de las vigas o las fuerzas que producen, se tendrá en cuenta la contribución de la losa cuando trabaja en acción compuesta con ellas.

16.2.1.1.3 Se deben cumplir las especificaciones de zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica (ver 16.1.6).

16.2.1.2 Soporte lateral de vigas

16.2.1.2.1 El soporte lateral de las vigas cumplirá con los requisitos de 16.1.2.3 para miembros de ductilidad alta y los requisitos adicionales de 16.2.1.3.

16.2.1.3 Requisitos adicionales en zonas de formación de articulaciones plásticas

16.2.1.3.1 Se colocará un contraventeo adicional en las zonas donde se formarán las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso, que cumplirá los requisitos siguientes:

- a) Los dos patines de las vigas de acero se soportarán lateralmente o se colocará un contraventeo torsional en la sección transversal
- b) La resistencia requerida del elemento de soporte lateral de cada patín no será menor que

$$P_u = \frac{0.06R_y F_y Z_y}{h_o} \quad (16.2.1.3.1.a)$$

h_o distancia entre los centroides de los patines de la viga

- c) La resistencia requerida del contraventeo torsional no será menor que

$$M_u = 0.06R_y F_y Z \quad (16.2.1.3.1.b)$$

Comentario:

Estos requisitos pretenden asegurar que no se presente inestabilidad por flexotorsión; especialmente, en las zonas que desarrollen las mayores demandas inelásticas.

16.2.1.4 Columnas

16.2.1.4.1 Las secciones de las columnas deberán cumplir con las relaciones ancho/espesor, λ_{da} , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 16.1.8.1 y ser diseñadas para que las articulaciones plásticas se desarrollen en los extremos de las vigas. Para estructuras del grupo A, localizadas en las zonas II o III, la carga axial factorizada de las columnas no excederá de $0.3A_c F_y$, para cualquier combinación que involucre acciones por sismo.

Comentario:

El concepto de columna fuerte-viga débil, es un enfoque de diseño por capacidad con la intención de proporcionar al marco, columnas suficientemente resistentes como para distribuir la fluencia de las vigas en múltiples entrepisos.

16.2.1.5 Uniones viga columna

16.2.1.5.1 En las uniones viga columna debe cumplirse la relación siguiente:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad (16.2.1.5.1.a)$$

$\sum M_{pc}^*$ suma de los momentos en las dos columnas en un plano que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) \quad (16.2.1.5.1.b)$$

Z_c módulo de sección plástico de la columna

F_{yc} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna

P_{uc} fuerza axial de compresión de diseño de la combinación correspondiente (positiva)

A_c área total de la sección transversal de la columna

$\sum M_{pv}^*$ suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, situadas en el mismo plano que las columnas, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

Igualmente, se puede considerar:

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1.1R_y M_{py} + M_v) \quad (16.2.1.5.1.c)$$

- R_y cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y (tabla 16.1.1.3).
 M_v momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna
 M_{py} momento plástico de la viga

Comentario:

La ec. 16.2.1.5.1.a, la capacidad a flexión de las columnas ΣM^*_{pc} se calcula con un esfuerzo de fluencia que se reduce por la influencia de la demanda por carga axial en el elemento, mientras que la capacidad a flexión de la viga ΣM^*_{pv} se calcula con valor máximo probable del momento. Por esto, pese a que la proporción entre los momentos ($\Sigma M^*_{pc}/\Sigma M^*_{pv}$) se propone igual que uno (ec. 16.2.1.5.1.a), la revisión es conservadora. La ec. 16.2.1.5.1.a no considera los efectos biaxiales en el nudo de la columna y solo se aplica por separado en cada dirección de análisis.

16.2.1.5.2 No se requiere cumplir la ec. 16.2.1.5.1.a, en los casos siguientes:

- a) Columnas en las que $P_{uc} < 0.3A_c F_{yc}$ para todas las combinaciones de carga, que satisfacen alguna de las condiciones siguientes:
- 1) Columnas de edificios de un solo piso o del entrepiso superior de edificios más altos
 - 2) Columnas en las que: (a) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas del entrepiso que no satisfacen la ec. 16.2.1.5.1.a, es menor que el 20 por ciento de la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos en el entrepiso que actúan en la misma dirección, y (b) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas que no satisfacen la ec. 16.2.1.5.1.a, en cada línea de marcos rígidos en el entrepiso es menor que el 33 por ciento de la resistencia en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos situados en esa línea.

16.2.1.5.3 Una línea de columnas se define como una sola línea, o varias, paralelas entre sí, situadas dentro del 10 por ciento de la dimensión de la planta perpendicular a la línea de columnas.

Comentario:

Para los fines de esta excepción, la resistencia al cortante de las columnas se calcula considerando la resistencia en flexión de cada extremo de la columna, limitada por la resistencia de las vigas unidas a ella, o la resistencia en flexión de las columnas mismas, dividida entre H (altura del entrepiso).

16.2.1.5.4 Resistencia nominal en compresión de diseño:

$$P_{uc} = F_R F_{yc} A_c \quad (16.2.1.5.4)$$

- b) Columnas de cualquier entrepiso cuya relación resistencia/demanda en cortante es 1.5 veces mayor que la del entrepiso situado encima.

Comentario:

El beneficio de cumplir los requerimientos de columna fuerte-viga débil se centra en que las columnas son lo suficientemente fuertes como para forzar la fluencia en flexión de las vigas en múltiples niveles del marco, de modo que se logran alcanzar altos niveles de disipación de energía en el sistema. En marcos que tengan columnas débiles, particularmente aquellos de entrepisos débiles, es más probable que exhiban una respuesta indeseable que aquellos entrepisos con las mayores relaciones de demanda y capacidad en las columnas.

16.2.1.5.1 Estabilidad de las uniones viga columna

- a) Conexiones con soporte lateral

Cuando las almas de vigas y columnas están en el mismo plano, y la columna permanece en el intervalo elástico fuera de la zona del panel, se deberá proporcionar soporte lateral sólo en el nivel de los patines superiores de las vigas.

Comentario:

Se espera que las columnas de marcos rígidos dúctiles estén arriostradas para prevenir la rotación fuera del plano del marco rígido durante un evento sísmico importante.

Se considera que una columna se conserva en el intervalo elástico cuando la relación calculada con la ec. 16.2.1.5.1.a es mayor que 2.

Comentario:

Cuando se iguala la ec. 16.2.1.5.1.a, a una magnitud mayor que 2, se está asumiendo que la articulación plástica en las columnas se desarrollaría solo ante distorsiones de entrepiso extremadamente grandes.

Cuando no se puede demostrar que la columna permanece en el intervalo elástico fuera de la zona del panel, se aplican los criterios siguientes:

- 1) Los patines de las columnas deberán tener soporte lateral a la altura de los patines superior e inferior de la viga. El soporte lateral puede ser directo o indirecto.

Comentario:

El soporte lateral directo del patín de la columna se logra por medio de miembros de contraventeo o sistemas de piso unidos al patín de la columna en o cerca del punto que se desea contraventear. El soporte indirecto se refiere al que se obtiene por la rigidez de miembros y conexiones que no están unidos directamente a los patines de las columnas, sino actúan a través de su alma o de placas atiesadoras.

- 2) Los miembros que proporcionan soporte lateral deben diseñarse para que resistan el 2 por ciento de la resistencia nominal del patín de la viga, $F_y A_{pv}$.

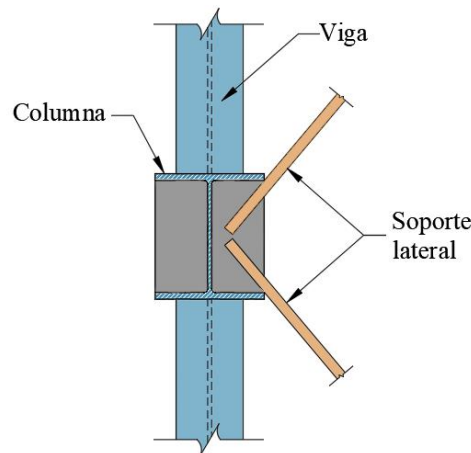


Figura 16.2.1.5.1 - Soporte lateral de la unión viga columna

b) Conexiones sin soporte lateral

Las columnas en las que se conectan vigas sin soporte transversal en la conexión, se diseñarán considerando la distancia entre miembros laterales adyacentes; la altura de la columna para su revisión por pandeo en el plano transversal al marco que resiste las fuerzas sísmicas se realiza siguiendo el Capítulo 9, con las excepciones siguientes:

- 1) La resistencia requerida de las columnas se obtendrá de las combinaciones de carga que incluyan los efectos por sismo
- 2) La relación de esbeltez de las columnas, L/r , no será mayor que 60
- 3) La resistencia requerida de las columnas en flexión en la dirección transversal a los marcos que resisten el sismo debe incluir el momento debido a la aplicación de la fuerza cortante, M_{uv} , y los momentos de segundo orden debidos a las deflexiones laterales del entrepiso.

Comentario:

Las especificaciones de esta sección pretenden fomentar el uso apropiado del arriostramiento de los patines de columnas en lugar del empleo de columnas más pesadas. Sin embargo, es posible obtener otros beneficios cuando se usan columnas más robustas. Por ejemplo, sería posible eliminar placas de continuidad o dobles que podrían compensar los costos adicionales del material.

16.2.1.6 Empalmes de columnas

16.2.1.6.1 Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en 16.1.5.

Comentario:

Se ha demostrado que los momentos flexionantes a media altura de la columna pueden regir el diseño y que, de hecho, las columnas pueden flexionarse en curvatura simple bajo algunas condiciones de carga. Por esto y reconociendo el potencial de un daño severo o incluso el colapso debido a la falla del empalme de la columna, se implementaron estas especificaciones para empalmes en columnas de marcos rígidos.

16.2.1.6.2 Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que $R_y F_y Z_x$ correspondiente a la columna de menor resistencia.

Comentario:

No se permiten soldaduras de penetración parcial en empalmes, dado que la raíz en esas soldaduras es un iniciador potencial de fractura.

La resistencia requerida en cortante es $\Sigma M_{pc}/H$

H altura del entrepiso

ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_x$, de las columnas situadas arriba y debajo del empalme.

16.2.1.7 Zonas protegidas

16.2.1.7.1 La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas se considera una zona protegida, que debe satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

Comentario:

La zona protegida se supone localizada en cada extremo de las vigas debido a que se considera la biarticulación por flexión en la mayoría de los casos (fig. C16.1.2.2.1). Sin embargo, hay casos y condiciones donde la respuesta inelástica puede ocurrir en otras zonas del elemento, por lo que la zona protegida no debe limitarse a los extremos únicamente.

16.2.1.8 Soldaduras de demanda crítica

16.2.1.8.1 Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

- 3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

16.2.1.9 Resistencia de las conexiones

16.2.1.9.1 Para el diseño de las conexiones se deben satisfacer todos los requisitos aplicables de 16.2.1.5 y de las secciones siguientes:

- 1) La conexión será capaz de admitir una distorsión de entrepiso igual que 0.04 rad
- 2) La resistencia en flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o mayor que el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada, cuando la distorsión del entrepiso es de 0.04 rad

- 3) La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones de carga que se indican en la NTC-Criterios. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante en la articulación plástica, V_{ap} , considerando la sobrerresistencia del material (ec. 16.2.1.9.1).

$$V_{ap} = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L_h} \tag{16.2.1.9.1}$$

- V_{ap} cortante ocasionado por la formación de la articulación plástica, que considera la sobrerresistencia del material (fig 16.2.1.9.1).
 M_p momento plástico resistente nominal.
 L_h distancia entre los puntos de formación de articulaciones plásticas.

Comentario:

El cortante de la ec. 16.2.1.9.1 representa la contribución de la demanda sísmica para el diseño de la conexión. Ese cortante del mecanismo resulta de la formación del momento máximo probable en la ubicación de la articulación plástica en la viga y debe ser combinado con otras fuerzas cortantes como aquellas originadas por las fuerzas gravitacionales (carga muerta y carga viva), usando las combinaciones de carga. La aplicación de este criterio aseguraría que el daño inicial ocurriría en la viga y no en la conexión. Puede consultar una discusión más amplia sobre el procedimiento de diseño en Tapia et al. (2022).

No es necesario demostrar que se cumplen los requisitos indicados en los puntos 1 y 2 si se emplean las conexiones que se discuten en 11.9.9.

Comentario:

El uso de conexiones precalificadas con ensayos previos o ensayos para proyectos específicos pueden ser usadas para facilitar y estandarizar el diseño de conexiones. Las conexiones precalificadas publicadas en el AISC 358-22 pueden ser consideradas para justificar el desempeño de la conexión.

- 4) El momento en la cara de la columna es igual que el momento máximo probable en la articulación plástica, M_{pr} (ec. 16.1.2.2.2.1), más el cortante V_{ap} multiplicado por la distancia de la cara de la columna a la articulación, S_h (fig. 16.2.1.9.1). También se deben considerar las fuerzas que actúan en la viga en la distancia S_h .

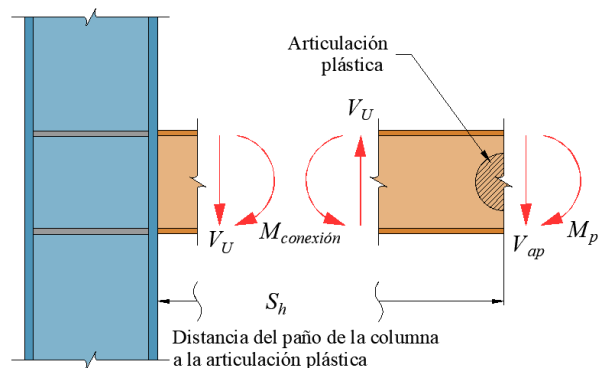


Figura 16.2.1.9.1 - Diagrama de cuerpo libre entre la articulación plástica y la cara de la columna

16.2.1.10 Zona del panel

16.2.1.10.1 La resistencia requerida a cortante en la zona del panel de marcos de ductilidad alta se deberá determinar por capacidad a partir de la proyección en las caras de la columna de los momentos máximos esperados en las articulaciones plásticas cercanas a la unión. La resistencia disponible a cortante de la zona del panel se deberá determinar de acuerdo con las especificaciones de 11.8.7.

16.2.1.10.2 En caso de que la resistencia requerida exceda la resistencia disponible será necesario reforzar la zona del panel soldando placas dobles de refuerzo en el alma de la columna, o bien, cambiando la sección de la columna por una que tenga

mayor resistencia disponible en la zona del panel. Cuando se utilicen placas dobles de refuerzo, éstas no deben tener un espesor menor que 6 mm ($1/4$ pulgadas). El espesor de la zona del panel, incluyendo el espesor del alma de la columna y el de las placas de refuerzo si las hay, debe ser mayor que $1/90$ veces la suma de la altura d_z y el ancho w_z de la zona del panel (ec. 16.2.1.10.2).

$$t > (d_z + w_z) / 90 \quad (16.2.1.10.2)$$

Comentario:

La zona del panel es un componente del sistema que puede tener comportamiento no lineal dúctil al estar bajo altas fuerzas cortantes que generen fluencia y distorsiones del panel (Lee et al. 2005; Shin y Engelhardt, 2013). El diseño o revisión de la zona del panel es necesario para evitar distorsiones excesivas en el panel que generen concentración de esfuerzos y fracturas en la conexión con la viga, así como mayores distorsiones de entrepiso que las estimadas del análisis sin considerar la zona del panel (Perea et al., 2018).

16.2.2 Marcos rígidos de ductilidad media, $Q=3$

16.2.2.1 Los marcos rígidos de ductilidad media se diseñan de acuerdo con esta sección.

16.2.2.2 Su comportamiento esperado se caracteriza por tener una capacidad limitada de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de las vigas y en cortante en las zonas de panel de las columnas.

Comentario:

Se esperaría que los marcos rígidos de ductilidad media sean capaces de desarrollar una incursión inelástica más limitada que la esperada en marcos rígidos de ductilidad alta.

16.2.2.1 Vigas

16.2.2.1.1 Las secciones transversales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.7 para elementos de ductilidad media y las recomendaciones de 16.2.1.1.

16.2.2.2 Soporte lateral de vigas

16.2.2.2.1 Se seguirán todas las recomendaciones de 16.1.2.3.

16.2.2.3 Columnas

16.2.2.3.1 Las secciones de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.1.7 para miembros de ductilidad media, y las recomendaciones de 16.2.1.4.

16.2.2.4 Uniones viga columna

16.2.2.4.1 En el diseño de las conexiones se cumplirán los requisitos aplicables de 16.2.1.5 y 16.2.1.9, reduciendo la distorsión de entrepiso indicada en 16.2.1.9 a 0.02 rad. Para este sistema estructural también se debe cumplir la desigualdad de la ec. 16.2.1.5.1.a.

Comentario:

Las especificaciones para marcos rígidos de ductilidad media tienen como objetivo proporcionar niveles limitados de capacidad de rotación inelástica a 0.02 rad. La magnitud del ángulo de distorsión se estableció con juicios ingenieriles a partir de los resultados de pruebas experimentales y estudios analíticos (AISC 341, 2022).

16.2.2.4.2 No es necesario demostrar que se cumplen estos requisitos cuando se empleen conexiones precalificadas definidas en el capítulo 11 de esta Norma o bien en la literatura especializada siempre y cuando esté plenamente demostrado que la conexión puede generar la distorsión asociada al factor de comportamiento sísmico que para este caso es $Q = 3$.

16.2.2.5 Empalmes de columna

16.2.2.5.1 Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en 16.1.5.

16.2.2.5.2 Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que $R_y F_y Z_x$ correspondiente a la columna de menor resistencia.

16.2.2.5.3 La resistencia requerida en cortante es $\Sigma M_{pc}/H$.

H altura del entrepiso

ΣM_{pc} Suma de momentos plásticos nominales, $F_y Z_x$, de columnas situadas arriba y debajo del empalme

Comentario:

La resistencia requerida a flexión y a cortante son las máximas esperadas por la columna para garantizar que el daño no inicie en el empalme.

16.2.2.6 Zonas protegidas

16.2.2.6.1 La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas debe considerarse una zona protegida; debe satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

16.2.2.7 Soldaduras de demanda crítica

16.2.2.7.1 Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base
- 3) Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño
- 4) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

16.2.2.8 Zona del panel

16.2.2.8.1 Se seguirán todas las recomendaciones de 16.2.1.10. Alternativamente, la resistencia requerida a cortante en la zona del panel de marcos de ductilidad media se puede determinar a través del análisis estructural.

Comentario:

Una alternativa para obtener del análisis la resistencia requerida a cortante en la zona del panel es a través de segmentos de columna con altura igual que el del peralte de las vigas. Conservadoramente, la resistencia requerida de la zona del panel se puede igualar al gradiente de momento de las columnas que llegan al nodo o zona rígida, dividido entre el peralte de la viga. Es posible consultar referencias sobre la modelación de la zona del panel y su influencia en estructuras de acero en Perea et al. (2018).

16.2.3 Marcos rígidos de ductilidad baja, $Q=2$

16.2.3.1 Se espera que los marcos rígidos de ductilidad baja puedan admitir deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones.

Comentario:

Los marcos de ductilidad baja desarrollan magnitudes reducidas de la capacidad de deformación inelástica. Para compensar esa baja ductilidad, estos marcos son diseñados para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico menor que los sistemas con marcos de ductilidad alta o ductilidad media. Por esta razón, los elementos estructurales de este sistema estructural deben satisfacer menos requisitos.

16.2.3.1 Vigas

16.2.3.1.1 Las vigas cumplirán los requisitos del Capítulo 7.

16.2.3.2 Soporte lateral de vigas

16.2.3.2.1 No se requiere ningún tipo de soporte lateral además de lo que se indica en el Capítulo 7.

16.2.3.3 Columnas

16.2.3.3.1 Las columnas deben cumplir los requisitos de 16.2.1.4.

16.2.3.4 Relaciones ancho/espesor

16.2.3.4.1 Basta con que se cumplan los límites indicados en el Capítulo 2 para secciones tipo 2 (λ_p) o 3 (λ_r) en función del estado límite de resistencia de diseño.

Comentario:

Debido a que los elementos de marcos rígidos de ductilidad baja están sometidos a rotaciones inelásticas limitadas no es necesario que las relaciones ancho/espesor de los elementos proyectados estén sujetos a límites de pandeo local como los que se muestran en la tabla 16.1.8.1, sino que los requisitos para sección tipo 2 ó 3 del Capítulo 2 son suficientes para asegurar un comportamiento estable.

16.2.3.5 Uniones viga columna

16.2.3.5.1 Las conexiones viga columna se harán con soldadura o tornillos de alta resistencia; deben satisfacer los requisitos de 11.1.7.

- a) Se cumplirán todos los requisitos aplicables de 11.9, con las modificaciones siguientes:
 - 1) La resistencia de la conexión será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:
 - i) Un momento M_u igual, como mínimo, a $1.1R_yM_{pv}$, donde M_{pv} es el momento plástico nominal de la viga, F_yZ .
 - ii) El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.
 - 2) La rotación inelástica que se indica en 16.2.1.9 o 11.9.9.1.1 puede reducirse a 0.02 radianes
 - 3) La resistencia en cortante requerida en la conexión se basa en las combinaciones de carga que se indican en la NTC-Criterios. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante de la resistencia en flexión de la viga, V_{fv} , que se considera como:

$$V_{fv} = \frac{2(1.1R_yM_p)}{L} \quad (16.2.3.5.1)$$

V_{fv} cortante ocasionado al alcanzarse la resistencia en flexión de la viga
 L longitud libre de la viga

- 4) También se debe cumplir con la desigualdad de la ec. 16.2.1.5.1.a.

Comentario:

En marcos de ductilidad baja se pretende que el daño también ocurra en las vigas y no en las conexiones, con el fin de evitar un comportamiento frágil. Por esta razón, los requisitos anteriores establecen las demandas de diseño de la conexión cuando las vigas sean capaces de desarrollar una respuesta inelástica estable.

16.2.3.5.2 No es necesario demostrar que se cumplen estos requisitos cuando se empleen conexiones precalificadas definidas en el Capítulo 11 de esta Norma o bien en la literatura especializada siempre y cuando esté plenamente demostrado que la conexión puede generar la distorsión asociada al factor de comportamiento sísmico que para este caso es $Q = 2$.

16.2.3.6 Zonas protegidas

16.2.3.6.1 La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas debe considerarse una zona protegida; debe satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

16.2.3.7 Soldaduras de demanda crítica

16.2.3.7.1 Lo son las soldaduras de penetración completa entre los patines de las vigas y las columnas en las que se apoyan.

Comentario:

A pesar de que en el diseño de marcos de ductilidad baja no hay una definición cuantitativa de la deformación inelástica, la intención general es evitar comportamientos frágiles en la respuesta ante cargas laterales. Por esto, se evita que el daño inicie en la conexión, en cambio se pretende que esté regido por la resistencia a flexión o cortante de la viga o la columna, la resistencia en la zona del panel, etc.

16.2.4 Marcos con vigas de alma abierta (armadura) de ductilidad media, $Q=3$

16.2.4.1 Alcance

16.2.4.1.1 Los marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad media deben satisfacer los requisitos de esta sección.

Comentario:

El sistema de marcos con viga de alma abierta tiene la ventaja que cubre mayores claros y sustituye el uso de vigas soldadas o laminadas de gran peralte y pesadas. Sin embargo, se ha observado en sismos previos que las vigas de alma abierta sin segmento especial desarrollan un comportamiento histerético pobre con grandes y súbitas reducciones de resistencia y rigidez debido al pandeo y fractura de las diagonales; lo que resulta en una degradación histerética que se relaciona con distorsiones de entrepiso excesivas (Goel e Itani, 1994; Chao y Goel, 2008). No obstante, diferentes investigaciones experimentales (e.g. Chao et al., 2015) y analíticas (e.g. Goel e Itani, 1994; Chao y Goel, 2008; Perea et al., 2017) demuestran que el sistema de marco rígido con viga de alma abierta con segmento especial tiene un comportamiento más dúctil y estable que aquel con vigas de alma abierta sin segmento especial. Para alcanzar esta alta ductilidad, es necesario que se cumplan los requisitos que se estipulan en esta sección y, así garantizar que el sistema tenga una respuesta dúctil y estable.

16.2.4.2 Bases de diseño

16.2.4.2.1 Se espera que los marcos rígidos con vigas de alma abierta con segmentos detallados para ductilidad alta diseñados de acuerdo con esta sección admitan deformaciones inelásticas significativas en un segmento especial de la viga de alma abierta. Su uso se limita a separaciones entre columnas no mayores que 20 m, y el peralte total de la viga de alma abierta no debe exceder de 1.80 m. Las columnas y las partes de la viga de alma abierta fuera del segmento especial se diseñan para que permanezcan elásticas bajo las acciones generadas por el segmento especial plastificado y endurecido por deformación.

Comentario:

Los límites en la separación de las columnas y el peralte de la viga de alma abierta establecen las características de los estudios analíticos y experimentales que sustentan las ecuaciones de diseño.

16.2.4.3 Análisis

16.2.4.3.1 Deben satisfacerse los requisitos siguientes.

16.2.4.3.1 Segmento especial

16.2.4.3.1.1 La resistencia requerida en cortante vertical del segmento especial se calcula con las combinaciones de carga aplicables.

16.2.4.3.2 Segmentos no-especiales

16.2.4.3.2.1 La resistencia requerida de los miembros y conexiones que forman parte de los segmentos no especiales se calcula para las combinaciones de carga aplicables. Al determinar la fuerza sísmica, las fuerzas horizontales se toman como las fuerzas necesarias para desarrollar la resistencia esperada en cortante vertical en el centro del segmento especial, como se define en 16.2.4.5.2. Se incluyen los efectos de segundo orden correspondientes a las distorsiones máximas de diseño.

Comentario:

Los elementos y conexiones fuera del segmento especial deben tener la resistencia necesaria para la combinación factorizada de las cargas gravitacionales y la máxima resistencia esperada por cortante del segmento especial donde el cortante del mecanismo debe incluir el endurecimiento por deformación y la sobrerresistencia del material. Debido a que la respuesta inelástica se concentraría en el segmento especial, se prevé que la respuesta de los elementos en los segmentos no especiales permanezca en el intervalo elástico.

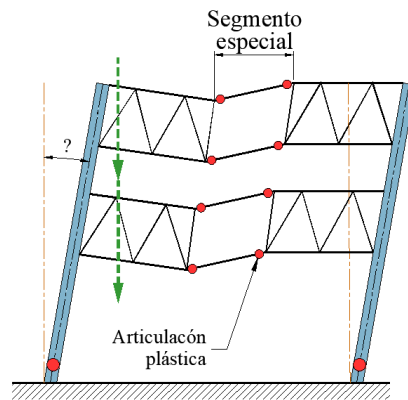


Figura C16.2.4.3.2.1 - Articulación de marco rígido con viga de alma abierta con segmento de ductilidad alta

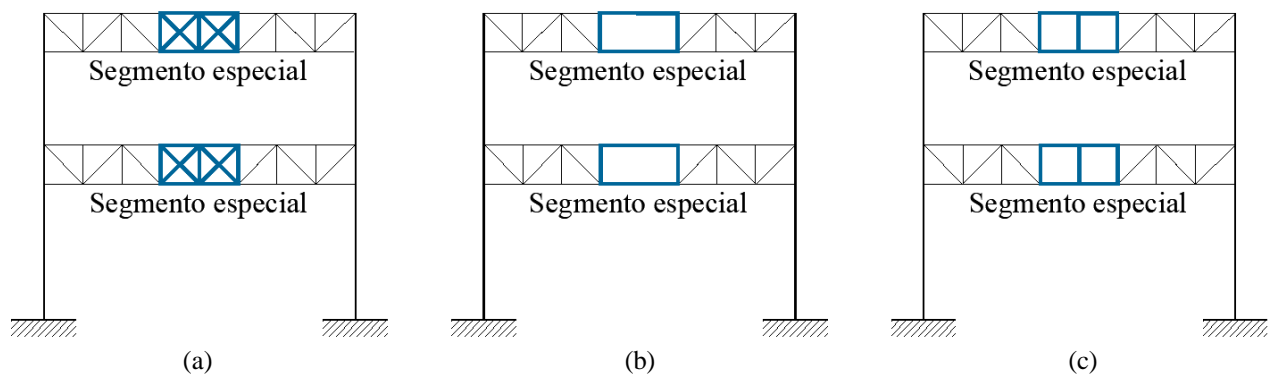


Figura 16.2.4.3.2.1 - Marcos con vigas de alma abierta dúctiles especiales (a) segmento especial con diagonales en X, (b) segmento especial tipo Vierendeel de un panel, (c) segmento especial tipo Vierendeel con montantes que forman múltiples tableros

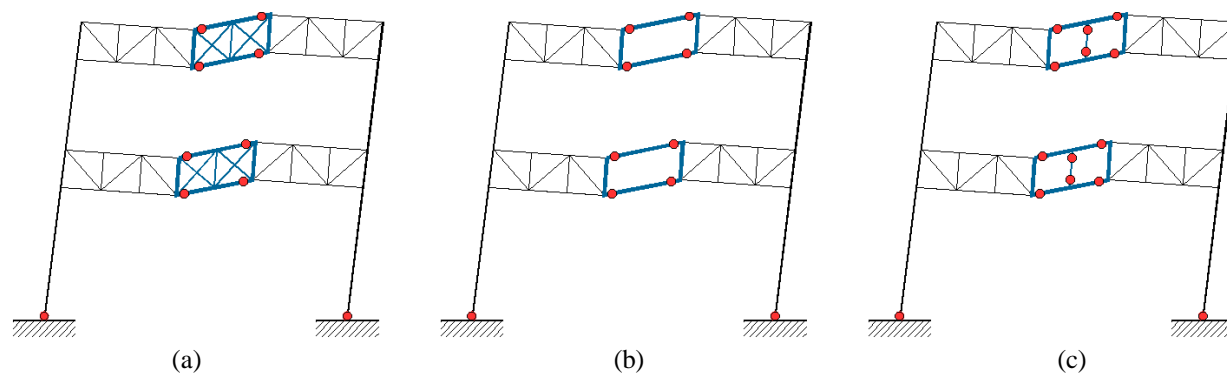


Figura 16.2.4.3.2.2 - Mecanismo de deformación plástica para casos típicos de marcos con vigas de alma abierta dúctiles especiales

16.2.4.4 Requisitos del sistema

16.2.4.4.1 Segmento especial

16.2.4.4.1.1 La viga de alma abierta horizontal que forma parte del marco tiene un segmento especial, cuyo eje vertical central coincide con el de la viga de alma abierta. La longitud de ese segmento está comprendida entre 0.1 y 0.5 veces la longitud del claro. La relación longitud/peralte de cualquier tablero del segmento está comprendida entre 0.67 y 1.5.

Comentario:

Se recomienda que la posición del segmento especial esté en el centro del claro de la viga de alma abierta debido a que la fuerza cortante por cargas de gravedad es menor en esta región. El límite inferior del 10 por ciento y 50 por ciento en la longitud del segmento especial en relación a la longitud de la viga de alma abierta pretenden contener los casos prácticos. El segmento especial podría tener diagonales en X (fig. 16.2.4.3.2.2 a) o podría ser tipo Vierendeel (fig. 16.2.4.3.2.2 b y c).

16.2.4.4.1.2 Todos los tableros del segmento especial serán tipo Vierendeel o con diagonales en X. No se permite una combinación de ellos, ni otro tipo de triangulación. Sólo se permite agregar miembros verticales o montantes en el segmento especial Vierendeel para formar múltiples tableros. Los tableros con diagonales en X deberán estar separados por miembros verticales o montantes. Las diagonales se harán con barras planas laminadas de la misma sección, conectadas entre sí en los puntos de cruce. La resistencia requerida de la conexión será igual que 0.25 veces la resistencia nominal en tensión de las diagonales. No se permite el uso de conexiones atornilladas.

Comentario:

Se recomienda considerar la mitad de la longitud de la diagonal para determinar la resistencia a compresión en vigas de alma abierta interconectadas con diagonales en X en el segmento especial.

16.2.4.4.1.3 Tampoco se permiten empalmes en las cuerdas de la viga de alma abierta dentro del segmento especial, ni a menos de 0.5 veces la longitud del tablero, medida a partir de sus extremos.

16.2.4.4.1.4 La resistencia axial requerida en las diagonales del alma del segmento especial, correspondiente a las cargas muerta y viva aplicadas en la viga de alma abierta, no excederá de $0.03F_y A_t$.

16.2.4.4.2 Soporte lateral para estabilidad de las vigas de alma abierta

16.2.4.4.2.1 En los extremos del segmento especial, cada patín de los elementos que forman las cuerdas debe estar soportado lateralmente. La resistencia requerida del elemento de soporte lateral debe ser:

$$P_u = 0.06R_y F_y A_p \tag{16.2.4.4.2.1}$$

A_p área total del patín del miembro de la cuerda del segmento especial

Comentario:

El soporte lateral se requiere en la cuerda inferior y superior para estabilizar el segmento especial durante las demandas cíclicas impuestas por el sismo. Este requisito pretende evitar la inestabilidad por pandeo de la armadura en su conjunto.

16.2.4.4.3 Soporte lateral para estabilidad de las conexiones de la viga de alma abierta y las columnas

16.2.4.4.3.1 Las columnas deben soportarse lateralmente en los niveles de las dos cuerdas de la viga de alma abierta. Los elementos de soporte lateral tendrán una resistencia requerida igual que:

$$P_u = 0.02R_y P_{nc} \quad (16.2.4.4.3.1)$$

P_{nc} resistencia nominal en compresión de los extremos de los elementos de las cuerdas.

16.2.4.5 Miembros

16.2.4.5.1 Segmento especial

16.2.4.5.1.1 La resistencia disponible en cortante del segmento especial es igual que la suma de la resistencia disponible en cortante de los miembros de las cuerdas ocasionadas por la flexión en ellos, la correspondiente a la resistencia en tensión y 0.3 veces la resistencia en compresión disponible de los miembros diagonales, cuando los haya. Las cuerdas superior e inferior del segmento especial tendrán secciones iguales y proporcionarán al menos el 25 por ciento de la resistencia requerida en cortante vertical.

16.2.4.5.1.2 La resistencia disponible, $F_R P_n$, obtenida de acuerdo con el estado límite de fluencia en tensión, debe ser igual o mayor que 2.2 veces la resistencia requerida. $F_R = 0.9$.

$$P_n = F_y A_t \quad (16.2.4.5.1.2)$$

16.2.4.5.2 Resistencia esperada del segmento especial en cortante vertical

16.2.4.5.2.1 La resistencia esperada en cortante vertical en el punto medio del segmento especial es:

$$V_{ne} = \frac{3.6R_y M_{nc}}{L_s} + \frac{0.036EI_x L}{L_s^3} + R_y (P_{nt} + 0.3P_{nc}) \text{sen}(\alpha) + \frac{m}{2} \left(\frac{3.6R_y M_{nv}}{L_s} + \frac{0.036EI_v L}{L_s^3} \right) \quad (16.2.4.5.2.1)$$

- I_x momento de inercia del miembro de una cuerda del segmento especial respecto al eje de flexión, X
- I_v momento de inercia de los miembros verticales o montantes en el segmento especial respecto al eje de flexión
- L claro de la armadura
- L_s longitud del segmento especial
- m número de miembros verticales o montantes en el segmento especial
- M_{nc} resistencia nominal en flexión del miembro de una cuerda del segmento especial
- M_{nv} resistencia nominal en flexión de los miembros verticales o montantes en el segmento especial
- P_{nt} resistencia nominal en tensión de una diagonal del segmento especial
- P_{nc} resistencia nominal en compresión de una diagonal del segmento especial
- α ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal, en grados

El tercer término de la ec. 16.2.4.5.2.1 sólo se considera en segmentos especiales con diagonales en X. El cuarto término de la ec. 16.2.4.5.2.1 sólo se considera en segmentos especiales tipo Vierendeel que incluyan montantes que forman múltiples tableros.

Comentario:

Los primeros dos términos de la ec. 16.2.4.5.2.1 toman en cuenta la plastificación máxima esperada por flexión en los extremos de las cuerdas del segmento especial. El tercer término toma en cuenta la resistencia máxima esperada en tensión y compresión de las diagonales en X, cuando existen en el segmento especial. El cuarto término

toma en cuenta la plastificación máxima esperada por flexión de los montantes internos en el segmento especial, cuando existen (Chao y Goel, 2008).

Cuando el segmento especial es muy corto $L = 0.1L_s$, el segundo término de la ec. 16.2.4.5.2.1 podría relacionarse con un incremento significativo del cortante que supone una incursión inelástica muy dúctil, por lo que se sugiere seleccionar configuraciones donde esta proporción no sean tan pequeña; proporciones superiores a $L = 0.2L_s$ son deseables. Estas decisiones inciden significativamente en la respuesta global, que ha tenido un comportamiento deficiente en sismos en México (Tapia-Hernández y García-Carrera 2020).

16.2.4.5.3 Límites de la relación ancho/espesor

16.2.4.5.3.1 Los miembros de las cuerdas y las diagonales del segmento especial deben satisfacer los límites establecidos en 16.1.7 para miembros de ductilidad alta. La relación ancho/espesor de las barras diagonales no excederá de 2.5.

16.2.4.5.4 Cuerdas formadas por varios perfiles

16.2.4.5.4.1 La separación entre elementos de unión de las cuerdas formadas por varios perfiles no excederá de $0.04E r_y/F_y$.

r_y radio de giro de los componentes individuales respecto a su eje de menor momento de inercia.

Comentario:

Debido a que las cuerdas en el segmento especial están sujetas a grandes demandas de rotación en la articulación plástica se requiere que la separación esté limitada para evitar el pandeo lateral torsional de los elementos individuales. El mecanismo de colapso que rige el proceso de diseño de los marcos rígidos con vigas de alma abierta considera la falla de la viga de alma abierta en su conjunto, por lo que los requisitos pretenden evitar la falla de los elementos que la conforman.

16.2.4.5.5 Zonas protegidas

16.2.4.5.5.1 Son las regiones de los extremos de los miembros de las cuerdas del segmento especial. Deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

16.2.4.5.5.2 La zona protegida se extiende fuera del segmento especial una longitud igual a dos veces el peralte de la cuerda, medida desde la conexión con los miembros del alma.

16.2.4.5.5.3 También son zonas protegidas los miembros del alma del segmento especial, montantes y diagonales, en toda su longitud.

Comentario:

Las zonas protegidas en marcos rígidos con vigas de alma abierta se establecen para las regiones donde se espera que se concentre la respuesta inelástica durante los eventos sísmicos intensos. Por esta razón, cualquier modificación en esa región puede cambiar la respuesta del elemento y, por consiguiente, de todo el sistema estructural.

16.2.4.6 Conexiones

16.2.4.6.1 Soldaduras de demanda crítica

16.2.4.6.1.1 Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

- 3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

16.2.4.6.2 Conexiones de los elementos diagonales del alma del segmento especial

16.2.4.6.2.1 Las conexiones en los extremos de las diagonales del alma del segmento especial tendrán una resistencia no menor que la resistencia de fluencia esperada del miembro. La resistencia esperada de una diagonal es $R_y F_y A_t$.

16.2.4.6.3 Empalmes de columnas

16.2.4.6.3.1 Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en 16.1.5.

16.2.4.6.3.2 Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que $R_y F_y Z_x$ correspondiente a la columna de menor resistencia.

16.2.4.6.3.3 La resistencia requerida en cortante es $\Sigma M_{pc}/H$

H altura de entrepiso

ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_x$, de las columnas situadas arriba y debajo del empalme

Comentario:

La falla de la columna relacionaría la respuesta del sistema estructural con un mecanismo frágil e inestable.

16.2.5 Marcos con vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja, $Q=2$

Comentario:

En la práctica se ha utilizado vigas de alma abierta debido a que evita la colocación de trabes armadas o vigas laminadas pesadas y de gran peralte además de facilitar el paso de instalaciones. Sin embargo, las soluciones implementadas no han incluido un segmento especial, por lo que algunas han tenido un desempeño deficiente con grandes y súbitas reducciones de resistencia y rigidez debido al pandeo y fractura de las diagonales ante demandas sísmicas (Tapia & García, 2019).

16.2.5.1 En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se emplean vigas de alma abierta en marcos de ductilidad baja. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables de 16.2.3.

16.2.5.2 Puede adoptarse un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, en edificios de no más de tres pisos o 12 m de altura total, y en el último entrepiso de cualquier edificio.

Comentario:

Los marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad baja son capaces de desarrollar una magnitud reducida de deformación inelástica. Para compensar esa ductilidad limitada, estos marcos son diseñados para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico menor que los sistemas con marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad media.

16.2.5.3 Las vigas de alma abierta de ductilidad baja pueden emplearse como vigas en marcos rígidos de ductilidad baja, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos vigas de alma abierta que concurren en cada nudo intermedio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo. Esta resistencia debe calcularse con el esfuerzo de fluencia esperado de la columna, F_{ye} . En nudos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única viga de alma abierta que forma parte de ellos.

16.2.5.4 Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- Los elementos de las vigas de alma abierta que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia, F_R , igual que 0.7. Al determinar cuáles elementos trabajan en compresión, habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo
- Las conexiones entre las cuerdas de las vigas de alma abierta y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente a 1.2 veces la resistencia nominal de las cuerdas.

16.2.5.5 En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de diseño no será mayor que $0.3F_y$, y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

Comentario:

Las columnas de marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad baja son propensas a colapsar bajo el efecto $P-\Delta$ generado por la interacción del sismo con la carga vertical cuando la carga axial es grande, por lo que debe preverse este efecto en el proceso de diseño.

16.2.6 Columnas en voladizo de ductilidad baja, $Q= 1.5$

Comentario:

En este capítulo se incluyen las columnas aisladas, las estructuras formadas por un solo eje de columnas y los sistemas de marcos con columnas empotradas en la base y sin restricción al giro en el extremo superior. Las columnas de acero deben ser compactas sin o con relleno de concreto.

16.2.6.1 Bases de diseño

16.2.6.1.1 Las columnas diseñadas con estas especificaciones tendrán una capacidad limitada de desplazamiento lateral inelástico, producido por flujo plástico en flexión. La aplicación del sistema se limita a estructuras con alturas no mayores que 10 m y condiciones de irregularidad limitadas.

Comentario:

Los sistemas conformados con columnas en voladizo tienen una redundancia estructural baja y una capacidad limitada de deformación inelástica; por esto, se clasifican como sistemas de ductilidad media (ver tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo). En todos los casos, se diseñan para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico muy bajo.

16.2.6.2 Requisitos del sistema

16.2.6.2.1 Columnas

16.2.6.2.1.1 Las columnas se diseñan para las condiciones de carga obtenidas en el análisis. La resistencia axial en compresión requerida, P_u , no excederá del 15 por ciento de la de diseño para esas condiciones de carga.

16.2.6.2.1.2 Estas columnas son propensas a colapsar bajo el efecto $P-\Delta$ generado por la interacción del sismo con la carga vertical, por lo que debe preverse este concepto en el diseño.

16.2.6.2.2 Arriostramiento de columnas

16.2.6.2.2.1 El arriostramiento cumplirá los mismos requisitos que el de las vigas de ductilidad intermedia (ver 16.1.2.3).

16.2.6.3 Miembros

16.2.6.3.1 Requisitos básicos

16.2.6.3.1.1 Las secciones transversales deberán cumplir con las relaciones ancho/espesor o diámetro/espesor, λ_{das} , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 16.1.8.1.

Comentario:

Se especifica que cumplan los requisitos de miembros con ductilidad alta para evita la posibilidad de que se desarrolle inestabilidad por pandeo local en la zona de la articulación (base de las columnas), ya que, para este sistema estructural con poca redundancia, esa falla guiaría rápidamente a un mecanismo de colapso.

16.2.6.3.2 Patines de las columnas

16.2.6.3.2.1 En las zonas protegidas (ver 16.1.6.1) no se permiten cambios bruscos en el área de los patines de las columnas.

Comentario:

Los cambios en el área de los patines ocasionan una concentración de esfuerzos que podría guiar a la fractura.

16.2.6.3.3 Empalmes

16.2.6.3.3.1 Todos serán a tope con soldadura de penetración completa.

16.2.6.3.4 Zonas protegidas

16.2.6.3.4.1 La región de la base de la columna sometida a deformaciones inelásticas se considerará una zona protegida. Se supondrá que la longitud de esa región es igual que dos veces el peralte o el diámetro de la columna.

16.2.6.4 Conexiones

16.2.6.4.1 Soldaduras de demanda crítica

16.2.6.4.1.1 Las siguientes soldaduras se consideran como de demanda crítica.

- 1) Soldaduras a tope de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras de la columna con la placa base.

16.2.6.4.2 Bases de las columnas

16.2.6.4.2.1 Se diseñarán de acuerdo con el Capítulo 13.

Comentario:

La placa base de la columna debería ser capaz de soportar sin daño el momento esperado por la columna, incluyendo la sobrerresistencia del material y el endurecimiento por deformación. Esto es la aplicación de la filosofía del diseño por capacidad para la base de columna.

16.3 Marcos contraventeados

16.3.1 Marcos con contraventeos excéntricos de ductilidad alta, $Q=4$

16.3.1.1 Los marcos con contraventeos excéntricos (MCE) están compuestos por columnas, vigas y diagonales. Se distinguen de los marcos con contraventeos concéntricos en que la diagonal se une a la viga dejando un segmento corto, al que se da el nombre de eslabón dúctil (en adelante, simplemente eslabón), definido por la distancia horizontal entre los puntos de intersección de los ejes de las dos diagonales y el de la viga, o entre el punto de intersección de los ejes de la diagonal y la viga y el de la columna (fig. 16.3.1.6), el cual fluirá a cortante o a flexión en función de su longitud.

16.3.1.2 Los elementos que constituyen los marcos con contraventeos excéntricos, columnas, vigas, diagonales y eslabones se diseñan de acuerdo con los requisitos indicados en esta sección.

16.3.1.3 Se utilizan también, con poca frecuencia, configuraciones como la de la fig. 16.3.1.6.

16.3.1.4 El eslabón debe tener la resistencia adecuada y una alta capacidad de deformación inelástica, por flujo en flexión o cortante, mientras que los demás elementos se mantienen básicamente en el intervalo elástico. Las deformaciones inelásticas se concentran en el eslabón.

16.3.1.5 Se espera que los MCE diseñados con esta Norma proporcionen una capacidad significativa de deformación inelástica, principalmente por fluencia en cortante o flexión de los eslabones.

Comentario:

Es conveniente que los marcos que contienen los contraventeos excéntricos estén ubicados de manera simétrica en planta, para que se minimicen los efectos de torsión. Además, se debe verificar que el diafragma constituido por el sistema de piso pueda transmitir las fuerzas cortantes a los marcos contraventeados.

16.3.1.6 Se recomienda que el ángulo entre las diagonales y la horizontal esté comprendido entre 30 y 60 grados (fig. 16.3.1.6; e longitud del eslabón).

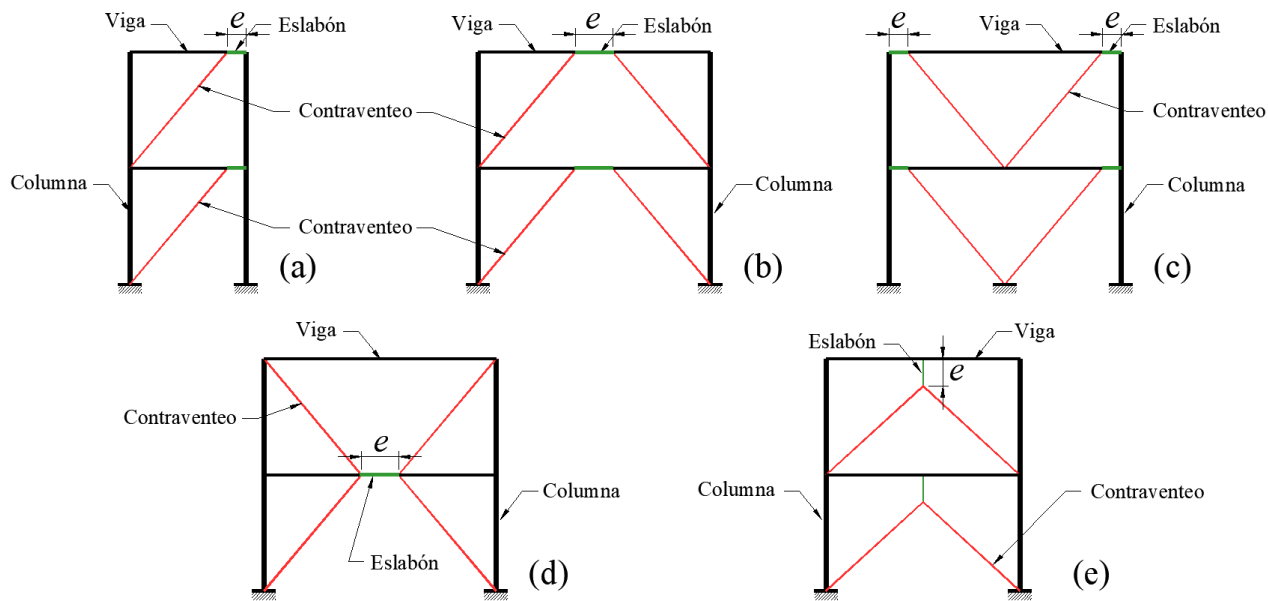


Figura 16.3.1.6 - Configuraciones de marcos con contraventeos excéntricos

Comentario:

Es posible proponer que la sección transversal del eslabón sea diferente a la sección de la viga fuera del eslabón.

16.3.1.1 Análisis

16.3.1.1.1 La resistencia requerida de la estructura se determina con un análisis que incluye las combinaciones de fuerzas gravitacionales y sísmicas indicadas en la NTC-Criterios. El eslabón no debe sobredimensionarse, ya que las diagonales, columnas, vigas y conexiones fuera de él se diseñan para que resistan las acciones que les transmite el eslabón plastificado y endurecido por deformación. La resistencia al corte del eslabón se toma igual que R_y (ver 16.1.1) multiplicada por su resistencia nominal al corte, V_n (ver 16.3.1.3.1), y por 1.25 cuando la sección es IR y 1.4 si es en cajón.

Comentario:

Debido a que las diagonales, vigas fuera del eslabón y columnas se diseñarían con la resistencia esperada del eslabón, por lo cual el eslabón debe diseñarse con las acciones de diseño. Los factores 1.25 y 1.4 para secciones IR o IS y cajón, respectivamente, representan el endurecimiento por deformación que desarrollaría el eslabón en el intervalo inelástico, lo que pretende garantizar que todo el sistema genere deformaciones inelásticas estables en el eslabón sin fallas permanentes en otros elementos.

16.3.1.1.2 Se permiten las excepciones siguientes:

- Para diseñar las vigas fuera del eslabón y las columnas de marcos de tres o más niveles se puede considerar el 90 por ciento de las fuerzas determinadas arriba

Comentario:

Las columnas se deben diseñar aplicando la filosofía del diseño por capacidad a partir de la resistencia esperada por el eslabón estimada como $1.25R_y$ veces la resistencia nominal del enlace. Este procedimiento presupone que todos los eslabones fluirán al mismo tiempo a lo largo del sismo, lo que es posible que ocurra en edificios de pocos

niveles. En cambio, la reducción del 90 por ciento pretende reconocer la baja probabilidad de que todos los eslabones fluyan al mismo tiempo en edificios altos durante un sismo (García & Tapia, 2019). Se recomienda considerar análisis no lineales como los que se explican en 7.3 de la NTC-Sismo para tener una estimación más precisa de las demandas de diseño y evitar que las secciones queden sobrediseñadas.

- b) Pueden despreciarse los momentos flexionantes producidos por los desplazamientos laterales debidos a sismo, pero deben considerarse los generados por fuerzas aplicadas en las columnas entre puntos con soporte lateral
- c) No es necesario que la resistencia requerida de las columnas sea mayor que el más pequeño de los valores siguientes:
 - 1) Las fuerzas hacia arriba correspondientes a la resistencia al volteo de la cimentación
 - 2) Las fuerzas determinadas con un análisis no lineal efectuado como se indica en la NTC-Sismo.

16.3.1.2 Requisitos básicos

16.3.1.2.1 Las secciones transversales de las columnas deben cumplir con las relaciones ancho/espesor, λ_{da} , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 16.1.8.1.

16.3.1.2.2 Las diagonales y las vigas fuera del eslabón, deben tener secciones transversales que cumplan con las relaciones ancho/espesor, λ_{dm} , para miembros de ductilidad media definidas en la tabla 16.1.8.1.

Comentario:

Debido a que se espera que los marcos con contraventeo excéntrico tengan una respuesta dúctil, las secciones transversales deben cumplir las relaciones ancho/espesor para garantizar que el estado límite de pandeo local no domine la respuesta de los elementos cumpliendo los requisitos de la tabla 16.1.8.1.

16.3.1.3 Eslabones

16.3.1.3.1 Los eslabones deben tener las características siguientes:

- 1) Ser secciones tipo 1, laminadas o formadas por placas soldadas, o secciones armadas en cajón, que satisfagan los requisitos de miembros de ductilidad alta de 16.1.7. No se permite utilizar secciones OC (HSS) como eslabones.

Excepción: se permite que los patines de los eslabones de sección IR o IS y longitud $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$ cumplan los requisitos de miembros de ductilidad media

- 2) El alma o las almas estarán formadas por una sola placa; no se permiten placas adosadas a ella para reforzarlas, ni perforaciones
- 3) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado no excederá de 345 MPa (3 515 kg/cm²)
- 4) Cuando están formados por placas, el alma o almas se unen a los patines con soldaduras de penetración completa
- 5) En secciones en cajón, el momento de inercia alrededor del eje de simetría vertical, I_y , será mayor que dos tercios del momento de inercia alrededor del eje de simetría horizontal, I_x ($I_y > 2/3I_x$).

Comentario:

El refuerzo del eslabón mediante placas adosadas y/o las perforaciones no están permitidas ya que podrían afectar o modificar el comportamiento inelástico del eslabón. Teniendo en cuenta que las vigas fuera del enlace, contraventeos y columnas están diseñados, a partir de la resistencia esperada del eslabón, un incremento en la capacidad del eslabón podría generar mecanismos de falla indeseados.

16.3.1.3.1 Resistencia en cortante del eslabón

16.3.1.3.1.1 Es igual que $F_R V_n$, donde:

- 1) Para fluencia en cortante del eslabón ($e \leq \frac{2M_p}{V_p}$):

$$V_n = V_p \quad (16.3.1.3.1.1)$$

cuando $\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$

$$V_p = 0.60 F_y A_a \quad (16.3.1.3.1.1.a)$$

cuando $\frac{P_u}{P_y} > 0.15$

$$V_p = 0.60 F_y A_a \sqrt{1 - (P_u/P_y)^2} \quad (16.3.1.3.1.1.b)$$

2) Para fluencia en flexión del eslabón $\left(e > \frac{2M_p}{V_p}\right)$:

$$V_n = \frac{2M_p}{e} \quad (16.3.1.3.1.1.c)$$

Cuando $\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$

$$M_p = F_y Z_x \quad (16.3.1.3.1.1.d)$$

cuando $\frac{P_u}{P_y} > 0.15$

$$M_p = 1.18 F_y Z_x [1 - (P_u/P_y)] \quad (16.3.1.3.1.1.e)$$

Comentario:

En los casos donde $P_u/P_y > 0.15$, el multiplicador que incluye la carga axial P_u en las ecs. 16.3.1.3.1.1.b y 16.3.1.3.1.1.e, representa un factor de reducción de la capacidad del elemento dada la carga en compresión. Cuando la carga axial en el eslabón sea importante ($P_u/P_y > 0.15$), se recomienda modificar el ancho de la crujía o la longitud del eslabón para maximizar el porcentaje del cortante resistido por el marco (vigas y columnas) y disminuir la componente horizontal de la fuerza en el contraventeo que ocasiona la fuerza axial en el eslabón. Por esta razón, se recomienda evitar ángulos menores que 40 grados entre el contraventeo y la viga. Es posible encontrar una discusión más amplia en Del Rincón y Tapia (2018) y García y Tapia (2019).

En las expresiones anteriores:

F_R 0.90

e longitud del eslabón, definida como la distancia libre entre los extremos de dos diagonales o entre la diagonal y la cara de la columna

M_p momento plástico del eslabón

V_p cortante de plastificación del eslabón

P_y $A F_y$

A área total del eslabón

A_a área del alma o almas del eslabón

$(d - 2t_p)t_a$ para secciones IR o IS

$2(d - 2t_p)t_a$ para secciones en cajón

P_u fuerza axial de diseño

d peralte del eslabón

t_a espesor del alma o de las almas

t_p espesor del patín o patines del eslabón

Comentario:

Los contravientos excéntricos tienen la ventaja que el momento y cortante en el eslabón se pueden determinar con relaciones simples provenientes de la estática, las cuales son válidas tanto en el rango elástico como inelástico.

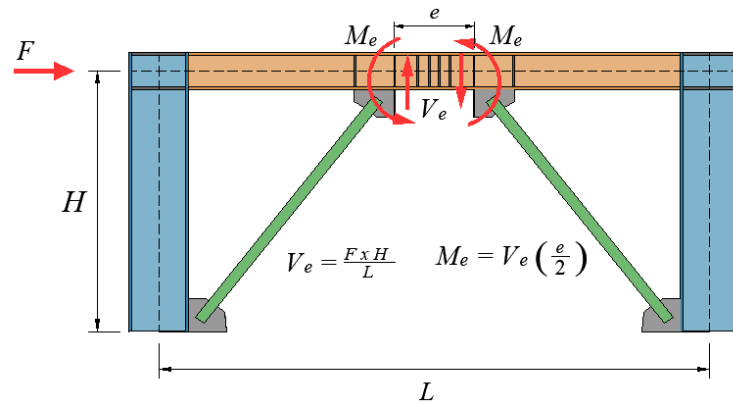


Figura C16.3.1.3.1.1.a - Comportamiento elástico del eslabón

Comentario:

El rango óptimo de la longitud del eslabón depende de múltiples variables, por lo que no se pueden establecer recomendaciones aplicables a todos los casos. Para longitudes entre cero y veinte por ciento hay baja disipación de energía, mientras que para excentricidades mayores que el cincuenta por ciento hay pérdida de rigidez. Con fines esquemáticos, esta tendencia se ejemplifica en la fig. C16.3.1.3.1.1.b.

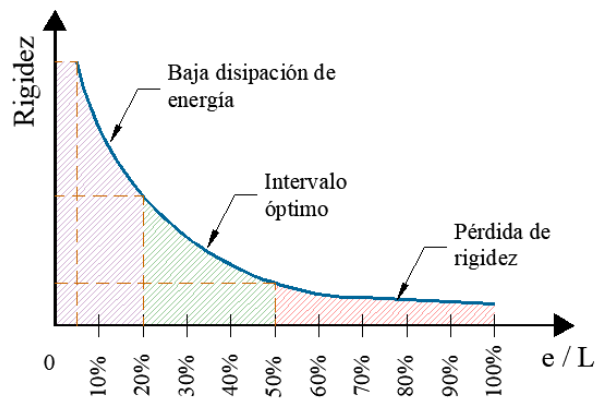


Figura C16.3.1.3.1.1.b – Grafica Rigidez – e/L

16.3.1.3.2 Longitud del eslabón

16.3.1.3.2.1 Si $P_u / P_y > 0.15$ la longitud del eslabón está limitada por los valores siguientes:

cuando $\rho \leq 0.5$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \tag{16.3.1.3.2.1.a}$$

cuando $\rho > 0.5$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho) \tag{16.3.1.3.2.1.b}$$

$$\rho = \frac{P_u/P_y}{V_u/V_p} \tag{16.3.1.3.2.1.c}$$

V_u cortante de diseño

16.3.1.3.3 Ángulo de rotación del eslabón

16.3.1.3.3.1 El ángulo de rotación inelástica del eslabón, γ_p , es el ángulo entre su eje y los de la viga fuera de él (fig. C16.3.1.3.3.2), cuando la distorsión total del entrepiso es igual que la de diseño, no debe exceder de los valores siguientes:

Comentario:

El ángulo de rotación total del eslabón γ_p se calcula tomando el desplazamiento relativo de un extremo del eslabón con respecto al otro y dividiéndolo entre su longitud. El cumplimiento de los siguientes límites asegura el comportamiento satisfactorio del eslabón ante demandas sísmicas severas.

0.08 radianes para eslabones de longitud $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$

0.02 radianes para eslabones de longitud $e \geq \frac{2.6M_p}{V_p}$

16.3.1.3.3.2 Para longitudes comprendidas entre $1.6M_p / V_p$ y $2.6M_p / V_p$ se interpolará linealmente.

Comentario:

En eslabones cortos ($e < 1.6M_p/V_p$) cuya fluencia es por cortante, la magnitud del ángulo de rotación plástico γ_p no debe exceder de 0.08 radianes, mientras que para eslabones largos ($e > 2.6M_p/V_p$) cuya fluencia es por flexión, la magnitud del ángulo de rotación plástico γ_p debe ser menor que 0.02 radianes. Para los límites del ángulo de rotación plástico aproximado en eslabones intermedios ($1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$) se debe determinar el ángulo considerando $\gamma_p = 0.176 - 0.06V_{pe}/M_p$. Se puede consultar más información en Tapia y García (2019).

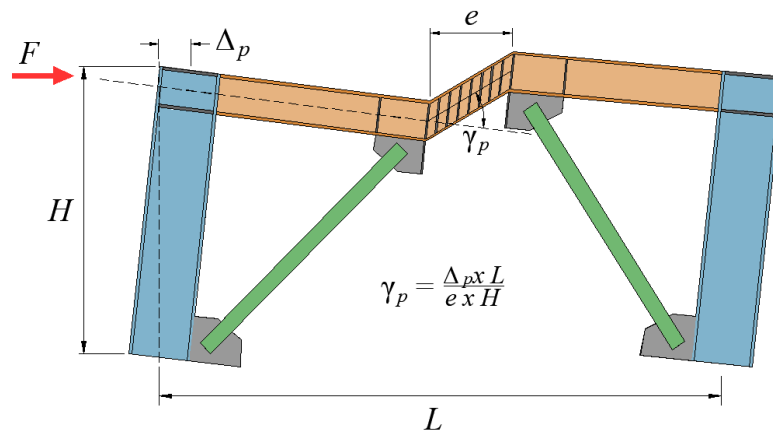


Figura C16.3.1.3.3.2 - Giro del eslabón

Los eslabones cortos transmiten momentos flexionantes menores hacia la viga en comparación los eslabones largos, lo que puede representar una reducción en el tamaño de la sección de la viga. Otra forma de reducir esa demanda es proponer una sección del contraventeo con una rigidez flexionante grande por medio de espesor o ancho de los patines que reduzca la demanda por flexión que se transfiere a la viga. En cualquier caso, el contraventeo debería ser diseñado para soportar la proporción del momento que se transfiera a ese elemento.

16.3.1.4 Atiesadores en los eslabones

16.3.1.4.1 Secciones IR o IS

Comentario:

Un detallado adecuado del eslabón garantiza un comportamiento estable, dúctil y predecible ante demandas cíclicas.

a) Atiesadores en los extremos de la viga eslabón

Se colocarán atiesadores del peralte del alma en los dos lados del alma del eslabón y en los extremos de las diagonales que se unen con ellos. El ancho total de los dos atiesadores no será menor que $(b_p - 2t_a)$, y su espesor no menor que $0.75t_a$ ni que 10 mm, b_p y t_a son el ancho del patín y el espesor del alma del eslabón (fig. 16.3.1.4.1.a)

b) Atiesadores intermedios de la viga eslabón

Su separación será:

- 1) En eslabones de longitud igual o menor que $1.6M_p / V_p$ se colocarán atiesadores intermedios con separaciones que no excederán de $30t_a - d/5$ para rotaciones del eslabón de 0.08 radianes, y de $52t_a - d/5$ para rotaciones de 0.02 radianes o menores (fig. 16.3.1.4.1.a)
- 2) En eslabones de longitud igual o mayor que $2.6M_p/V_p$ y menor que $5M_p/V_p$ se colocarán atiesadores intermedios a una distancia de cada extremo del eslabón igual que $1.5b_p$ (fig. 16.3.1.4.1.b)
- 3) En eslabones de longitud entre $1.6M_p/V_p$ y $2.6M_p/V_p$ se colocarán atiesadores intermedios que cumplirán los requisitos 1 y 2.

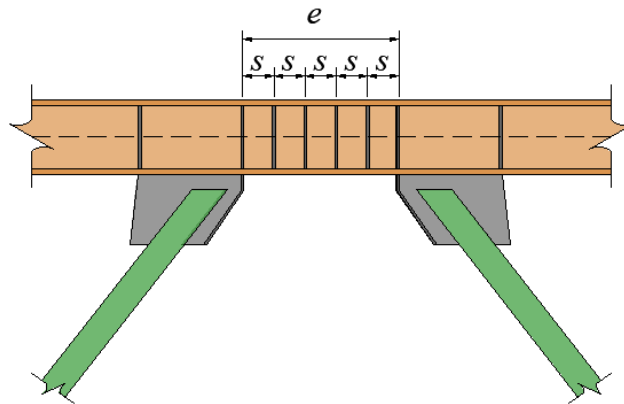


Figura 16.3.1.4.1.a - Atiesadores en el eslabón para $e \leq 1.6M_p/V_p$

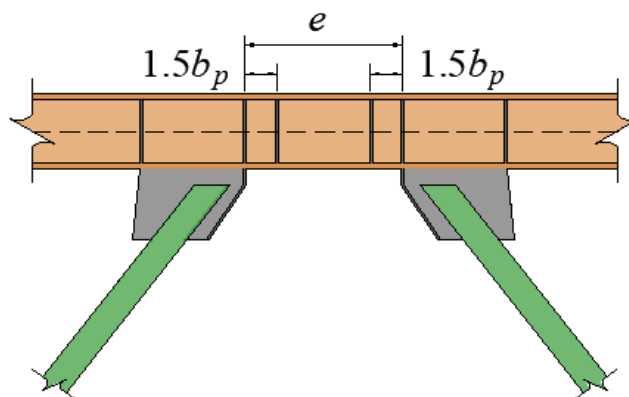


Figura 16.3.1.4.1.b - Atiesadores en eslabones para $2.6M_p/V_p \leq e \leq 5M_p/V_p$

- 4) Cuando la longitud de los eslabones es mayor que $5M_p/V_p$ no se requieren atiesadores intermedios
- 5) El peralte de los atiesadores debe ser igual que el peralte total del alma
- 6) Si el peralte de los eslabones es menor que 640 mm, los atiesadores se colocan en un solo lado del alma. Su espesor no debe ser menor que el del alma del eslabón, t_a , ni que 10 mm, y su ancho igual o mayor que $b_p/2 - t_a$. En eslabones con peralte igual o mayor que 640 mm se requieren atiesadores en los dos lados del alma

- 7) La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan un atiesador con el alma del eslabón es $F_{yat} A_{at}$, donde A_{at} es el área de una sección transversal horizontal del atiesador y F_{yat} su esfuerzo de fluencia. La resistencia requerida de las soldaduras de filete que unen a un atiesador con cada patín del eslabón es $F_{yat} A_{at} / 4$.

Comentario:

Los atiesadores intermedios se requieren para favorecer la estabilidad de la viga eslabón, aunque no sean necesarios conforme a la revisión por resistencia de la sección transversal. Los atiesadores en el alma y patines se deben detallar para evitar que se deposite soldadura en el área k del perfil del eslabón, pues se ha demostrado que puede generar fracturas en el alma y reducir su capacidad de rotación plástica.

16.3.1.4.2 Secciones en cajón

16.3.1.4.2.1 En las conexiones de la diagonal se colocarán atiesadores de peralte completo en un lado de cada una de las almas del eslabón, que pueden soldarse a la cara interior o exterior de las almas. El ancho de cada atiesador no será menor que $b/2$, donde b es el ancho interior del cajón, y su espesor no menor que $0.75t_a$ o 13 mm (fig. 16.3.1.4.2.1).

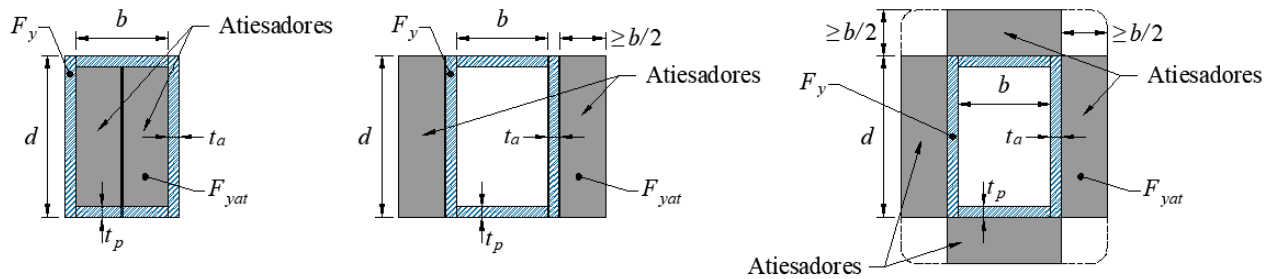


Figura 16.3.1.4.2.1 - Atiesadores en eslabones de sección en cajón

16.3.1.4.2.2 Deben colocarse, además, atiesadores intermedios, que cumplirán los requisitos siguientes:

- 1) En eslabones de longitud igual o menor que $1.6M_p/V_p$ y relación peralte/espesor del alma, h/t_a , mayor o igual que $0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, se requieren atiesadores de peralte total, colocados en un lado de cada alma. Las separaciones entre ellos no serán mayores que $20t_a - (d - 2t_p)/8$
- 2) Los eslabones de longitud igual o menor que $1.6M_p/V_p$, y relación peralte/ espesor del alma, h/t_a , menor que $0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ no requieren atiesadores intermedios
- 3) Los eslabones de longitud mayor que $1.6M_p/V_p$ no requieren atiesadores intermedios.

Los atiesadores intermedios deben ser de peralte completo, soldados al alma con soldaduras de filete que resistan una fuerza igual que $F_{yat} A_{at}$ donde A_{at} es el área de la sección transversal horizontal del atiesador.

Comentario:

La colocación de los atiesadores debe ayudar a que la respuesta del eslabón sea estable, puesto que el resto de los elementos se diseñaría a partir de la capacidad del eslabón, incluyendo los atiesadores.

16.3.1.5 Zonas protegidas

16.3.1.5.1 Los eslabones son zonas protegidas, que deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

Comentario:

Las zonas protegidas, como ya se ha mencionado, son las regiones en las que se prevé una incursión inelástica, predominantemente en el eslabón (aunque no limitativo). Cualquier adición de elementos, subelementos y accesorios podría modificar la respuesta del eslabón, por lo que es deseable que las zonas protegidas estén claramente identificadas en los planos estructurales y en obra.

16.3.1.6 Conexiones

16.3.1.6.1 Soldaduras de demanda crítica

16.3.1.6.1.1 Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras de las uniones entre columnas y placas base
- 3) Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño
- 4) Soldaduras en conexiones viga-columna
- 5) Soldaduras que unen los patines y alma o almas del eslabón a una columna, cuando el eslabón se forma junto a ella

Comentario:

En pruebas experimentales se ha demostrado que en configuraciones con eslabones junto a la columna (como los mostrados en la fig. 16.3.1.6.a y 16.3.1.6.c), se desarrolla una concentración de esfuerzos en el patín de la conexión. Por esto, se requiere que esas soldaduras también se consideren como de demanda crítica para evitar fracturas.

- 6) Soldaduras que unen los patines y alma o almas del eslabón cuando este está formado por placas.

16.3.1.6.2 Conexiones eslabón-columna

16.3.1.6.2.1 Cuando el eslabón se conecta a una columna, se requiere que se cumplan los requisitos siguientes:

- 1) Las conexiones deben ser rígidas para la transmisión de flexión
- 2) Deben ser capaces de soportar una rotación al menos 20 por ciento mayor que la correspondiente al desplazamiento, Δ , del marco
- 3) En eslabones de longitud $e \leq 1.6M_p/V_p$ la rotación deberá ser $\gamma_p \geq \pm 0.08 \text{ Rad}$
- 4) En eslabones de longitud $e \geq 2.6M_p/V_p$ la rotación será $\gamma_p \geq \pm 0.02 \text{ Rad}$

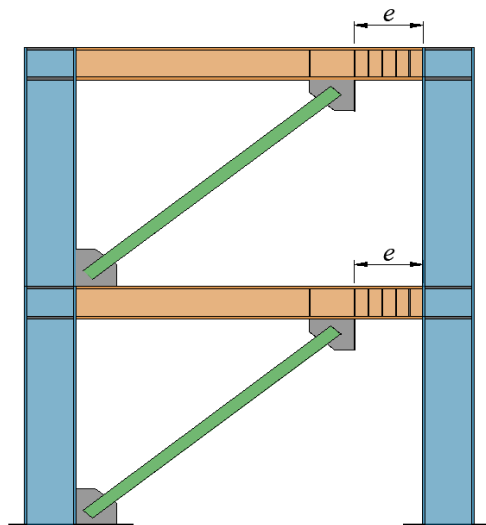


Figura 16.3.1.6.2.1 - Conexión eslabón-columna

- 5) Para eslabones intermedios, con $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$, se interpola linealmente

- 6) La resistencia en cortante de la conexión, medida cuando se presenta el ángulo de rotación requerido en el eslabón será, como mínimo, igual que la resistencia esperada del eslabón, $R_y V_n$
- 7) La resistencia en flexión de la conexión, medida cuando se presenta el ángulo de rotación requerido en el eslabón será, como mínimo, igual que el momento generado por el cortante nominal del eslabón multiplicado por R_y y por 1.25 para eslabones formados por secciones IR o IS y por 1.4 para secciones en cajón, es decir, $1.25R_y e V_p$, o $1.4R_y e V_p$.

Comentario:

Los requisitos de la conexión de una viga IR a la columna son equivalentes a los que se establecen para marcos rígidos de ductilidad alta. Sin embargo, las demandas de carga y deformación en la conexión eslabón a columna son substancialmente diferentes. Por esto, una conexión que califica para ser usada en marcos rígidos de ductilidad alta no necesariamente se comportaría adecuadamente para la conexión eslabón a columna. Se recomienda al diseñador ser cauteloso en la determinación de las demandas transferidas por el eslabón.

16.3.1.6.3 Conexiones viga-columna

16.3.1.6.3.1 Cuando una diagonal o placa de conexión se une simultáneamente a la columna y a la viga, la conexión debe cumplir los requisitos siguientes:

- 1) Puede ser simple, capaz de desarrollar una rotación no menor que 0.025 radianes
- 2) Se diseña para que resista un momento igual que el menor que los siguientes:
 - a) La capacidad en flexión esperada de la viga que corresponde a su momento plástico multiplicado por R_y y por 1.1; esto es, $1.1R_y M_p$
 - b) El momento correspondiente a la suma de las capacidades esperadas en flexión de las columnas, multiplicadas por R_y y por 1.1; esto es, $\Sigma(1.1R_y F_y Z_c)$.

Comentario:

Estos requisitos tienen como objetivo evitar que la transferencia de las demandas de la viga a la columna ocasione daño en la conexión. Lo definido en 16.3.1.6.3 pretende establecer condiciones de diseño que garanticen, mediante la aplicación del diseño por capacidad, que las conexiones permanecerán elásticas.

16.3.1.6.4 Conexión de las diagonales

16.3.1.6.4.1 Cuando se utilicen agujeros sobredimensionados se verificará el estado límite de deslizamiento de los tornillos, aplicando las combinaciones de cargas de diseño.

16.3.1.6.4.2 Si la conexión se diseña para que resista una porción del momento en el extremo del eslabón, se considerará completamente rígida, y se tendrán en cuenta la carga axial y la fuerza cortante.

Comentario:

Las conexiones semirrígidas son capaces de disminuir la demanda debido a la deformación que pueden desarrollar; por esto, la condición completamente rígida representa el caso más conservador para el diseño de una conexión.

16.3.1.6.4.3 La intersección de los ejes centroidales de la diagonal y del eslabón debe estar en la terminación del eslabón o dentro de él.

Comentario:

Se acepta que la intersección esté fuera del eslabón, si el momento adicional en la viga se incluye en el diseño.

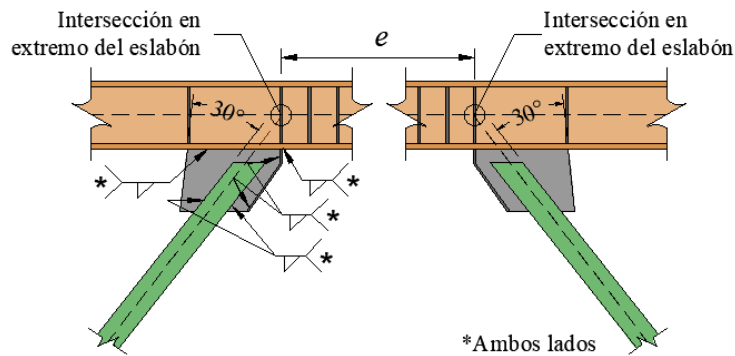


Figura 16.3.1.6.4.3 - Soldaduras de diagonales a la viga

Comentario:

Cuando el punto de intersección de la línea de acción del contraventeo y la línea de acción de la viga está fuera del eslabón se genera un momento adicional que debe ser resistido por la viga. El cual debe ser considerado en el diseño por tal motivo conviene, que la intersección este en el extremo del eslabón o bien dentro.

16.3.1.6.5 Empalmes de columnas.

16.3.1.6.5.1 Se deben cumplir los requisitos de 16.1.5.

16.3.1.6.5.2 Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor que las resistencias en flexión de los miembros conectados.

16.3.1.6.5.3 Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

16.3.1.6.5.4 La resistencia requerida en cortante será $\Sigma M_{pc}/H_c$

H_c altura de la columna entre intersecciones con vigas

ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_y Z_c$, de las columnas situadas arriba y abajo del empalme

Comentario:

El objetivo de estos requisitos es evitar que el empalme de las columnas desarrolle una respuesta inelástica, puesto que se puede generar una zona débil relacionada con una falla frágil.

16.3.1.6.6 Soporte lateral del eslabón

16.3.1.6.6.1 Cuando sea de sección IR o IS, se proporcionará soporte lateral en los patines superior e inferior de sus extremos. El soporte lateral se diseñará para una fuerza del 6 por ciento de la resistencia de cada patín del eslabón ($0.06R_y F_y Z/h_o$, donde h_o es la distancia entre los centroides de los patines).

Comentario:

La sección compuesta con la losa en el patín superior no es suficiente por sí sola para garantizar un arriostramiento lateral adecuado en el plano perpendicular al marco. Se recomienda un arriostramiento con vigas transversales.

16.3.2 Marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo de ductilidad alta, $Q = 4$ (MCPR)

16.3.2.1 Bases del diseño

16.3.2.1.1 Esta sección se aplica a marcos provistos de contraventeos de fabricación especial, conectados concéntricamente con vigas y columnas. Se permiten excentricidades no mayores que el peralte de la viga, si se tienen en cuenta en el diseño las fuerzas adicionales y si no cambia la fuente esperada de deformación inelástica.

16.3.2.1.2 Se espera que los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo (MCRP) diseñados de acuerdo con estas recomendaciones proporcionen una capacidad de deformación inelástica significativa, principalmente por fluencia, en tensión o compresión, de los contraventeos. Los contraventeos restringidos contra pandeo se consideran disipadores de energía, por lo que los marcos que formen un sistema dual con estos elementos deberán analizarse y diseñarse conforme lo establecido en el Capítulo 12 de las NTC-Sismo.

Comentario:

Los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo no son una clase particular de marcos con contraventeo concéntrico, por lo que no deben ser considerados como un contraventeo convencional para su análisis y diseño. Los contraventeos restringidos contra el pandeo son disipadores de energía y su análisis y diseño deben apegarse a criterios de ocupación inmediata, tal y como se establece en el Capítulo 12 de las NTC-Sismo. Es deseable que las líneas de acción del contraventeo, vigas y columnas intersecten en un punto con la mínima excentricidad. En los casos donde la excentricidad no sea despreciable, es necesario considerarlas en el diseño. No es necesario que el perfil de acero cumpla con los límites ancho-grueso de la tabla 16.1.8.1 puesto que la ductilidad se desarrolla en el núcleo y el perfil es sólo una camisa. El fabricante debe garantizar un desempeño adecuado de la camisa y el núcleo mediante pruebas experimentales como se indica en 16.3.2.2.

16.3.2.2 Introducción

16.3.2.2.1 Los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo (MCRP), se componen de vigas, columnas y contraventeos concéntricos restringidos contra pandeo (CRP).

16.3.2.2.2 Los CRP están compuestos por un núcleo de acero confinado por una camisa de acero rellena con concreto o mortero de alta resistencia de contracción controlada, que restringe el pandeo del núcleo (fig. 16.3.2.2.4). A diferencia de los contraventeos convencionales, los CRP se caracterizan por fluir indistintamente en tensión o compresión, con una elevada capacidad de disipación de energía por histéresis del material del núcleo.

16.3.2.2.3 Los CRP se diseñan, prueban y detallan para que tengan capacidad suficiente de deformación inelástica. La deformación esperada es la debida a la deformación del marco por cargas gravitacionales más la mayor deformación debida por: a) dos veces la distorsión de entrepiso de diseño; o b) una distorsión de entrepiso del 2 por ciento de su altura.

Comentario:

Con el propósito de considerar el escenario donde se excedan los límites de la deformación esperada del entrepiso (incisos a y b), se recomienda que el diseñador considere: a) los efectos de la configuración y capacidades del contraventeo restringido contra el pandeo en la potencial formación del mecanismo de fluencia de la estructura, b) participe en la inspección de la fabricación del contraventeo y c) que involucre en el proceso de diseño a un fabricante de CRP reconocido con un programa de calidad certificado.

16.3.2.2.4 Para validar el comportamiento estructural de los CRP, se deberán realizar pruebas de especímenes y sub-ensamblajes como se indica en la NTC- Sismo, y siguiendo las especificaciones de 16.3.2.8.

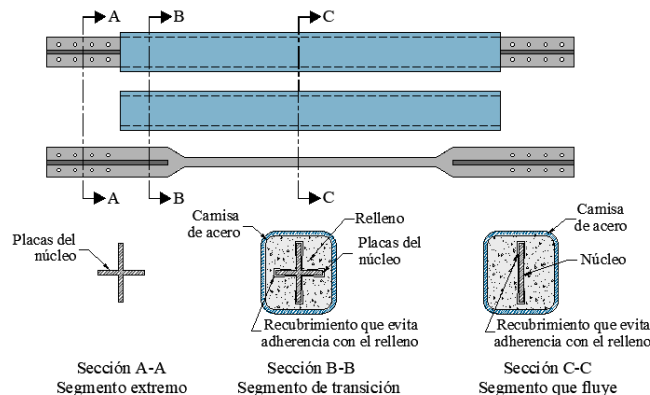


Figura 16.3.2.2.4 - Componentes de un CRP

16.3.2.2.5 El diseño de los MCRP se realiza de manera que durante el sismo de diseño los CRP incurrieren en el intervalo inelástico, en tensión o compresión, mientras que las vigas y columnas se conservan, básicamente, en el intervalo elástico. Las deformaciones inelásticas se concentran, principalmente, en los CRP.

Comentario:

Los contraventeos restringidos contra pandeo exhiben un comportamiento simétrico y estable ante fuerzas en tensión y compresión con deformaciones inelásticas significativas.

16.3.2.2.6 Se recomienda que los contraventeos formen un ángulo θ comprendido entre 30 y 60 grados respecto a la horizontal (fig. 16.3.2.2.6)

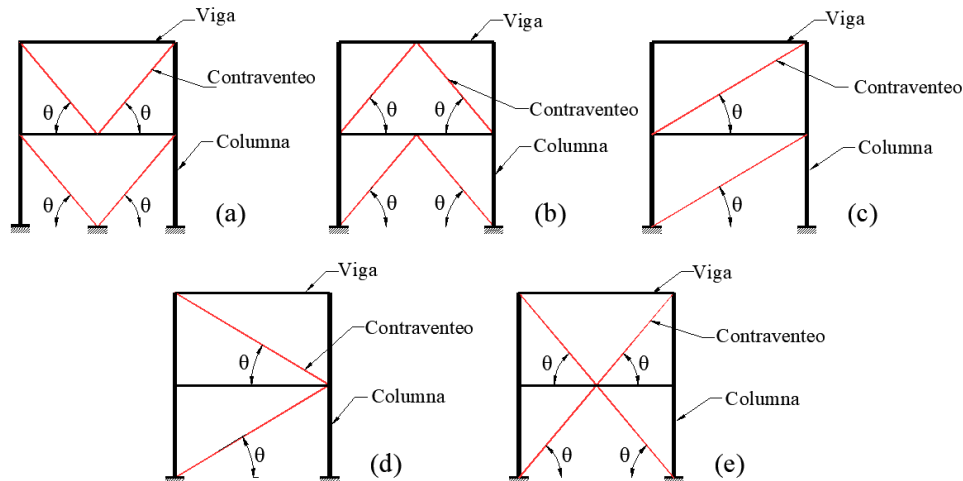


Figura 16.3.2.2.6 - Configuraciones permitidas de contraventeos concéntricos restringidos contra el pandeo: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X en dos niveles

Comentario:

Es posible considerar otras configuraciones a las que se muestran en la fig. 16.3.2.2.6, puesto que no es una revisión exhaustiva ni limitativa. La única excepción es la configuración en K de la fig. 16.3.3.6.2, la cual no está permitida en configuraciones de edificios en zonas sísmicas.

Es conveniente que los marcos que contienen los CRP estén ubicados de manera simétrica en planta, para que se minimicen los efectos de torsión, así mismo, se debe verificar que el diafragma constituido por el sistema de piso pueda transmitir las fuerzas cortantes, producidas por viento o sismo, a los marcos contraventeados.

16.3.2.3 Análisis

16.3.2.3.1 Los CRP se diseñarán para que no resistan cargas gravitacionales, pues su función es únicamente la de resistir fuerzas laterales.

16.3.2.3.2 La resistencia requerida de vigas, columnas y conexiones se determina con las combinaciones de carga indicadas en la NTC-Criterios, afectadas por los factores de carga respectivos. En el cálculo de las fuerzas sísmicas, el efecto de las acciones horizontales se toma igual que las fuerzas desarrolladas en el miembro suponiendo que las fuerzas en los contraventeos corresponden, en todos los casos, a su resistencia de diseño ajustada en compresión o tensión.

16.3.2.3.3 Para determinar si los contraventeos trabajan en tensión o compresión se ignoran los efectos de las cargas gravitacionales.

16.3.2.3.4 La resistencia ajustada de los contraventeos en tensión o compresión es la que se indica en 16.3.2.4.1.

16.3.2.3.5 Se permiten las excepciones siguientes:

- a) Pueden despreciarse las fuerzas de flexión resultantes de las distorsiones de entrepiso producidas por sismo. Deben considerarse los momentos resultantes de cargas aplicadas a las columnas entre puntos de soporte lateral
- b) No es necesario que la resistencia requerida de las columnas exceda la menor de:
 - 1) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de la cimentación a fuerzas de tensión producidas por volteo
 - 2) Las fuerzas determinadas con un análisis no lineal de acuerdo con la NTC-Sismo.

16.3.2.3.6 La deformación del contraventeo se determina de la porción inelástica de la distorsión de entrepiso de diseño, e incluye los efectos de la flexibilidad vertical de las vigas. De forma alternativa, esa deformación puede determinarse con un análisis no lineal acorde con la NTC-Sismo.

16.3.2.3.1 Deformación de los contraventeos

16.3.2.3.1.1 La deformación de los CRP se obtiene con un análisis estructural que considere las combinaciones de carga adecuadas.

16.3.2.3.1.2 La deformación axial de un contraventeo, asociada con la distorsión elástica de entrepiso (Δ_x), se determina como sigue (fig. 16.3.2.3.1.3 y 16.3.2.3.1.4):

$$\delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_{ysc}}{EA_n} \quad (16.3.2.3.1.2)$$

- δ_{bx} deformación axial elástica de la longitud efectiva de las diagonales
 P_{bx} fuerza axial en la diagonal asociada con la distorsión elástica de entrepiso
 L_{ysc} longitud efectiva de fluencia del núcleo de la diagonal (fig. 16.3.2.3.1.3)
 A_n área total de la sección transversal del núcleo de la diagonal

16.3.2.3.1.3 Para determinar la longitud efectiva de fluencia del núcleo deben restarse las longitudes de la zona común de columna y viga, así como la de las placas y otros elementos de conexión.

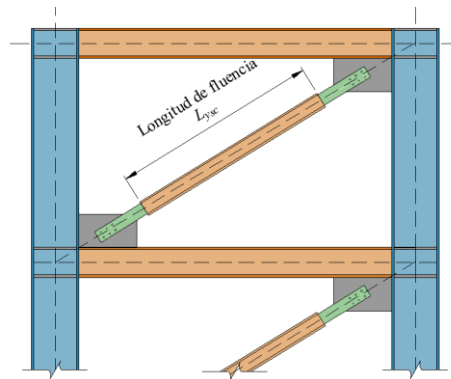


Figura 16.3.2.3.1.3 - Longitud efectiva de fluencia de los CRP (L_{ysc})

16.3.2.3.1.4 Conocida δ_{bx} se determina la deformación axial de los CRP asociada a la distorsión de diseño (δ_{bm}).

$$\delta_{bm} = C_b \delta_{bx} \quad (16.3.2.1.4)$$

C_b factor de amplificación por deflexión ($C_b = 5.0$)

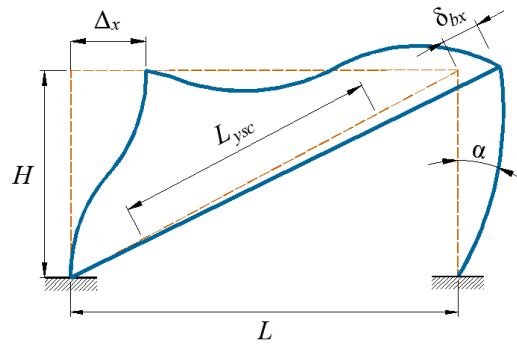


Figura 16.3.2.3.1.4 - Deformación axial de los CRP

16.3.2.3.1.5 Una vez determinado el valor de δ_{bm} , se calcula la deformación unitaria del núcleo de acero, ϵ_{CRP} (ec. 16.3.2.3.1.5), con la que se determinan los valores de ω y β requeridos para el cálculo de la resistencia.

$$\epsilon_{CRP} = \frac{2\delta_{bm}}{L_{ysec}} \tag{16.3.2.3.1.5}$$

Comentario:

Los fabricantes de los CRP ofrecen asesoría sobre la determinación de la deformación axial y los valores de ω y β para el cálculo de la resistencia, a partir de las pruebas experimentales de los contraventeos que tienen disponibles. Se sugiere involucrar a un fabricante reconocido con un programa de calidad certificado en el proceso de diseño.

16.3.2.4 Resistencia

La resistencia de los contraventeos, que se calcula como sigue, debe justificarse con resultados certificados por el fabricante o con pruebas experimentales que garanticen la capacidad de los CRP. La curva bilineal que se muestra en la fig. 16.3.2.4.1 representa el comportamiento idealizado de un contraventeo.

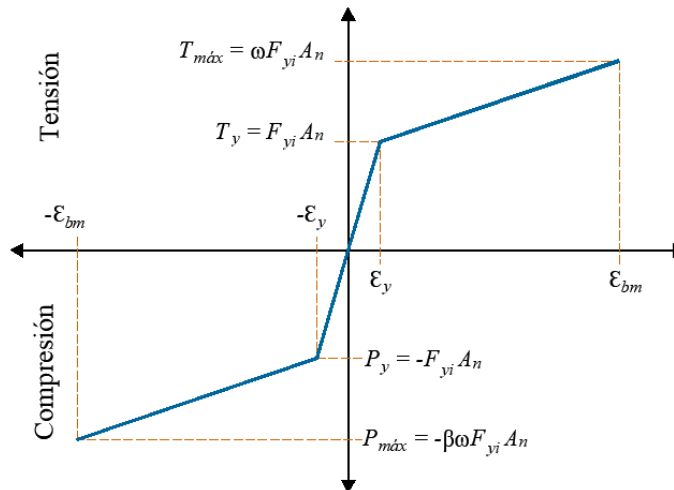


Figura 16.3.2.4.1 - Curva idealizada fuerza desplazamiento de los CRP

16.3.2.4.1 Resistencia de fluencia de diseño de los contraventeos

16.3.2.4.1.1 Los núcleos de los CRP deben diseñarse para resistir la fuerza total que actúa en las diagonales (P_u). Las resistencias de fluencia para fines de diseño en tensión y compresión son:

En tensión

$$T_y = F_R F_{yi} A_n \quad (16.3.2.4.1.1.a)$$

En compresión

$$P_y = F_R F_{yi} A_n \quad (16.3.2.4.1.1.b)$$

- F_R factor de reducción de resistencia igual que 0.9
 F_{yi} esfuerzo de fluencia medio del material del núcleo determinado a partir del ensaye de probetas
 A_n área total de la sección transversal del núcleo

Comentario:

Para fines de diseño preliminar, se pueden usar valores del esfuerzo de fluencia F_{yi} obtenidos de estadísticas del fabricante, pero estos valores deberán ser verificados durante el proceso de fabricación.

16.3.2.4.2 Resistencia máxima de diseño de los contraventeos

16.3.2.4.2.1 La resistencia máxima de diseño de las diagonales se ajusta con base en la información de las características de los CRP, así como de las demandas de carga axial, obtenidas del análisis estructural, asociadas con la distorsión de diseño máxima.

16.3.2.4.2.2 Las conexiones de los contraventeos y los miembros que concurren en los nudos deben diseñarse para resistir las fuerzas calculadas, basadas en la resistencia máxima de diseño de las diagonales. Para el diseño de las conexiones se deberán tomar en cuenta los requisitos de 16.3.2.7.

16.3.2.4.2.3 La resistencia máxima de diseño de las diagonales es:

En tensión

$$T_{m\acute{a}x} = \omega F_{ym\acute{a}x} A_n \quad (16.3.2.4.2.3.a)$$

En compresión

$$P_{m\acute{a}x} = \beta \omega F_{ym\acute{a}x} A_n \quad (16.3.2.4.2.3.a)$$

- $T_{m\acute{a}x}$ resistencia máxima de diseño en tensión
 $P_{m\acute{a}x}$ resistencia máxima ajustada de diseño en compresión
 $F_{ym\acute{a}x}$ esfuerzo de fluencia máximo del material del núcleo determinado a partir del ensaye de probetas.
 β factor de ajuste de la resistencia en compresión ($\beta > 1.0$). Es proporcionado por el fabricante de los CRP
 ω factor de ajuste de endurecimiento por deformación ($\omega > 1.0$). Es proporcionado por el fabricante de los CRP

16.3.2.4.2.4 Para el diseño de las conexiones de vigas, columnas y demás elementos se deben diseñar aplicando un factor de 1.2

Comentario:

Aplicando el criterio del diseño por capacidad, se debe emplear la resistencia máxima esperada del contraventeo en el diseño de las conexiones, las vigas y las columnas, por lo cual los elementos mecánicos obtenidos se multiplican por un factor de 1.2 (véase 16.3.2.7). Esto incluye las fuentes de sobrerresistencia, los factores de endurecimiento por deformación ω y el ajuste de la resistencia en compresión β .

16.3.2.5 Requisitos del sistema

16.3.2.5.1 Marcos con contraventeos en V (Chevrón) y V invertida

16.3.2.5.1.1 La resistencia requerida de las vigas a las que se unen los contraventeos y de sus conexiones y miembros que las soportan se determina con base en las combinaciones de carga aplicables, suponiendo que los contraventeos no proporcionan resistencia para cargas gravitacionales. En combinaciones de carga que incluyen sismo, las fuerzas vertical y horizontal en la viga se calculan con las resistencias ajustadas de los contraventeos, en tensión y compresión.

16.3.2.5.1.2 Las vigas deben ser continuas entre columnas y su contraventeo lateral debe satisfacer los requisitos, para miembros de ductilidad media, de 16.1.2.3.

Comentario:

Debido a que los contraventeos restringidos contra el pandeo transfieren sus cargas directamente a la viga en las configuraciones de marcos con contraventeos en V (Chevrón) y V invertida, se debe asegurar que la viga tenga suficiente resistencia para soportar la respuesta inelástica de ambos CRP en tensión y compresión asociadas a la distorsión máxima de diseño. En el proceso de diseño, se necesitará asegurar que la viga es capaz de resistir la componente de descarga esperada del CRP. Por esto, se recomienda evitar vigas flexibles en estas configuraciones, que podrían generar mecanismos de falla indeseados. Asimismo, los posibles desequilibrios en las descargas de los contraventeos a la viga se minimizarían si se hacen pocos cambios de sección transversal de los CRP a lo largo de la altura.

16.3.2.5.1.3 Como mínimo, debe soportarse lateralmente el punto de intersección de la viga y los contraventeos.

16.3.2.5.2 Contraventeos en K

16.3.2.5.2.1 Esta configuración no se permite porque puede afectar, desfavorablemente, el comportamiento de las columnas (fig. 16.3.3.6.2).

16.3.2.5.3 Zonas protegidas

16.3.2.5.3.1 Las zonas protegidas incluyen el núcleo de acero de los contraventeos y los elementos que lo conectan a las vigas y columnas; deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

Comentario:

Las zonas protegidas son las regiones donde se prevén deformaciones inelásticas. Debido a que el núcleo del contraventeo está recubierto (fig. 16.3.2.2.4). Las zonas protegidas son predominantemente las conexiones del CPR a los elementos del marco. Es necesario que las zonas protegidas estén señaladas en los planos estructurales y en obra para evitar cualquier posible modificación de esa región.

16.3.2.6 Soldaduras de demanda crítica

16.3.2.6.1 Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.
- 3) Soldaduras en conexiones viga columna.

16.3.2.7 Conexiones

Las conexiones deben conservarse en el intervalo elástico para los niveles de fuerza asociados con la fluencia de los CRP, por lo que se diseñan para la fuerza máxima que puede esperarse que les transmita el contraventeo, multiplicada por 1.2.

16.3.2.7.1 Conexiones viga-columna

16.3.2.7.1.1 Cuando un contraventeo o placa de conexión se une a la viga y a la columna, el diseño de la conexión se hace conforme a:

- a) Si la conexión es simple, debe ser capaz de admitir una rotación de 0.025 rad
- b) La conexión se diseña para resistir un momento igual que el menor de:
 - 1) El momento resistente esperado de la viga, $R_y M_p$, multiplicado por 1.2
 - 4) El momento correspondiente a la suma de las resistencias esperadas en flexión de las columnas, igual que $\Sigma(R_y F_y Z)$, multiplicada por 1.2.

16.3.2.7.1.2 El momento se considera en combinación con las resistencias requeridas de las conexiones de los contraventeos y de la viga y se incluyen, en su caso, las fuerzas amplificadas de los colectores del diafragma de piso.

Comentario:

Con estos requisitos se pretende que la respuesta inelástica ocurra primero en el CRP, mientras que la conexión permanezca en el intervalo elástico. Lo descrito en 16.3.2.7.1 son las demandas de diseño de la conexión que garantizarían la respuesta dúctil del sistema en su conjunto.

16.3.2.7.2 Conexión de las diagonales

16.3.2.7.2.1 La resistencia requerida de las conexiones de los contraventeos en tensión o compresión (incluyendo las conexiones viga columna si son parte del sistema contraventeado) debe ser 1.2 veces la resistencia máxima del contraventeo en compresión.

16.3.2.7.2.2 Si se utilizan conexiones atornilladas con agujeros sobredimensionados, la resistencia requerida para el estado límite de deslizamiento de los tornillos no tiene que ser mayor que el efecto de la carga, considerando las combinaciones requeridas, incluyendo las de efectos sísmicos.

16.3.2.7.3 Placas de conexión

16.3.2.7.3.1 En su diseño deben considerarse los estados límite de pandeo local o de la placa.

16.3.2.7.4 Empalmes de columnas

16.3.2.7.4.1 Se deben cumplir los requisitos de 16.1.5.

16.3.2.7.4.2 Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

16.3.2.7.4.3 Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

16.3.2.7.4.4 La resistencia requerida en cortante será $\Sigma M_{pc}/H_c$

H_c altura de la columna entre intersecciones con vigas

ΣM_{pc} suma de los momentos plásticos nominales, $F_{yc} Z_c$, de las columnas situadas arriba y abajo del empalme

Comentario:

La falla del empalme en una columna podría guiar a un mecanismo de colapso prematuro. Por esto, los requisitos de esta sección pretenden evitar el daño en el empalme colocándolo en la posición menos vulnerable y estableciendo las demandas de diseño.

16.3.2.8 Pruebas de contraventeos restringidos al pandeo ante carga cíclica reversible

16.3.2.8.1 Se deberán realizar pruebas experimentales que validen el comportamiento de los CRP de acuerdo con las recomendaciones del estándar ANSI/AISC 341-22, en su Capítulo K3.

16.3.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad media, $Q=3$

16.3.3.1 Diseño

16.3.3.1.1 Esta sección es aplicable a marcos con contraventeos concéntricos (MCC) formados por columnas, vigas y diagonales que se unen al resto de la estructura sin excentricidades; es decir, en cada conexión los ejes de los miembros que llegan a ella se interceptan en un punto.

Comentario:

Los marcos con contraventeos concéntricos que satisfagan todos los requisitos de esta sección pueden ser diseñados con un factor comportamiento sísmico de $Q=3$. El sistema en su conjunto desarrolla una ductilidad media, pero los contravientos deben ser detallados como miembros de ductilidad alta. No es posible diseñar marcos con un factor de comportamiento sísmico mayor debido a que la respuesta estaría regida por el desempeño de los contraventeos ante pandeo global en compresión o pandeo local, la cual es una inestabilidad súbita (Tapia et al. 2016; Tapia-Hernández y Guerrero-Bobadilla 2021).

16.3.3.1.2 Se considera que los marcos diseñados con las recomendaciones de esta sección pueden admitir deformaciones inelásticas importantes principalmente por pandeo de los contraventeos comprimidos y fluencia de los que trabajan en tensión.

Comentario:

Cuando los marcos con contraventeos concéntricos se diseñan con elementos que tienen una relación de esbeltez muy alta, la capacidad en compresión es muy limitada, de manera que los contraventeos trabajarían sólo en tensión. A pesar de que estos pudieran tener una configuración de marcos con contraventeo concéntrico como las que se muestran en la fig. 16.3.3.1.2. En ningún caso se consideran como sistemas dúctiles.

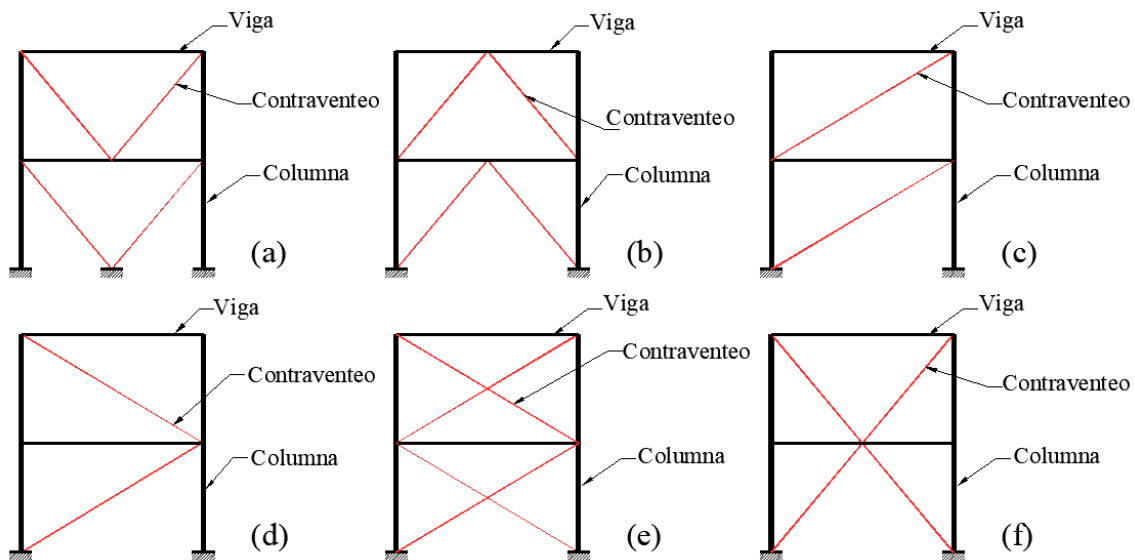


Figura 16.3.3.1.2 – Algunas configuraciones de contraventeos concéntricos: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X; f) en X en dos niveles

Comentario:

Las configuraciones de contraventeos concéntricos mostradas en la fig 16.3.3.1.2 no es exhaustiva ni limitativa.

16.3.3.2 Análisis

16.3.3.2.1 La resistencia requerida de columnas, vigas y conexiones está basada en las combinaciones de carga aplicables. El valor de las fuerzas horizontales será el mayor de los obtenidos con los análisis siguientes:

- a) Un análisis en el que se supone que todos los contraventeos resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas en tensión o en compresión
- b) Un análisis en el que se supone que todos los contraventeos en tensión resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas y los contraventeos comprimidos sus resistencias esperadas posteriores al pandeo.

16.3.3.2.2 Para determinar si los contraventeos trabajan en compresión o tensión no se incluyen los efectos de las cargas gravitacionales. El análisis se hace en los dos sentidos en que pueden actuar las fuerzas sísmicas.

Comentario:

Los marcos con contraventeos pueden ser dúctiles solo si se evita el pandeo prematuro de las vigas y las columnas. El diseño de los elementos y las conexiones se realizaría a partir de la plastificación de los contraventeos conforme a los escenarios descritos en 16.3.3.2.1.a y 16.3.3.2.1.b.

16.3.3.3 Distribución de fuerzas laterales

16.3.3.3.1 Las diagonales deben colocarse en direcciones alternadas a lo largo de cualquier línea de contraventeo, de manera que para cualquier sentido de las fuerzas sísmicas paralelas a esa línea, cuando menos el 30 por ciento, pero no más del 70 por ciento de la fuerza horizontal total a lo largo de la línea, sea resistida por contraventeos en tensión, a menos que la resistencia disponible de cada contraventeo comprimido sea mayor que la requerida, correspondiente a la combinación de acciones de diseño. Para fines de este requisito, una línea de contraventeo se define como una línea única, o varias paralelas separadas no más del 10 por ciento de la dimensión del edificio perpendicular a ellas.

16.3.3.4 Diagonales de contraventeo

16.3.3.4.1 Su relación de esbeltez efectiva, KL/r , no será mayor que $4.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$.

Comentario:

Este límite tiene como objetivo evitar que los contraventeos se fracturen ante demandas cíclicas, limitar los efectos dinámicos y el desbalance de fuerzas en tensión y compresión, que se generan como consecuencia de usar elementos de contraventeo muy esbelto, es decir, con relaciones de esbeltez altas.

16.3.3.4.2 En contraventeos formados por varios perfiles, la relación de esbeltez entre conectores de los elementos que los conforman no será mayor que la mitad de la relación de esbeltez del elemento armado completo. La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual que la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción en cada contraventeo. En el cuarto central del contraventeo no se colocarán esos elementos.

16.3.3.4.3 El área neta efectiva de las diagonales no debe ser menor que su área total. Las diagonales con agujeros o ranuras se refuerzan para que se cumpla esta condición.

16.3.3.4.4 Los contravientos deberán ser diseñados como miembros para ductilidad alta, donde las relaciones ancho/espesor, no deben exceder el límite λ_{da} de la tabla 16.1.8.1.

16.3.3.5 Fuerza axial máxima que aplican los contraventeos a columnas y vigas.

16.3.3.5.1 En los contraventeos en tensión, $P=R_y F_y A_t$, y en los comprimidos, $P = 0.3R_c$. Se toma la fuerza que produzca el valor más desfavorable para el diseño del elemento que recibe la diagonal (columna, placa de conexión, etc.).

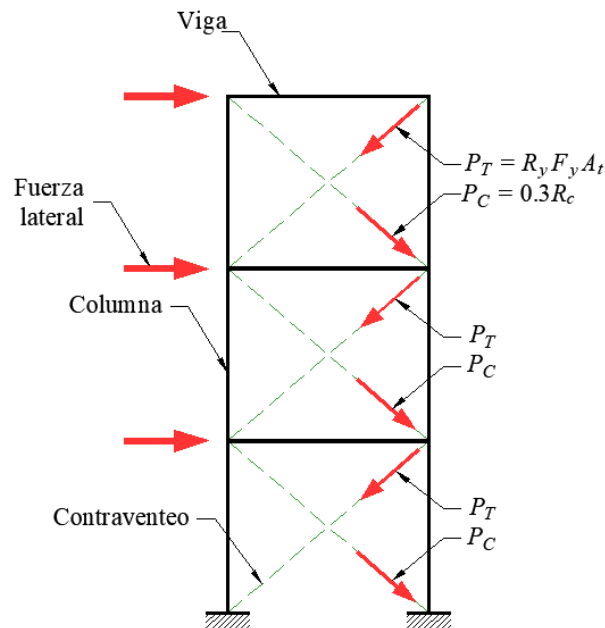


Figura 16.3.3.5.1 - Fuerza máxima que generan los contraventeos en tensión y en compresión

Comentario:

La magnitud $P_C=0.3R_c$ representa la resistencia residual del contraventeo después del pandeo global en compresión. La magnitud se ha establecido, a partir de pruebas experimentales y es aceptada por la comunidad internacional.

16.3.3.5.1 Resistencia de las diagonales de contraventeo

16.3.3.5.1.1 La resistencia esperada en tensión, R_t , de un contraventeo es $R_y F_y A_t$.

16.3.3.5.1.2 La resistencia esperada en compresión, R_c , de un contraventeo es igual que la menor de las cantidades $R_y F_y A_t$ y $1.2F_n A_t$, donde F_n se calcula como se indica en el Capítulo 6, sustituyendo en las ecuaciones pertinentes F_y por $R_y F_y$.

16.3.3.5.1.3 La resistencia posterior al pandeo es, como máximo, igual que 0.3 veces la resistencia esperada del contraventeo comprimido.

Comentario:

La resistencia de los contraventeos se determina tomando en cuenta la sobrerresistencia del material y el endurecimiento por deformación plástica, siguiendo la filosofía del diseño por capacidad.

16.3.3.5.2 Resistencia de las conexiones de las diagonales de contraventeo

16.3.3.5.2.1 Deberán minimizarse las excentricidades en las conexiones de los contraventeos. En caso de haber excentricidades sus efectos deberán ser considerados en el análisis y en el diseño. La excentricidad máxima permitida será igual que la mitad del peralte de la viga a la que se une la diagonal; sin embargo, puede aumentarse hasta un peralte completo si no cambia la fuente esperada de capacidad de deformación inelástica.

Comentario:

Debido a que los marcos con contraventeos pueden estar sujetos a distorsiones inelásticas significativas, es necesario garantizar que las placas de conexión sean capaces de desarrollar las rotaciones asociadas sin fractura. Estos criterios pretenden generar un mecanismo de columna fuerte viga débil contraventeo más débil con conexiones que permanezcan en el intervalo elástico sin daño. Se puede encontrar mayor información sobre el procedimiento de diseño de las placas de conexión para contraventeos en Astaneh-Asl et al. (2006).

16.3.3.5.2.2 La resistencia de las conexiones será la indicada en los siguientes incisos.

- a) Resistencia requerida. Las conexiones de los contraventeos tendrán una resistencia no menor que la más pequeña de:
 - 1) La resistencia esperada en tensión del elemento de contraventeo, igual que $R_y F_y A_t$
 - 2) La fuerza máxima, obtenida en el análisis, que puede ser transmitida al contraventeo.
- b) Resistencia en tensión. La resistencia de diseño en tensión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en los estados límite de fractura en la sección neta (ver 5.3.1b) y de ruptura en bloque por cortante y tensión (ver 11.4.3), será igual o mayor que la resistencia requerida determinada en 16.3.3.5.2.2.a
- c) Resistencia en compresión. La resistencia de diseño en compresión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en un estado límite de pandeo, será igual o mayor que la resistencia requerida en compresión definida en 16.3.3.5.2 tomando en cuenta en el cálculo de F_n el esfuerzo de fluencia esperado, $R_y F_y$
- d) Resistencia en flexión. La resistencia de diseño en flexión de la conexión en la dirección en que se pandeará el contraventeo será igual o mayor que la resistencia requerida del contraventeo flexionado alrededor del eje de pandeo, multiplicada por 1.1, $(1.1R_y M_p)$
- e) En el diseño de las placas de conexión deben considerarse sus posibles formas de pandeo
- f) Su geometría debe cumplir el requisito indicado en la fig. 16.3.3.5.2.2
- g) No debe utilizarse una combinación de tornillos y soldaduras para resistir las fuerzas en la conexión.

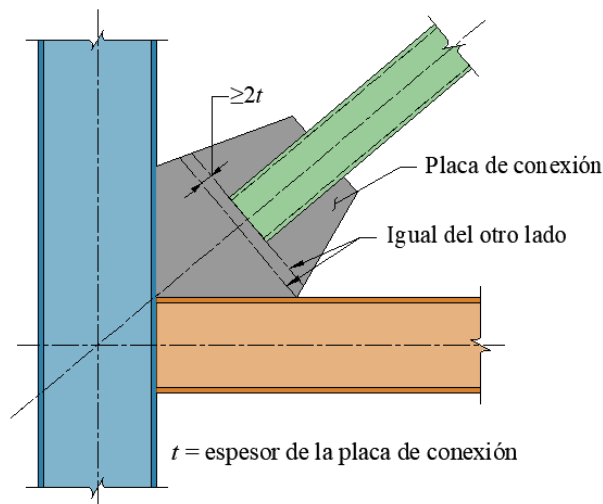


Figura 16.3.3.5.2.2 Geometría requerida de la placa de conexión

Comentario:

En la geometría requerida se distingue una línea de doblado de longitud mínima de dos veces el espesor de la placa. La línea de doblado se mide desde el extremo del contraventeo hasta la línea perpendicular donde la placa está restringida a rotar. Cuando se consideren configuraciones con el pandeo del contraventeo en el plano del marco se requiere hacer los ajustes geométricos necesarios.

16.3.3.5.3 Resistencia de los empalmes de columnas

16.3.3.5.3.1 Se deben cumplir los requisitos de 16.1.5.

16.3.3.5.3.2 Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

16.3.3.5.3.3 Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

16.3.3.5.3.4 La resistencia requerida en cortante será $\Sigma M_{pc}/H_c$

Comentario:

Es necesario que los empalmes tengan la resistencia necesaria para soportar la incursión inelástica después del pandeo y fluencia de los contraventeos. Con estos requisitos se pretende evitar una acumulación de daño que genere un colapso prematuro por la inestabilidad de las columnas en los empalmes. Por esto, se incluyen criterios para localizar la posición recomendada de los empalmes y las demandas de diseño.

16.3.3.6 Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales

16.3.3.6.1 Las vigas a las que se unen los contraventeos en V y en V invertida deben satisfacer los requisitos siguientes:

Comentario:

El comportamiento que se esperaría de marcos con contraventeos dúctiles es que después del pandeo del contraventeo en compresión, el contraventeo en tensión siga soportando carga hasta la fluencia. Esto crea un desbalance de fuerzas que debería ser resistido por las vigas en marcos con contraventeos en V y en V invertida (chevrón) como se muestra en la fig. 16.3.3.6.1. En consecuencia, esta configuración de contraventeos requeriría requisitos adicionales para las vigas, conexiones y elementos de soporte. Este efecto de descarga no ocurre en otras configuraciones (por ejemplo, en los incisos c, d y e de la fig. 16.3.3.1.2), puesto que el desequilibrio ocurre en los nodos de conexión de vigas y columnas.

- 1) Ser continuas entre columnas
- 2) Resistir los efectos de todas las cargas gravitacionales tributarias, muertas y vivas, suponiendo que el contraventeo no existe

Comentario:

La viga debe ser capaz resistir las cargas gravitacionales en caso de daño grave o fractura del contraventeo.

- 3) Resistir los efectos de las cargas gravitacionales, muertas y vivas, más una carga vertical aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima igual que $R_y P_y$ en la diagonal en tensión y máxima de $0.3R_c$ en la de compresión

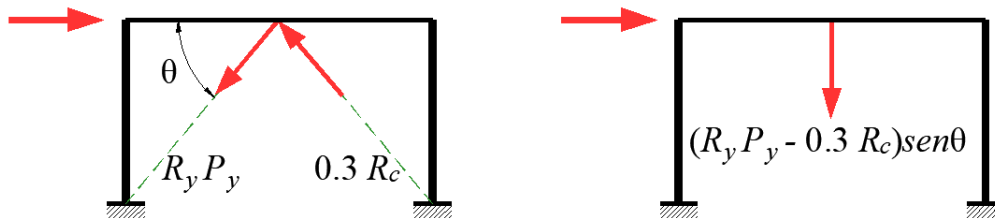


Figura 16.3.3.6.1 - Fuerzas máximas estimadas en los contraventeos en “V” invertida

Comentario:

La magnitud máxima en compresión igual que $0.3R_c$ supone que el contraventeo tuvo pandeo global y que su resistencia residual posterior al pandeo tiene esa magnitud. Este escenario pretende establecer el mayor desequilibrio como demanda de diseño de la viga.

- 4) Soportarse lateralmente para que satisfagan los requisitos de miembros de ductilidad media
- 5) Como mínimo, los patines superior e inferior de las vigas deben soportarse lateralmente en el punto de intersección de los contraventeos, con un elemento que soporte una fuerza lateral no menor que el dos por ciento de la resistencia nominal del patín, igual que el producto de su área por F_y , a menos que el miembro tenga resistencia y rigidez suficientes, fuera de su plano, para asegurar la estabilidad entre los puntos restringidos adyacentes.

16.3.3.6.2 En marcos con contraventeo concéntrico no se permite usar diagonales en “K”, conectadas en un solo punto y en un solo lado de la columna (fig. 16.3.3.6.2).

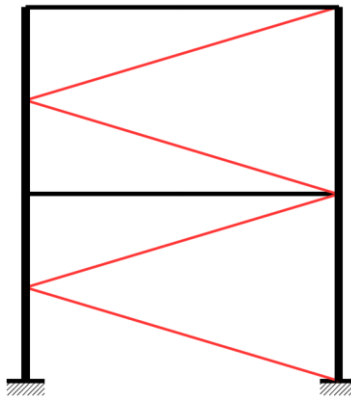


Figura 16.3.3.6.2 - Configuración de contraventeo en K no permitida

Comentario:

La respuesta ante demandas laterales de los contraventeos crea un desbalance de fuerzas desfavorable en las columnas de marcos con contraventeos en K, que contribuye a la falla de las columnas.

16.3.3.7 Zonas protegidas

16.3.3.7.1 Las zonas protegidas son:

- 1) El cuarto central de los contraventeos
- 2) Una zona de los contraventeos adyacente a cada conexión, de longitud igual que un peralte del contraventeo en esa zona
- 3) Los elementos que unen los contraventeos con vigas y columnas.

16.3.3.7.2 Las zonas protegidas deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

Comentario:

En contraventeos en cruz, la zona protegida adyacente a la conexión se debe considerar en los extremos de la cruz y en la unión central de ambos contraventeos (ver fig. C.16.3.3.7.2).

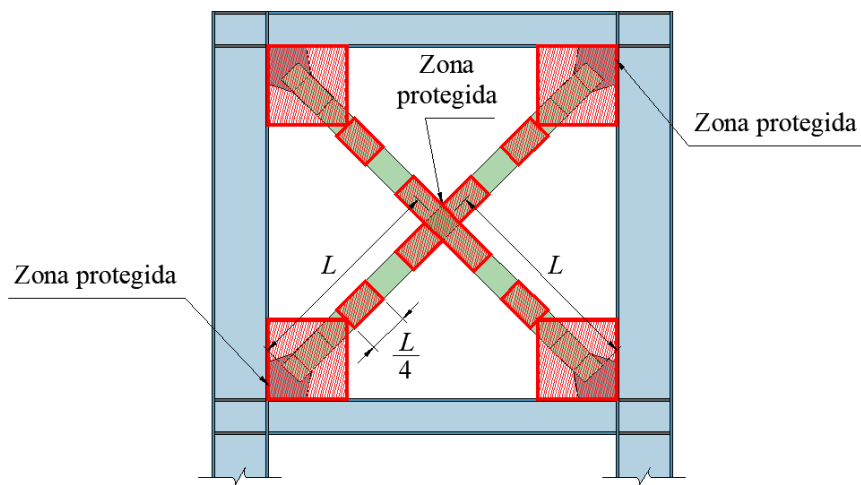


Figura C16.3.3.7.2 – Zona protegida de los contravientos en cruz

16.3.3.8 Soldaduras de demanda crítica

16.3.3.8.1 Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.
- 3) Soldaduras en conexiones viga columna.

Comentario:

La soldadura de demanda crítica incluye, los empalmes de columnas debido a que los puntos de inflexión en la columna podrían moverse a lo largo de un sismo intenso y no pueden predecirse desde el proceso de diseño.

16.3.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja, $Q=2$

16.3.4.1 Las diagonales de contraventeo pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes, bajo la acción de eventos sísmicos intensos, mientras admiten deformaciones inelásticas moderadas en ellas y sus conexiones.

Comentario:

Cuando la estructura no sea capaz de desarrollar grandes deformaciones inelásticas sin daño excesivo ni garantizar que no se fracture el contraventeo o su conexión es necesario analizarla como marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja ($Q=2$). Los marcos rígidos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja son capaces de desarrollar una magnitud reducida de deformación inelástica. Para compensar esa ductilidad limitada, estos marcos son diseñados para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico menor que los sistemas con marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta.

16.3.4.1 Diseño

16.3.4.1.1 Esta sección es aplicable a marcos con contraventeos concéntricos, formados por columnas, vigas y diagonales que se unen al resto de la estructura sin excentricidades, es decir, en cada conexión los ejes de los miembros que llegan a ella se interceptan en un punto. Sin embargo, se admiten excentricidades no mayores que el peralte de la viga, siempre que en el diseño se consideren las fuerzas resultantes en los miembros y las conexiones, y no cambie la fuente de suministro de capacidad de deformación inelástica.

16.3.3.1.2 Los contravientos deberán ser diseñados como miembros para ductilidad media, donde las relaciones ancho/espesor, no deben exceder el límite λ_{dm} de la tabla 16.1.8.1.

16.3.4.2 Análisis

16.3.4.2.1 Como se esperan demandas inelásticas limitadas, basta realizar el análisis como se indica en 16.3.3.2.

16.3.4.3 Requisitos del sistema

16.3.4.3.1 Marcos con contraventeos en V o V invertida.

16.3.4.3.2 Las vigas deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) Ser continuas en la conexión con los contraventeos que están alejados de la conexión viga columna
- 2) Su resistencia de diseño se obtiene suponiendo que los contraventeos no proporcionan apoyo para las cargas muertas y vivas.

Comentario:

Aunque la ductilidad global del sistema sea limitada, la viga debe ser capaz de resolver la trayectoria de cargas gravitacionales, aún si el contraventeo tiene daño grave o fractura ante los ciclos histeréticos.

16.3.4.3.3 En las combinaciones que incluyen sismo sus efectos se obtienen como sigue:

- a) Las fuerzas en contraventeos en tensión tendrán el menor de los valores siguientes:
 - i) Su resistencia esperada de fluencia, $R_y F_y A_t$
 - ii) Los valores de diseño obtenidos del análisis
 - iii) La fuerza máxima que pueda ser desarrollada por el sistema
- b) Las fuerzas en las diagonales comprimidas se supondrán iguales a $0.3R_c$
- c) Se proporcionará restricción lateral, como mínimo, en los puntos de intersección de los contraventeos, a menos que tengan resistencia y rigidez suficientes, fuera de su plano, para asegurar la estabilidad entre puntos restringidos adyacentes.

16.3.4.4 Diagonales de contraventeo

16.3.4.4.1 Las diagonales deben satisfacer los requisitos que siguen:

- a) Las relaciones ancho/espesor deben satisfacer los valores para miembros de ductilidad media definidos en la tabla 16.1.8.1
- b) Tener una relación de esbeltez efectiva, KL/r , no mayor que $4.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Comentario:

Es necesario que el contraventeo sea robusto para que la diferencia entre la resistencia en tensión y compresión sea lo más reducida posible y, al mismo tiempo, minimizar posibles efectos dinámicos de su respuesta ante demandas laterales.

- c) La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual que la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción en cada diagonal. En el cuarto central de la diagonal no se colocarán elementos de sujeción.

No se permiten contraventeos en **K**.

Comentario:

*La configuración en **K** se muestra en la fig. 16.3.3.6.2.*

16.3.4.5 Conexiones de las diagonales de contraventeo

16.3.4.5.1 Se cumplirán los requisitos indicados en 16.3.3.5.2.

16.3.5 Marcos con contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión de ductilidad baja, $Q = 1$

Comentario:

Estos sistemas no podrían considerarse dúctiles en ningún caso, debido a que sus ciclos de histéresis pueden incursionar en el rango inelástico y, por tanto, tener deformaciones inelásticas (permanentes). Se debe garantizar que permanezca en el rango elástico y por ende se diseña con $Q = 1$.

16.3.5.1 Cuando la rigidez lateral de los marcos es proporcionada únicamente por diagonales de relación de esbeltez que sobrepasa los límites indicados en 3.3.2, se emplea un factor de comportamiento sísmico unitario ($Q = 1$), y se supone que la diagonal en tensión resiste toda la fuerza sísmica.

Comentario:

Lo anterior se debe a que las diagonales no pueden completar los ciclos histeréticos estables y, por tanto, la estructura tiene muy poca capacidad de disipación de energía. Es deseable garantizar un comportamiento elástico ante acciones sísmicas.

16.3.5.2 El análisis debe ser elástico lineal, teniendo en cuenta que las diagonales no resisten compresiones.

Comentario:

Debido a que los contraventeos de este sistema estructural tienen relaciones de esbeltez grandes, la capacidad a compresión es tan limitada que se supone despreciable en el proceso de diseño.

16.3.5.3 Los elementos estructurales se diseñan siguiendo las especificaciones de los Capítulos 5 a 8 de esta Norma, y las distorsiones máximas se limitarán a los valores indicados en la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo.

16.3.6 Contraventeos en estructuras cuyo diseño queda regido por viento

16.3.6.1 En estructuras de un piso, cuyo diseño quede regido por viento, se permite utilizar contraventeos que trabajen exclusivamente en tensión.

16.4 Marcos con muros de placa de acero (MPD) de ductilidad alta, $Q=4$

16.4.1 Bases de diseño

16.4.1.1 Esta sección se aplica a marcos que tienen placas de acero delgadas conectadas a las vigas y a las columnas, en algunos de los tableros que los forman.

Comentario:

Las proporciones más estudiadas en marcos con muros de placa dúctiles se limitan a relaciones de aspecto entre $0.8 < L/h < 2.5$ (fig. C-16.4.1.1). Conforme se incrementa la proporción L/h se requeriría progresivamente un elemento horizontal de borde (EHB) más grande, esto cuando se aplican los principios del diseño por capacidad.

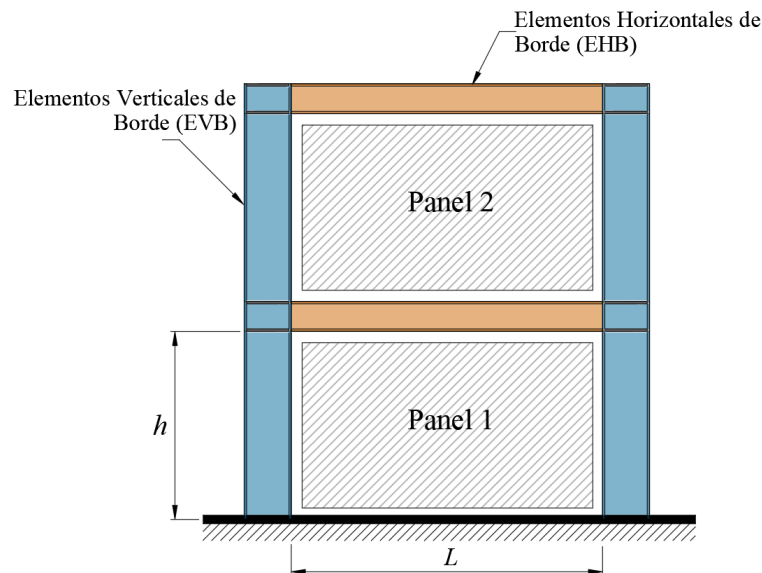


Figura C-16.4.1.1 Configuración de marcos con muros de placas dúctiles

16.4.1.2 Se espera que los marcos con muros de placa dúctiles (MPD) diseñados siguiendo esta Norma tendrán una capacidad de deformación inelástica significativa, obtenida principalmente por fluencia de la placa y por la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos horizontales de borde (EHB).

Comentario:

La fluencia del alma ocurre desarrollando un campo de tensión en un ángulo cercano a 45 grados respecto a la vertical y el pandeo de la placa se presentaría en dirección ortogonal.

16.4.2 Análisis

16.4.2.1 Se considerará que las placas de los MPD no resisten cargas gravitacionales. En lo que sigue se utilizan las palabras “placas” o “almas”.

16.4.2.2 La resistencia requerida de los elementos de borde, horizontales y verticales, y de las conexiones de las placas, se obtendrá de las combinaciones de carga indicadas en la NTC-Criterios. Para determinar las fuerzas sísmicas se hará un análisis en el que se supondrá que todas las almas resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en tensión con un ángulo α , de acuerdo con lo establecido en 16.4.4.2, y que los *EHB* resisten, en cada extremo, fuerzas debidas a flexión, iguales a $1.1R_y M_p$. Se supone que las almas trabajan en tensión, despreciando los efectos de las cargas gravitacionales.

16.4.2.3 El esfuerzo de fluencia esperado en el alma se tomará igual que $R_y F_y$. Si se emplean tableros perforados, el esfuerzo efectivo de tensión esperado se obtendrá de acuerdo con 16.4.6.

Comentario:

Los componentes verticales del campo de tensión están anclados a elementos horizontales de borde (EHB) en el panel superior y en el panel inferior. Los elementos EHB deben tener la resistencia suficiente para permitir el desarrollo de la fluencia completa por tensión en todo el ancho del panel.

16.4.3 Requisitos del sistema**16.4.3.1 Rigidez de los elementos de borde, verticales (EVB) y horizontales (EHB)**

16.4.3.1.1 Los elementos verticales de borde (EVB) tendrán un momento de inercia alrededor de un eje perpendicular al plano del alma, I_c , no menor que:

$$\frac{0.0031 t_a h^4}{L} \quad (16.4.3.1.1)$$

16.4.3.1.2 El momento de inercia de los elementos horizontales de borde (EHB), en el mismo plano, I_v , no será menor que:

$$\frac{0.0031 L^4}{h} \quad (16.4.3.1.2)$$

veces la diferencia del espesor de las placas del alma encima y debajo de ellos.

I_v momento de inercia de un EHB respecto a un eje perpendicular a la placa del alma

I_c momento de inercia de un EVB respecto a un eje perpendicular a la placa del alma

L distancia entre ejes de los EVB

H distancia entre ejes de los EHB

t_a espesor del alma

16.4.3.2 Relación de momentos en la conexión entre EVB y EHB

16.4.3.2.1 Se deben satisfacer los requisitos de 16.2.1.5 para la relación de momentos en todas las conexiones entre EVB y EHB, sin considerar los efectos en las almas.

Comentario:

Este requisito pretende asegurar que las columnas tengan una resistencia mayor que las vigas para favorecer la estabilidad del sistema.

16.4.3.3 Contraventeo

16.4.3.3.1 Los EHB se deben contraventar para que satisfagan los requisitos de 16.1.2.3 para miembros de ductilidad media.

16.4.3.4 Aberturas en el alma

16.4.3.4.1 Las aberturas en el alma estarán provistas, en todos sus lados, de elementos de borde intermedios que abarquen el ancho y la altura total del panel, a menos que se permita su ausencia de acuerdo con 16.4.6, o que se demuestre, experimental o analíticamente, que no son necesarios.

16.4.4 Miembros

16.4.4.1 Requisitos básicos

16.4.4.1.1 Los EHB, los EVB y los elementos de borde intermedios, deben satisfacer los requisitos de 16.1 para miembros de ductilidad alta.

Comentario:

Debido a que las altas demandas de respuesta inelástica del muro con placa dúctil se transmiten a los elementos EHB, EVB y elementos de bordes intermedios, se debe garantizar que éstos serían capaces de desarrollar una respuesta estable.

16.4.4.2 Almas

16.4.4.2.1 La resistencia de diseño en cortante del panel, $F_R V_n$, correspondiente al estado límite de fluencia por cortante, se determina con las expresiones siguientes:

$$V_n = 0.42 F_y t_a L_{pc} \text{sen}(2\alpha) \quad (16.4.4.2.1.1)$$

L_{pc} distancia libre entre los patines de los EVB

t_a espesor del alma

α ángulo de fluencia del alma, en grados, medido con respecto a la vertical. El ángulo α se puede tomar igual que 40 grados o calcularse con la expresión:

F_R factor de reducción de la resistencia igual que 0.90

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_a L}{2A_c}}{1 + t_a h \left(\frac{1}{A_v} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad (16.4.4.2.1.2)$$

A_v área de la sección transversal de un EHB

A_c área de la sección transversal en un EVB

Comentario:

Las fuerzas cortantes laterales son resistidas por campos de tensión diagonal que se desarrollan en las almas, en la dirección α definida por la ec. 16.4.4.2.1.2. Cuando los elementos de borde de un panel de alma no son idénticos. En la ec. 16.4.4.2.1.2 puede tomarse A_v igual que el promedio de las áreas de los dos EHB y los promedios de las áreas y de los momentos de inercia para los EVB. La resistencia en cortante plástico se determina dividiendo, para fines de análisis, cada panel de alma en un mínimo de 10 franjas, de anchos iguales, supuestas articuladas en los dos extremos, con la inclinación definida por el ángulo α .

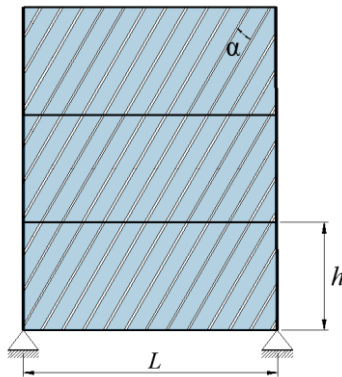


Figura 16.4.4.2.1 - Modelo de franjas en unas placas de un TPD

16.4.4.3 Zonas protegidas

16.4.4.3.1 Las zonas protegidas de un muro de placa dúctil deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.1. Incluyen las partes siguientes:

- 1) Almas de los tableros
- 2) Elementos que unen las almas con los elementos verticales y horizontales de borde
- 3) Las zonas en las que se forman las articulaciones plásticas en cada extremo de los EHB, en una región que abarca desde el paño de la columna hasta una distancia igual que un peralte de la viga, o como se especifique en 16.1.6.1.

Comentario:

Se esperaría que los marcos con muros de placas dúctiles y sus conexiones desarrollen grandes deformaciones inelásticas, por lo que sus componentes deben ser identificadas como zonas protegidas. Es deseable que las zonas rígidas estén identificadas en los planos estructurales y en obra.

16.4.5 Conexiones

16.4.5.1 Soldaduras de demanda crítica

16.4.5.1.1 Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica. Deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.
- 3) Soldaduras de las conexiones entre los elementos de borde verticales y horizontales.

Comentario:

Las soldaduras de demanda crítica son equivalentes a las que se requieren en marcos rígidos dúctiles.

16.4.5.2 Conexiones entre EVB y EHB

16.4.5.2.1 Deben satisfacerse los requisitos de 16.2.3.5.

- 1) Resistencia requerida

La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones de carga que se indican en la NTC-Criterios. Para obtener la carga sísmica se sumarán el cortante de la resistencia a flexión de la viga, V_{ap} (ec. 16.2.1.9.1), y el cortante resultante de la resistencia esperada de fluencia en tensión diagonal del alma, con una inclinación dada por el ángulo α .

Comentario:

Las conexiones entre EVB y EHB deben ser capaces de desarrollar una resistencia plástica definida por el EHB cuando se sigue la filosofía de diseño por capacidad. Se espera que se desarrollen articulaciones plásticas en los extremos del EHB, tal que el resto de los elementos deben ser diseñados con su resistencia esperada.

2) Zonas de panel (zona común de viga y columna)

16.4.5.2.2 La zona del panel del EVB adyacente a los EHB superior e inferior debe cumplir los requisitos de 16.2.1.10.

16.4.5.3 Conexiones del alma a los elementos de borde

16.4.5.3.1 La resistencia requerida de las conexiones del alma a los elementos de borde verticales y horizontales que la rodean será igual que la resistencia de fluencia en tensión del alma calculada con el ángulo α .

Comentario:

El diseño de la conexión del alma a los elementos de borde debe anticipar la posibilidad de fluencia de la placa del alma. La conexión debe diseñarse con la resistencia esperada del alma considerando un mecanismo con fluencia del alma, desarrollando un campo de tensión y el pandeo de la placa en compresión.

16.4.5.4 Empalmes de columnas

16.4.5.4.1 Los empalmes cumplirán los requisitos del 16.1.5. Cuando se empleen soldaduras, serán de penetración completa.

16.4.5.4.2 Se diseñarán para resistir, al menos, el 50 por ciento de la menor resistencia en flexión disponible de los miembros conectados. La resistencia requerida en cortante, V_u , se obtendrá como se indica en 16.1.5.3.

16.4.6 Almas perforadas

16.4.6.1 Perforaciones circulares con distribución regular

Comentario:

Las almas perforadas constituyen un caso especial en el que una distribución adecuada de perforaciones permite el paso de instalaciones, y puede utilizarse para reducir la resistencia y rigidez del muro de placa a los niveles requeridos en el diseño, cuando las placas resultan excesivamente delgadas. En la fig. C16.4.6.1 se muestra una distribución de agujeros típica.

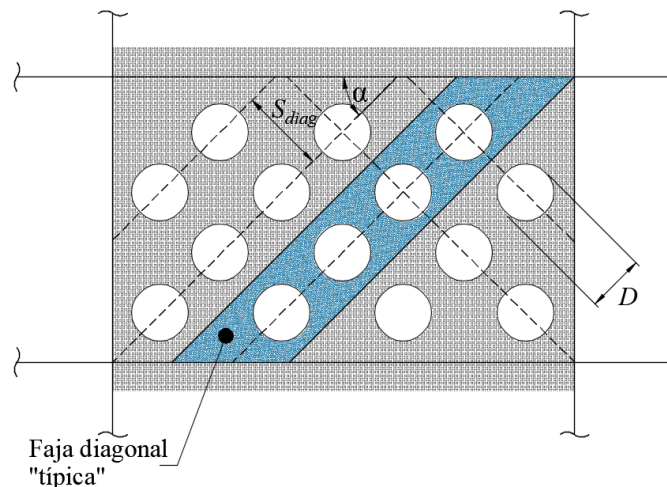


Figura C16.4.6.1 - Detalle esquemático de una placa perforada y una faja diagonal típica

Si en el diseño de edificios de altura baja a media se emplean placas de acero laminadas en caliente, es posible que las de menor espesor disponible ocasionen en el panel del alma fuerzas mucho mayores que las necesarias,

con el consiguiente aumento de las acciones sobre los EVB y los EHB, y un sistema más caro de lo necesario, lo que puede mejorarse utilizando placas perforadas.

16.4.6.1.1 Se permite hacer perforaciones en la placa de alma siguiendo los lineamientos de esta sección. Los agujeros se distribuirán de manera regular, serán circulares y del mismo diámetro, y se harán en toda el área del alma, colocados sobre diagonales con el mismo ángulo de inclinación respecto a la vertical. Los bordes de los agujeros tendrán una rugosidad no mayor que 13 micras.

16.4.6.1.1 Resistencia

16.4.6.1.1.1 La resistencia de diseño en cortante del alma del tablero, $F_R V_n$, correspondiente al estado límite de fluencia por cortante en un alma perforada, se obtiene con la expresión:

$$V_n = 0.42 F_y t_a L_{pc} \left(1 - \frac{0.7D}{S_{diag}} \right) \quad (16.4.6.1.1.1)$$

F_R	factor de reducción de la resistencia igual que 0.9
D	diámetro de los agujeros
L_{pc}	distancia libre entre los patines de los EVB
S_{diag}	distancia mínima entre centros de agujeros
t_a	espesor del alma

Comentario:

La ec. 16.4.6.1.1.1 considera que los agujeros están alineados en una diagonal a 45 grados desde la horizontal, ya que es la configuración más simple y práctica. En los casos donde la disposición sea sensiblemente diferente se deberían hacer los ajustes necesarios como se explica en AISC 341 (2022).

16.4.6.1.2 Separación

16.4.6.1.2.1 La separación S_{diag} entre agujeros no será menor que $1.67D$.

16.4.6.1.2.2 La distancia entre los primeros agujeros y las conexiones del alma con los elementos de borde verticales y horizontales será por lo menos igual que D , pero sin exceder de $D+0.7S_{diag}$.

16.4.6.1.3 Rigidez

16.4.6.1.3.1 La rigidez de las placas perforadas regularmente se calcula empleando un espesor efectivo de la placa, t_{ef} , dado por:

$$t_{ef} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right) \left(1 - \frac{N_r D \sin \alpha}{H_c} \right)} t_a \quad (16.4.6.1.3.1)$$

H_c	altura libre de la columna (y de la placa de alma) entre los patines de la viga
N_r	número de filas horizontales de perforaciones
α	ángulo de las líneas más cortas entre centros de agujeros con respecto a la vertical, en grados

16.4.6.1.4 Esfuerzos efectivos esperados de tensión

16.4.6.1.4.1 El esfuerzo efectivo esperado de tensión que se usará para el análisis, en lugar del indicado en 16.4.2, será:

$$R_y F_y \left(1 - 0.7D/S_{diag} \right) \quad (16.4.6.1.5.1)$$

16.4.6.2 Cortes de esquina reforzados

16.4.6.2.1 Se permiten cortes en forma de un cuarto de círculo en las esquinas de las almas, siempre que éstas se conecten a una placa en arco que siga el borde de los cortes. Las placas se diseñan para que permitan el desarrollo de la resistencia total del alma, y mantengan su resistencia durante las distorsiones de entrepiso de diseño. Esto se logra si se satisfacen las condiciones siguientes.

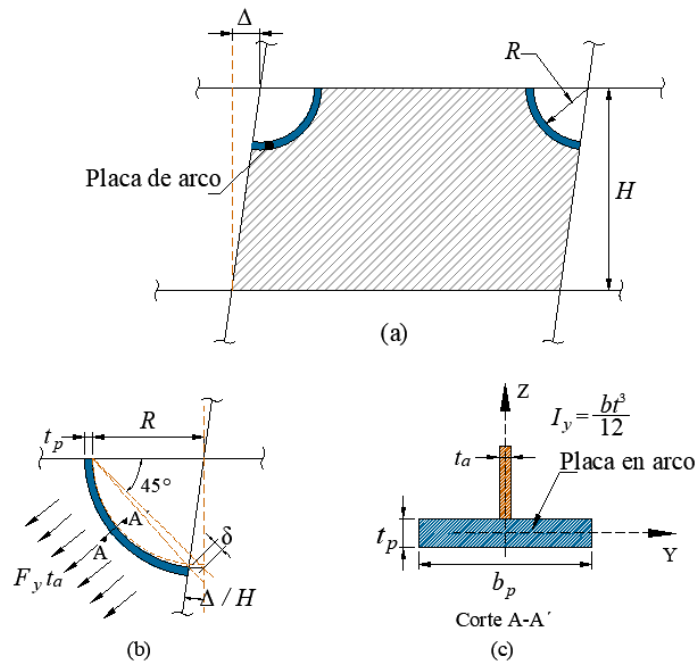


Figura 16.4.6.2.1 a) - Alma con corte de esquina reforzado; b) Esquema de la deformación de la esquina; c) Detalle de la placa en arco utilizada para reforzar el corte.

Comentario:

Las fuerzas actuando en el arco reforzado son la combinación de efectos que se muestra en la fig. C16.4.6.2.1. La fuerza debida al cambio de ángulo en la esquina se usa para calcular el espesor de la placa t_a del arco que pretende reforzar la región del corte. Es aconsejable considerar un corte de esquina reforzado con la placa perpendicular para evitar que pueda propiciar el desarrollo de una fractura.

16.4.6.2.1 Diseño por tensión

16.4.6.2.1.1 La placa en arco tendrá la resistencia disponible necesaria para resistir la fuerza de tensión axial resultante de la tensión en la placa del alma, sin considerar otras fuerzas.

$$P_u = \frac{R_y F_y t_a R^2}{4e} \tag{16.4.6.2.1.1.1}$$

R radio de los cortes

$$e = R \left(1 - \frac{\sqrt{2}}{2} \right) \tag{16.4.6.2.1.1.2}$$

16.4.6.2.1.2 Los EHB y los EVB se diseñan para resistir las fuerzas de tensión axial que actúen en el extremo del elemento de refuerzo en arco.

16.4.6.2.2 Diseño para las fuerzas en la conexión viga-columna

16.4.6.2.2.1 La placa en arco tendrá la resistencia admisible necesaria para resistir los efectos combinados de fuerza axial y momento en el plano del alma, resultantes de la deformación de la conexión, en ausencia de otras fuerzas. La fuerza y el momento son:

$$P_u = \frac{15EI_y}{16e^2} \left(\frac{\Delta}{H} \right) \quad (16.4.6.2.2.1.1)$$

$$M_u = P_u e \quad (16.4.6.2.2.1.2)$$

- H altura del entrepiso
 I_y momento de inercia de la placa en arco alrededor del eje Y
 Δ distorsión de diseño del entrepiso

16.5 Marcos rígidos compuestos (MRC)

Esta sección se aplica a marcos rígidos que cuentan con algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta.

A menos que se indique otra cosa en esta sección, los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 10 de esta Norma. Además, los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos aplicables de la presente Norma, y los componentes de concreto los de la NTC-Concreto.

Comentario:

Esta sección se aplica a marcos rígidos que cuentan con algún miembro estructural (viga y columna) que trabaja en acción compuesta. Los marcos a momento compuestos incluyen una gran variedad de configuraciones donde las vigas de acero o compuestas se combinan con columnas de acero, de concreto, o compuestas.

16.5.1 Marcos compuestos de ductilidad alta, $Q=4$ **16.5.1.1 Requisitos generales**

16.5.1.1.1 Los marcos rígidos compuestos (MRC) con ductilidad alta deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, y que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

16.5.1.1.2 Además de cumplir con los requisitos de marcos compuestos de ductilidad media (ver 16.5.2) y baja (ver 16.5.3), se deben satisfacer los de esta sección.

16.5.1.2 Bases de diseño

16.5.1.2.1 Los marcos compuestos de ductilidad alta se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas significativas por flexión de las vigas, y deformaciones inelásticas moderadas por cortante en la zona del panel de acero de las conexiones. Para ello, se debe garantizar que la resistencia de diseño efectiva de las columnas deba ser mayor que la resistencia plástica de las vigas. Solo se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de conexiones viga-columna, incluyendo la zona del panel de acero, las placas de continuidad o diafragmas de acero, debe satisfacer los requisitos de 16.2.1.

Comentario:

La intención es que los marcos compuestos de ductilidad alta, al igual que los marcos de acero o de concreto de ductilidad alta, se diseñen para desarrollar deformaciones inelásticas significativas por flexión en las vigas y en la base de las columnas, y en su caso deformaciones inelásticas moderadas por cortante en la zona del panel de columnas de acero. Se pretenden limitar o prevenir fallas frágiles o que produzcan un desempeño inadecuado, como pandeo local en miembros estructurales de acero, articulaciones plásticas en columnas, falla de la conectividad de placas o diafragmas de acero, desconchamiento o agrietamiento severo del concreto, una distorsión excesiva de la zona del panel en columnas de acero, entre otras.

16.5.1.3 Análisis

16.5.1.3.1 Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos compuestos (MRC) de ductilidad alta se calculan con $Q = 4$, con los métodos que se estipulan en la NTC-Sismo.

16.5.1.3.2 El análisis de un marco compuesto (MCR) de ductilidad alta deberá satisfacer los requisitos de diseño que se describen en el Capítulo 3 de la Norma, que incluyen todas las deformaciones significativas en elementos y conexiones, efectos de segundo orden, imperfecciones geométricas, e incertidumbres en rigideces y resistencias.

16.5.1.3.3 El diseño se basará en un análisis elástico de segundo orden. Pueden usarse valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, calculados partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, con la rigidez efectiva en flexión, (EI_{ef}), calculada con la ec. 10.3.9.3.

16.5.1.3.4 Para el análisis y diseño se permiten el *método de la longitud efectiva* o el *método directo*, descritos en el Capítulo 3 y en 10.3.9.

Comentario:

El diseño del sistema se debe basar en un análisis elástico de segundo orden. Para este análisis, esta norma permite el uso de valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, que para el caso de columnas compuestas pueden calcularse partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, utilizando el valor de la rigidez efectiva en flexión, EI_{ef} , que se incluye en esta norma.

16.5.1.4 Requisitos del sistema

16.5.1.4.1 Relaciones ancho/espesor

16.5.1.4.1.1 Las relaciones ancho/espesor de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para ductilidad alta no deben exceder el límite λ_{da} de la tabla 16.1.8.1. Se permite que los elementos de acero embebidos en concreto diseñados para ductilidad alta excedan el límite anterior, siempre que la sección de concreto los recubra en más de 100 mm, que el concreto esté confinado por el refuerzo transversal y que no se exceda el límite λ_{dm} de la tabla 16.1.8.1.

Comentario:

El desarrollo de la alta ductilidad en miembros compuestos requiere la aplicación de secciones altamente dúctiles para prevenir fallas por pandeo local. Para elementos de acero embebidos en concreto se pueden emplear secciones ductilidad media, siempre que estén suficientemente embebidas en concreto con un adecuado confinamiento. Los datos de prueba disponibles de miembros compuestos rellenos sugieren que el límite de secciones compactas o moderadamente dúctiles no es adecuado para las deformaciones inelásticas requeridas en marcos compuestos dúctiles (Varma et al., 2004; Tort y Hajjar, 2004).

16.5.1.4.1.2 Las columnas compuestas embebidas de marcos dúctiles deberán cumplir los requisitos de detallado adicionales de las secciones 16.5.1.5.3 y las columnas compuestas rellenas los requisitos adicionales de 16.5.1.5.4.

16.5.1.4.2 Unión viga columna

16.5.1.4.2.1 Las columnas de acero o compuestas que concurren en un nudo deben diseñarse con una resistencia mínima probable igual o mayor que la resistencia plástica máxima esperada de las vigas que concurren en el mismo nudo. Para ello, debe satisfacerse la condición siguiente:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} > 1.0 \quad (16.5.1.4.2.1)$$

ΣM_{pc}^* suma de los momentos resistentes nominales de las columnas de acero, compuestas o de concreto reforzado, que llegan a la junta, calculados considerando el efecto de la fuerza axial.

ΣM_{pv}^* suma de los momentos resistentes esperados de las vigas de acero o compuestas que llegan a la junta

16.5.1.4.2.2 La revisión anterior no es necesaria en los nudos de azotea, ni cuando la compresión máxima en las columnas es menor que el 10 por ciento de su resistencia de diseño ($P_u < 0.1P_R$).

16.5.1.4.2.3 Los momentos resistentes anteriores se calculan en la intersección de los ejes de vigas y columnas. Si los ejes de las vigas que llegan al nudo no coinciden, se considera la línea media entre ellos.

16.5.1.4.2.4 El momento resistente nominal de columnas de acero se determina usando la ec. 16.2.1.5.1.b. Para columnas de concreto reforzado, el momento resistente se determina como lo indican la NTC-Concreto. Para columnas compuestas se determina con la ec.:

$$M_{pc}^* = M_R \left(\frac{R_c - P_u}{R_c - R_{cc}} \right) \leq M_R \quad (16.5.1.4.2.4)$$

M_R momento resistente de diseño de la sección en flexión pura (ec. 10.3.4.1)

R_c resistencia axial de diseño de la columna en compresión, reducida por estabilidad (ec. 10.3.2.1.a)

R_{cc} resistencia axial nominal de la sección de concreto, reducida por estabilidad (ec. 10.3.5.1.2.1.c)

16.5.1.4.2.5 Conservadoramente, el momento resistente de la columna de acero, de concreto o compuesta se puede determinar con la ec. siguiente:

$$M_{pc}^* = M_n \left(1 - \frac{P_u}{P_n} \right) \quad (16.5.1.4.2.5)$$

16.5.1.4.2.6 El momento resistente esperado en las vigas, en la intersección de sus ejes con los de las columnas, se puede determinar con la ec.:

$$M_{pv}^* = M_{pe} + M_{uv} \quad (16.5.1.4.2.6)$$

M_{pe} resistencia plástica esperada de la viga, igual que $M_{pe} = 1.1R_y Z F_y$ para una viga de acero. Para una viga compuesta, la resistencia puede determinarse con el método de distribución plástica de los esfuerzos o el de compatibilidad de deformaciones. En cualquier caso, se deben usar resistencias máximas esperadas de los materiales (por ejemplo, el esfuerzo máximo esperado del acero estructural y de refuerzo es $F_{ye} = 1.1R_y F_y$)

M_{uv} momento adicional que produce en el eje de la columna el cortante esperado en la articulación plástica de la viga

16.5.1.4.2.7 Alternativamente, el momento resistente esperado de vigas compuestas se puede determinar con la ec.:

$$\Sigma M_{pv}^* = R_y (M_n^+ + M_n^-) \quad (16.5.1.4.2.7)$$

R_y sobrerresistencia del acero de refuerzo, igual que 1.25 de acuerdo con la tabla 16.1.1.3

M_n^+ resistencia a momento nominal positivo de la viga compuesta

M_n^- resistencia a momento nominal negativo de la viga compuesta

Comentario:

Para la resistencia a flexión de las columnas se deben considerar resistencias nominales (mínimas) y la potencial reducción de la resistencia a flexión por la carga axial, mientras que para las vigas se deben considerar resistencias esperadas (máximas) y el momento de flexión que produce el cortante en la viga en la articulación. Para vigas compuestas en nodos internos, la resistencia nominal de ambas vigas es la suma del momento a flexión positiva más la de flexión negativa, las cuales no necesariamente son iguales. Es importante mencionar que el cumplimiento de la ec. 16.5.1.4.2.1 no asegura que alguna de las columnas se plastifique individualmente; no obstante, procura que la plastificación de las vigas sea predominante en el potencial desarrollo de un mecanismo. Esta ec. 16.5.1.4.2.1 no considera los efectos biaxiales en el nudo de la columna y solo se aplica por separado en cada dirección de análisis. Se espera que el marco desarrolle mayor ductilidad para valores mayores de este cociente respecto a la unidad, siempre que se garantice que las conexiones cumplen también los requisitos de 16.5.1.6.

16.5.1.4.3 Arriostramiento de vigas

16.5.1.4.3.1 Las vigas de acero o compuestas de ductilidad alta deben estar arriostradas debidamente y satisfacer los requisitos de 16.5.2 y 16.5.3, además de los requisitos adicionales siguientes:

- a) La separación entre secciones de vigas de acero soportadas lateralmente no debe ser mayor que:

$$L_u = 0.086 r_y E / F_y \quad (16.5.1.4.3.1.a)$$

Si las vigas están embebidas en concreto, la determinación de r_y en el plano de pandeo se hará con la sección transformada elástica.

- b) Los dos patines de las vigas de acero deben estar arriostrados lateralmente, o toda la sección transversal estar arriostrada torsionalmente

Además, se arriostrarán los puntos cercanos a cargas concentradas, cambios de sección transversal, y otros lugares donde el análisis indique que pueden formarse articulaciones plásticas.

- c) Los arriostramientos laterales tendrán una resistencia P_b , y una rigidez K_b mínimas de:

$$P_b \geq 0.06 M_{pe} / h_o \quad (16.5.1.4.3.1.c.1)$$

$$K_b \geq \frac{20 M_{pe}}{F_R L_b h_o} \quad (16.5.1.4.3.1.c.2)$$

- d) Si el arriostramiento es torsional, tendrá una resistencia M_b mínima de:

$$M_b \geq 0.06 M_{pe} \quad (16.5.1.4.3.1.d)$$

- F_R factor de reducción de la resistencia igual que 0.75
 h_o distancia entre los centros de gravedad de los patines
 M_{pe} momento plástico esperado de la viga de acero ($M_{pe} = R_y F_y Z$)

Comentario:

En marcos compuestos debería prevenirse una falla por pandeo lateral-torsional en la viga cuando menos hasta que se alcance la distorsión límite de 0.030 que se establece en la NTC-Sismo. Las ecs. 16.5.1.4.3.1.c.1 a 16.5.1.4.3.1.d garantizan que el arriostramiento tenga una resistencia y rigidez suficiente para darle soporte lateral eficientemente a la viga.

16.5.1.5 Miembros**16.5.1.5.1 Zonas protegidas**

16.5.1.5.1.1 Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

Comentario:

En general, se supone que las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.

16.5.1.5.1.2 Están prohibidos los cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo.

Comentario:

La zona protegida es donde se esperan las demandas inelásticas mayores en el sistema. En un sistema de marco rígido o momento-resistente, esto se espera en los extremos de las vigas de acero o compuestas, y con limitada fluencia en la zona del panel en el caso de columnas de acero.

16.5.1.5.2 Patines de vigas

16.5.1.5.2.1 Se prohíben cambios abruptos en el área de los patines de la viga de acero en las zonas protegidas.

16.5.1.5.3 Detallado de columnas compuestas embebidas

16.5.1.5.3.1 Las columnas compuestas embebidas deben satisfacer las especificaciones del Capítulo 10 de esta Norma. Los componentes de acero estructural de columnas compuestas embebidas de ductilidad alta deberán satisfacer los requisitos de 16.2.1, y los componentes de concreto y acero de refuerzo deben cumplir los requisitos de detallado de columnas de concreto reforzado de marcos dúctiles de la NTC-Concreto.

16.5.1.5.3.2 Adicionalmente, las columnas compuestas embebidas de ductilidad alta deben satisfacer los requisitos adicionales siguientes:

- El área de la sección transversal del perfil de acero debe ser, como mínimo, igual que 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta
- El área de refuerzo transversal deberá ser mayor que:

$$A_{sh} \geq 0.09 h_{cc} s \left(1 - \frac{F_y A_a}{P_R} \right) \left(\frac{f'_c}{F_{yr}} \right) \quad (16.5.1.5.3.2.b)$$

f'_c y h_{cc} resistencia en compresión y peralte de la sección transversal del concreto confinado por el refuerzo transversal
 s y F_{yr} separación y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
 A_a y F_y área y esfuerzo de fluencia del acero estructural
 P_R resistencia en compresión de la columna compuesta, que se determina con la ec. 10.3.2.1.a

- El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados, refuerzo en espiral o zunchos, que cumplan los requisitos de confinamiento altamente dúctil indicados de la NTC-Concreto
- La separación, s , del refuerzo transversal en los extremos no será mayor que:
 - $b_c/4$ b_c es la dimensión menor de la sección transversal
 - $6d_r$ d_r es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal
 - $12d_{rt}$ d_{rt} es el diámetro del refuerzo transversal
 - 15 cm
- La separación indicada en el párrafo anterior se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud, medida desde el paño inferior de la viga, de:
 - un cuarto de la altura libre de la columna
 - una vez y media la dimensión mayor de la sección transversal
 - 75 cm
- El refuerzo transversal en la zona del nudo de las columnas compuestas embebidas se puede reemplazar por placas y/o soleras soldadas a las vigas de acero. Si se usan placas de altura igual o mayor que el peralte de las vigas, estas placas pueden colocarse a paño de columnas siempre que el acero longitudinal también quede sujeto.

Comentario:

Los estribos en la zona del nudo de columnas compuestas embebidas no se pueden cerrar debido a que se interceptan con el alma de las vigas de acero que se conectan a la columna. Para resolver esto, no se recomienda barrenar agujeros en el alma para el paso de los estribos. En su lugar, los estribos se pueden reemplazar por soleras, placas que confinen el nudo, entre otras soluciones.

- g) Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En empalmes, cambios de sección, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será igual que la requerida para los extremos
- h) Los empalmes, dobleces, longitudes de desarrollo, y otros detalles de armado en columnas compuestas ahogadas cumplirán con los requisitos de elementos dúctiles de la NTC-Concreto
- i) No se permite el uso de mallas electrosoldadas como acero de refuerzo en columnas compuestas embebidas
- j) El diseño debe considerar cualquier efecto adverso debido a cambios abruptos de resistencia y/o rigidez en los elementos estructurales.

Comentario:

Las transiciones a elementos de concreto reforzado o de acero estructural, y la zona de transición a la placa base se consideran cambios abruptos.

16.5.1.5.4 Detallado de columnas compuestas rellenas

Las columnas compuestas rellenas deben satisfacer el Capítulo 10 de esta Norma, y los requisitos adicionales siguientes:

16.5.1.5.4.1 Diafragmas o placas de continuidad

16.5.1.5.4.1.1 Los diafragmas o placas de continuidad en columnas compuestas rellenas pueden ser interiores o exteriores. En cualquiera de los casos, deben cumplir los requisitos siguientes.

- a) Su espesor será igual o mayor que el del patín más grueso de las vigas de acero que se conecten a la columna
- b) Deben soldarse en todo el perímetro de la columna utilizando soldaduras de penetración completa, o de filete en ambos lados de la placa. La soldadura de las placas interiores puede ser completa y puede exigir cortes de la columna en varios tramos.

Comentario:

Los diafragmas interiores deben tener una abertura circular de tamaño adecuado para el paso de concreto.

16.5.1.5.4.1.2 En columnas compuestas rellenas se deben tomar las precauciones necesarias para vibrar adecuadamente el concreto y evitar que se presente segregación.

Comentario:

En columnas compuestas rellenas se recomienda utilizar concreto autocompactable o un producto similar, que evite los problemas de segregación, un mal vibrado, o alta contracción por secado, así como un colado completo sin vacíos.

16.5.1.5.4.1.3 Debe darse atención especial a la compactación del concreto en la zona de los diafragmas interiores, a fin de evitar discontinuidades en ella.

Comentario:

Se sugiere que las juntas de colado de columnas compuestas rellenas se proyecten en el nivel inferior de alguno de los diafragmas interiores, de tal forma que se pueda rellenar con mortero expansivo (grout) el posible espacio, en caso de presentarse contracción por secado del concreto. El relleno con mortero expansivo debe llegar al nivel superior de la abertura del diafragma interior.

16.5.1.5.4.2 Refuerzo en secciones huecas rectangulares para el concreto en estado fresco

16.5.1.5.4.2.1 En las columnas compuestas rellenas, de sección cuadrada o rectangular, deben colocarse refuerzos exteriores temporales durante el colado del concreto fresco, que no se retirarán hasta que el concreto alcance el 70 por ciento de la resistencia de diseño. Estos refuerzos deben colocarse a lo largo de las columnas rectangulares, espaciados a distancias no mayores que un sexto de la altura de entrepiso. El refuerzo temporal se puede omitir en el nivel de las placas base, los diafragmas interiores o exteriores, y las vigas conectadas a la columna.

Comentario:

El objeto del refuerzo exterior temporal es evitar deformaciones locales del tubo de acero de sección cuadrada o rectangular debidas a la presión hidrostática del concreto en estado fresco. Una vez endurecido el concreto, los refuerzos se retiran y pueden consistir en placas o ángulos soldados o atornillados entre ellos. Durante la instalación de los refuerzos se debe cuidar que haya un contacto continuo con la sección de acero, pero que no se induzcan deformaciones locales hacia el interior del tubo rectangular.

16.5.1.6 Conexiones

16.5.1.6.1 Conexiones viga columna

16.5.1.6.1.1 Todas las conexiones en marcos compuestos de ductilidad alta deben ser rígidas (o conexiones a momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deberán satisfacer los requisitos de 16.2.1.9.

16.5.1.6.1.2 Además, las conexiones viga columna deben cumplir los requisitos siguientes:

- La conexión deberá ser capaz de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.04 rad
- La resistencia en flexión de la conexión, medida en el paño de la columna cuando la distorsión de entrepiso es de 0.04 rad, deberá ser de al menos el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.

Comentario:

En marcos rígidos compuestos se debe garantizar que las conexiones viga-a-columna son lo suficientemente resistente para permitir que el sistema alcance la distorsión límite de diseño de 0.030 que establece la NTC-Sismo. El valor de distorsión de 0.040 que debe alcanzar la conexión con una resistencia posterior a la fluencia de al menos el 80 por ciento garantiza que, junto con el cumplimiento de los requisitos previos, el sistema alcance la ductilidad objetivo que se establece en el diseño. Mayor información en Azizinami y Schneider 2004; Ricles et al. 2004; Herrera et al. 2008).

Si bien esta norma permite el diseño de vigas compuestas basadas únicamente en los requisitos del Capítulo 9, se deben considerar los efectos de la carga cíclica reversible sobre la resistencia y la rigidez de los pernos de cortante. Esto es particularmente importante para marcos compuestos dúctiles donde las cargas de diseño se calculan suponiendo ductilidad y tenacidad de los miembros críticos. En ausencia de datos de prueba para respaldar requisitos específicos, las siguientes medidas especiales deben considerarse en marcos dúctiles compuestos: (1) implementación de un plan de inspección y aseguramiento de calidad para verificar la adecuada soldadura de los conectores de cortante en las vigas; y (2) uso de anclajes de pernos de acero adicionales a los requeridos y adyacente a las regiones de las vigas en las que se espera la articulación de plástica.

16.5.1.6.2 Resistencia requerida en cortante de la conexión

16.5.1.6.2.1 La resistencia requerida en la conexión será la mayor de:

- El cortante obtenido del análisis estructural, con las combinaciones de carga que establecen la NTC-Criterios
- La proporcionada por la expresión

$$V_u = 2M_{pe}/L_h \quad (16.5.1.6.2.1)$$

M_{pe} momento plástico esperado de la viga, igual que $M_{pe} = 1.1R_y Z F_y$ para vigas de acero.

L_h distancia entre los centros de las articulaciones plásticas de la viga

16.5.1.6.2.2 El momento plástico de vigas compuestas puede determinarse con los métodos de la distribución plástica de esfuerzos o de compatibilidad de deformaciones, utilizando la resistencia máxima probable de los materiales

16.5.1.6.3 Empalmes

16.5.1.6.3.1 Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos de 16.1.5.

16.5.1.6.4 Placas base

16.5.1.6.4.1 Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Capítulo 13 de esta Norma.

16.5.1.6.5 Soldaduras de demanda crítica

16.5.1.6.5.1 Son las siguientes:

- a) Todas las de las zonas protegidas
- b) Entre empalmes de columnas
- c) En la conexión de columnas y placas base
- d) De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna
- e) En placas de continuidad
- f) En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas ahogadas
- g) Entre almas de vigas y columnas.

16.5.2 Marcos compuestos de ductilidad media, $Q=3$

16.5.2.1 Requisitos generales

16.5.2.1.1 Los marcos rígidos compuestos de ductilidad media deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

16.5.2.1.2 Además de cumplir con los requisitos de marcos compuestos de ductilidad baja (ver 16.5.3), se deben satisfacer los de esta sección.

16.5.2.2 Bases de diseño

16.5.2.2.1 Los marcos compuestos de ductilidad media se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas moderadas por flexión de las vigas, y deformaciones inelásticas menores por cortante en la zona del panel, para ello, se debe garantizar que la resistencia de diseño de las columnas deba ser mayor que la resistencia plástica de las vigas. Sólo se permite la plastificación de las columnas en la base. El diseño de las conexiones viga-columna, incluyendo la zona del panel, y de las placas de continuidad o diafragmas, debe satisfacer los requisitos de 16.2.

16.5.2.3 Análisis

16.5.2.3.1 Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos de ductilidad media se calcularán con $Q = 3$, con los métodos que se estipulen en la NTC-Sismo.

16.5.2.4 Requisitos del sistema

16.5.2.4.1 Relaciones ancho/espesor

16.5.2.4.1.1 Las relaciones ancho/espesor de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para ductilidad media no deben exceder el límite λ_{dm} de la tabla 16.1.8.1.

Comentario:

El desarrollo de la ductilidad media en elementos de acero de marcos compuestos requiere la aplicación de secciones moderadamente dúctiles que prevengan fallas por pandeo local. Esto implica que las relaciones ancho/espesor se limiten a un intervalo que proporcione secciones transversales compuestas resistentes al pandeo local.

16.5.2.4.2 Relación de momentos de columnas y vigas

16.5.2.4.2.1 Las columnas de acero o compuestas que concurren en un nudo deben tener una resistencia mínima probable igual o mayor que la resistencia plástica máxima esperada de las vigas. Debe satisfacerse la condición siguiente:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} \geq 1.0 \quad (16.5.2.4.2.1)$$

16.5.2.4.2.2 Los términos y los momentos resistentes se definen en 16.5.1.4.2.

16.5.2.4.2.3 No es necesario que esta condición se cumpla en conexiones de columnas con vigas del último nivel.

16.5.2.4.3 Arriostamiento lateral torsional de vigas

16.5.2.4.3.1 Las vigas de acero de ductilidad media deben cumplir los requisitos de 16.5.3 y las condiciones adicionales:

- a) La separación entre secciones de vigas de acero soportadas lateralmente no debe exceder de:

$$L_u = 0.17 r_y E / F_y \quad (16.5.2.4.3.1.a)$$

- b) Los dos patines de las vigas de acero deben estar arriostrados lateralmente, o toda la sección transversal estará arriostrada torsionalmente
c) Los arriostamientos laterales tendrán una resistencia P_b , y una rigidez K_b mínimas de:

$$P_b \geq 0.02 M_{pe} / h_o \quad (16.5.2.4.3.1.c.1)$$

$$K_b \geq \frac{10 M_{pe}}{F_R L_b h_o} \quad (16.5.2.4.3.1.c.2)$$

- d) Si el arriostamiento es torsional, tendrá una resistencia M_b mínima de:

$$M_b \geq 0.024 M_{pe} \quad (16.5.2.4.3.1.d)$$

16.5.2.5 Miembros**16.5.2.5.1 Detallado de columnas compuestas embebidas**

16.5.2.5.1.1 Las columnas compuestas embebidas de ductilidad media deben satisfacer los requisitos adicionales siguientes:

- El área de la sección transversal del perfil de acero debe ser, como mínimo, igual que 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta
- El concreto que recubre al perfil de acero debe estar reforzado por barras longitudinales continuas y refuerzo transversal compuesto por estribos o espirales
- El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados o zunchos, que satisfarán los requisitos de confinamiento moderadamente dúctil de la NTC-Concreto
- La separación, s , del refuerzo transversal en los extremos de las columnas no será mayor que: (a) $b_c/2$, donde b_c es la dimensión menor de la sección transversal; (b) $8d_r$, donde d_r es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal; (c) $24d_{rt}$, donde d_{rt} es el diámetro del refuerzo transversal; (d) 30 cm
- La separación indicada en el párrafo anterior se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud medida desde el paño inferior de la viga, de: (a) un sexto de la altura libre de la columna; (b) la dimensión mayor de la sección transversal; (c) 45 cm
- Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En el caso de columnas conectadas a elementos rígidos, tal como muros de cortante

o contraventeos, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será, en toda la columna, igual que el requerido para los extremos

- g) Los empalmes, dobleces, longitudes de desarrollo, y otros detalles de armado en columnas compuestas embebidas cumplirán con los requisitos de elementos moderadamente dúctiles de la NTC-Concreto
- h) No se permite el uso de mallas electrosoldadas como acero de refuerzo en columnas compuestas embebidas
- i) El diseño debe considerar cualquier efecto adverso debido a cambios abruptos de resistencia y/o rigidez en los elementos estructurales.

Comentario:

Las transiciones a elementos de concreto reforzado o de acero estructural y la zona de transición a la placa base se consideran cambios abruptos.

16.5.2.5.2 Detallado de columnas compuestas rellenas

16.5.2.5.2.1 Se cumplirán los requisitos de 16.5.1.

16.5.2.5.3 Conexiones viga columna

16.5.2.5.3.1 Todas las conexiones en marcos compuestos de ductilidad media deben ser rígidas (o conexiones que resisten momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos de 16.5.1.

16.5.2.5.3.2 Además, deben cumplir los requisitos siguientes:

- a) Serán capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.03 rad
- b) Su resistencia en flexión medida en el eje de la columna cuando la distorsión de entrepiso es no menor de 0.03 rad será, como mínimo, el 80 por ciento del momento plástico de diseño de la viga conectada.

Comentario:

En este sistema se debe garantizar que las conexiones viga a columna es lo suficientemente resistente para permitir que el sistema alcance la distorsión límite de diseño de 0.020 que establece la NTC-Sismo. El valor de distorsión de 0.030 que debe alcanzar la conexión con una resistencia posterior a la fluencia de al menos el 80 por ciento garantiza que, junto con el cumplimiento de los requisitos previos, el sistema alcance la ductilidad objetivo que se establece en el diseño.

16.5.2.5.4 Resistencia requerida en cortante de la conexión

16.5.2.5.4.1 La resistencia requerida en las vigas en la conexión será la mayor de:

- a) La fuerza cortante obtenida en el análisis estructural, con las combinaciones de carga que establecen la NTC-Criterios
- b) La proporcionada por la expresión

$$V_u = 2M_{pe} / L_h \quad (16.5.2.5.4.1)$$

M_{pe} momento plástico esperado de la viga igual que $1.1R_y M_p$

L_h distancia entre los centros de las articulaciones plásticas de la viga.

16.5.2.5.5 Empalmes

16.5.2.5.5.1 Se deben satisfacer los requisitos de 16.1.5.

16.5.2.5.6 Placas base

16.5.2.5.6.1 Se deben satisfacer los requisitos del Capítulo 13 de esta Norma.

16.5.2.5.7 Zonas protegidas

16.5.2.5.7.1 Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

Comentario:

En general, las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.

16.5.2.5.7.2 No se permiten cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo.

16.5.2.5.8 Soldaduras de demanda crítica

16.5.2.5.8.1 Son las siguientes:

- a) Entre empalmes de columnas
- b) En la conexión de columnas y placas base
- c) De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna
- d) En placas de continuidad
- e) En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas embebidas
- f) Entre almas de vigas y columnas.

16.5.3 Marcos compuestos de ductilidad baja, $Q=2$

Comentario:

Un detallado sísmico con ductilidad baja puede alcanzarse cumpliendo en general un diseño por resistencia como se establece en el Capítulo 10 de esta norma y algunos requisitos adicionales que se detallan en esta sección. En este sistema de marcos compuestos de ductilidad baja se diseña para desarrollar deformaciones inelásticas limitadas por flexión de las vigas y limitadas por cortante en la zona del panel de columnas de acero.

16.5.3.1 Requisitos generales

16.5.3.1.1 Los marcos rígidos compuestos de ductilidad baja deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

16.5.3.2 Bases de diseño

16.5.3.2.1 Los marcos compuestos de ductilidad baja se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas limitadas por flexión de las vigas y por cortante en la zona del panel.

Comentario:

Con esta Norma se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones en marcos compuestos de ductilidad baja garanticen deformaciones inelásticas limitadas.

16.5.3.3 Análisis

16.5.3.3.1 Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos compuestos de ductilidad baja se calculan con $Q=2$, con los métodos que se estipulen en la NTC-Sismo.

16.5.3.3.2 El diseño se basará en un análisis elástico de segundo orden. Para él, pueden usarse valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, calculados partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, con la rigidez efectiva en flexión, (EI_{ef}), calculada con la ec. 10.3.9.3.

16.5.3.3.3 Para el análisis y diseño se permiten el *método de la longitud efectiva* o el *método directo*, descritos en el Capítulo 3.

16.5.3.4 *Requisitos del sistema*

16.5.3.4.1 *Relaciones ancho/espesor*

16.5.3.4.1.1 Las relaciones ancho/espesor de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para desarrollar una ductilidad baja no deben exceder el límite λ_{dm} de la tabla 16.1.8.1. Esto no se requiere en elementos de acero completamente embebidos en concreto.

Comentario:

El desarrollo de la ductilidad baja en elementos de acero de miembros compuestos requiere el uso de secciones compactas o modernamente dúctiles para que desarrolle fluencia en el acero previo al pandeo local.

16.5.3.4.2 *Relación entre los momentos resistentes de columnas y vigas*

16.5.3.4.2.1 Las columnas y vigas de un marco rígido pueden diseñarse para las demandas obtenidas con un análisis elástico de segundo orden.

16.5.3.4.3 *Arriostamiento lateral-torsional de vigas*

16.5.3.4.3.1 Las vigas de acero de ductilidad baja deben cumplir los requisitos de los Capítulos 6 y 7.

16.5.3.5 *Miembros*

16.5.3.5.1 *Detallado de columnas compuestas embebidas*

16.5.3.5.1.1 El componente de acero estructural de columnas compuestas embebidas de ductilidad baja deberá satisfacer los requisitos del Capítulo 10 de la presente Norma. Por su parte, los componentes de concreto y acero de refuerzo deben cumplir los requisitos de detallado de columnas de concreto reforzado de marcos de ductilidad baja de la NTC-Concreto.

16.5.3.5.2 *Detallado de columnas compuestas rellenas*

16.5.3.5.2.1 Las columnas compuestas rellenas deben satisfacer los requisitos del Capítulo 10.

16.5.3.5.3 *Diafragmas o placas de continuidad*

16.5.3.5.3.1 Ver 16.5.1.5.4.1.

16.5.3.5.4 *Refuerzo para concreto en estado fresco*

16.5.3.5.4.1 Ver 16.5.1.5.4.2.

16.5.3.6 *Conexiones*

16.5.3.6.1 *Conexiones viga columna*

16.5.3.6.1.1 Todas las conexiones viga columna en marcos compuestos de ductilidad baja deben ser rígidas (o conexiones resistentes a momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 11.

16.5.3.6.1.2 Adicionalmente, las conexiones viga columna han de cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Deberán ser capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.02 rad
- b) Su resistencia en flexión, medida en el paño de la columna, cuando una distorsión de entrepiso es de 0.04 rad, será, como mínimo, igual que 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.

Comentario:

En este sistema se recomienda también garantizar que las conexiones viga a columna son lo suficientemente resistente para permitir que el sistema alcance la distorsión límite de diseño de 0.015 que establece la NTC-Sismo. El valor de distorsión de 0.020 que debe alcanzar la conexión con una resistencia de al menos el 80 por ciento, garantiza que, junto con el cumplimiento de los requisitos previos, el sistema alcance la ductilidad objetivo que se establece en el diseño. Generalmente no se requieren pruebas de conexiones para garantizar este requisito, aunque se recomienda evitar el uso de conexiones en las que se sospeche tendrán un desempeño frágil.

16.5.3.6.2 Cortante requerido

16.5.3.6.2.1 La resistencia en cortante en una columna compuesta se determina con un análisis elástico de segundo orden, como se indica en el Capítulo 3.

16.5.3.6.3 Empalmes

16.5.3.6.3.1 Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos de 16.1.5.

16.5.3.6.4 Placas base

16.5.3.6.4.1 Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Capítulo 13 de esta Norma.

16.5.3.6.5 Zonas protegidas

16.5.3.6.5.1 Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

Comentario:

En general, las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.

16.5.3.6.5.2 No se permiten cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo.

16.5.3.6.6 Soldaduras de demanda crítica

16.5.3.6.6.1 Son las siguientes:

- a) Entre empalmes de columnas
- b) En la conexión de columnas y placas base
- c) De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna
- d) En placas de continuidad
- e) En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas embebidas
- f) Entre almas de vigas y columnas.

16.5.4 Marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad media, $Q=3$

16.5.4.1 Requisitos generales

16.5.4.1.1 Los marcos con conexiones semirrígidas compuestas deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones semirrígidas compuestas, y que pueden contener columnas y/o vigas compuestas o de acero.

Comentario:

Como se ilustra en la fig. C16.5.4.1.1, un tipo de conexión viga columna compuesta del tipo semirrígida compuesta consiste en componentes de acero de asiento (ángulo, T, u otros similares) atornillados o soldados en el patín de

la columna y el patín inferior de la viga, y sobre el patín superior una losa de concreto con acero de refuerzo especial que trabaja conjuntamente con la viga de acero.

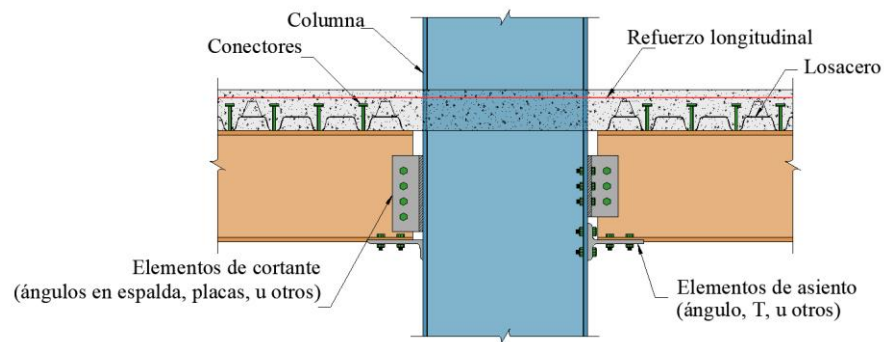


Figura C 16.5.4.1.1 - Conexión semirrígida compuesta

Comentario:

Los marcos momento resistente con conexiones semirrígidas compuestas está integrado por columnas de acero estructural y vigas compuestas, conectadas con uniones semirrígidas compuestas o parcialmente restringidas (Zandonini y León 1992; León y Kim 2004; Thermou et al. 2004). En las uniones semirrígidas compuestas, la resistencia a la flexión se proporciona por un par de fuerzas que resiste la conexión de acero convencional en el patín inferior (placas soldadas, atornilladas, ángulos o puntas en T), y el acero de refuerzo continuo en la losa en la parte superior de la viga.

Se han publicado metodologías y guías de diseño para marcos con este sistema y conexiones (e.g. Ammerman y León, 1990; León et al., 1996; ASCE, 1998). En el diseño de estas conexiones semirrígidas, se supone que las fuerzas de flexión y de cortante pueden considerarse por separado.

16.5.4.2 Bases de diseño

16.5.4.2.1 Los marcos rígidos con conexiones semirrígidas compuestas se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, principalmente a través de la fluencia de los componentes dúctiles de la conexión y en la zona del panel. También se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de los elementos de la conexión, la zona del panel, las placas de continuidad o diafragmas deben de satisfacer los requisitos de 16.1.

Comentario:

Los marcos rígidos con conexiones semirrígidas compuestas se detallan para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas significativas en la propia conexión, en la zona del panel y en la base de las columnas, manteniendo elásticas las vigas y columnas.

16.5.4.2.1 Limitaciones

16.5.4.2.1.1 El uso de marcos con conexiones semirrígidas compuestas se debe limitar a las construcciones regulares del grupo B, de no más de 4 pisos o 12 m, localizadas en las zonas firme y de transición.

Comentario:

Las limitaciones que se establecen para este sistema corresponden a los valores donde el sistema presenta un comportamiento satisfactorio y se obtienen mayores ventajas y beneficios. El control de desplazamientos laterales se dificulta para marcos de mayor altura o en zonas de terreno blando.

16.5.4.3 Análisis

16.5.4.3.1 La viga compuesta, la flexibilidad de la conexión, y los efectos $P-\Delta$ deben considerarse en el análisis de segundo orden para determinar las propiedades dinámicas, la resistencia y la deformación inelástica de los marcos con conexiones semirrígidas compuestas.

Comentario:

Es deseable también modelar la zona del panel como otro elemento inelástico. (ver comentario en 16.2.1.10).

El diseño de este sistema debe hacerse utilizando un análisis que, como mínimo, tenga en cuenta el comportamiento de conexión semirrígida compuesta de las conexiones mediante la utilización de resortes lineales con rigidez reducida (Bjorhovde, 1984), y la zona del panel. Se debe considerar la rigidez efectiva de la conexión para determinar las distribuciones y deflexiones de carga de los miembros, calcular el periodo de vibración del edificio y verificar la estabilidad del marco. Para mayor información se puede consultar León et al., 1996; Rassati et al., 2004; Ammerman y León, 1990; Chen y Lui, 1991 y AISC 341-22.

16.5.4.3.1 Viga compuesta

16.5.4.3.1.1 El análisis debe de considerar la rigidez de la viga compuesta. La que puede determinarse con un momento de inercia efectivo a partir del análisis de la sección transversal.

16.5.4.3.2 Relación de momentos entre columna y la conexión semirrígida compuesta

16.5.4.3.2.1 En el análisis de la estructura, se debe considerar la respuesta inelástica $M-\theta$ (momento-rotación) de la conexión que se obtenga experimentalmente o, alternativamente, se pueden utilizar la ec. siguiente.

$$M_n = C_1(1 - e^{-c_2\theta}) + (C_3 + C_4)\theta \quad (16.5.4.3.2.1)$$

16.5.4.3.2.2 En el caso de momento positivo, con la losa de concreto trabajando en compresión:

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.24F_y(d + Y_3)(0.48A_{w1} + A_l) \\ C_2 &= 0.021 \left(d + \frac{Y_3}{2} \right) \\ C_3 &= 0.01F_y(d + Y_3)(A_{w1} + A_l) \\ C_4 &= 0.0065F_y(d + Y_3)A_{w1} \end{aligned} \quad (16.5.4.3.2.2)$$

16.5.4.3.2.3 En el caso de momento negativo, con las barras de refuerzo trabajando en tensión:

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.18(4F_yA_s + 0.857F_yA_l)(d + Y_3) \\ C_2 &= 0.775 \\ C_3 &= 0.007F_y(d + Y_3)(A_{w1} + A_l) \\ C_4 &= 0 \end{aligned} \quad (16.5.4.3.2.3)$$

16.5.4.4 Requisitos del sistema

16.5.4.4.1 Unión conexión - columna

16.5.4.4.1.1 Se debe garantizar que la resistencia nominal a flexocompresión de las columnas es mayor que la resistencia esperada de las conexiones semirrígidas compuestas con la siguiente ec.:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{csrc}^*} \geq 1.0 \quad (16.5.4.4.1.1)$$

ΣM_{pc}^* suma de los momentos resistentes nominales de las columnas de acero, compuestas o de concreto reforzado, que llegan a la junta, calculados considerando el efecto de la fuerza axial como se explica en 16.2.1.5.

ΣM_{csrc}^* suma de los momentos resistentes esperados de las conexiones semirrígidas compuestas que llegan a la junta.

16.5.4.4.1.2 Si las columnas son compuestas, su resistencia se determina como se indica en 16.5.1; si son de concreto, se utilizan la NTC-Concreto.

16.5.4.4.1.3 Los momentos resistentes anteriores se calculan en el paño de los ejes de vigas y columnas. La revisión anterior no es necesaria en los nodos del último nivel, ni cuando la compresión máxima en las columnas es menor que el 10 por ciento de su resistencia de diseño ($P_u < 0.1P_R$).

16.5.4.4.1.4 El momento resistente de la columna debe determinarse considerando su interacción con la máxima carga axial última de compresión, P_u , y las dimensiones y resistencias nominales de los materiales. Conservadoramente, el momento resistente de la columna se puede determinar con la siguiente ec.

$$M_{pc}^* = M_{pe} \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right) \quad (16.5.4.4.1.4)$$

16.5.4.4.1.5 El momento resistente esperado en las conexiones semirrígidas compuestas, en la intersección del paño con los de las columnas, se puede determinar con la ec.:

$$M_{csrc}^* = R_y (M_{csrc}^+ + M_{csrc}^-) \quad (16.5.4.4.1.5)$$

R_y sobrerresistencia del acero de refuerzo, igual que 1.25 de acuerdo con la tabla 16.1.1.3.

M_{csrc}^+ resistencia a momento positivo de la conexión semirrígida compuesta para una rotación de 0.02, de acuerdo con la ec. 16.5.4.3.2.1

M_{csrc}^- resistencia a momento negativo de la conexión semirrígida compuesta para una rotación de 0.02, de acuerdo con la ec. 16.5.4.3.2.1

Comentario:

Este requisito pretende lograr un mecanismo de columnas fuerte – conexión semirrígida débil.

16.5.4.4.2 Unión conexión - viga

16.5.4.4.2.1 La resistencia de la conexión semirrígida compuesta a flexión positiva y negativa debe ser menor a la resistencia plástica de la viga que conecta, pero no menor que el 50 por ciento de esta resistencia.

16.5.4.5 Miembros

16.5.4.5.1 Columnas

16.5.4.5.1.1 Las columnas de acero estructural deben cumplir con los requisitos ancho espesor de miembros altamente dúctiles.

16.5.4.5.2 Vigas

16.5.4.5.2.1 Las vigas de acero estructural deben cumplir con los requisitos ancho espesor de miembros altamente dúctiles.

16.5.4.5.2.1 Zonas protegidas

16.5.4.5.2.1.1 Todos los componentes de la conexión semirrígida compuesta, que incluyen los elementos de asiento, los tornillos en la conexión, y las barras de refuerzo, conforman la zona protegida.

16.5.4.6 Conexiones

16.5.4.6.1 Las conexiones semirrígidas compuestas deben cumplir los requisitos de 16.5.1, y los de la presente sección.

16.5.4.6.1 Resistencia requerida

16.5.4.6.1.1 La demanda o resistencia requerida de la conexión semirrígida compuesta debe determinarse de un análisis de segundo orden que considere la flexibilidad de las conexiones.

16.5.4.6.2 Conexiones viga-columna

16.5.4.6.2.1 La conexión semirrígida compuesta debe garantizar los siguientes requisitos:

- La conexión es capaz de resistir una distorsión de entrepiso de al menos 0.03
- La resistencia a flexión de la conexión a una rotación de 0.02 rad, en el paño de la columna, es mayor que $0.5M_p$, donde M_p es el momento plástico nominal de la viga de acero que conecta.

16.5.4.6.2.2 En la zona de la conexión, las vigas deben tener una zona maciza mínima de 350 mm medida a partir del paño de la columna.

Comentario:

La fig. C 16.5.4.6.2.2 ilustra la zona maciza requerida con un sistema de piso con losa de concreto sobre lámina acanalada.

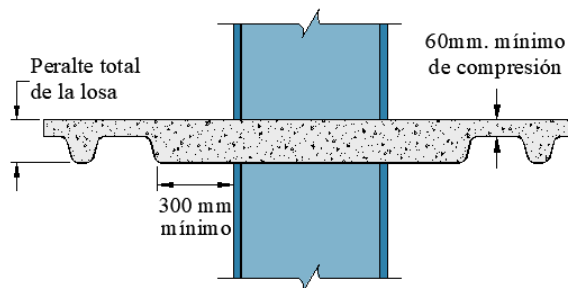


Figura C 16.5.4.6.2.2 Conexión semirrígida compuesta

16.5.4.6.2.3 La losa debe estar reforzada con barras longitudinales y transversales, con al menos 3 barras a cada lado de la columna con longitud mínima de $\frac{1}{4}$ del claro de la losa extendiéndose más allá del punto de inflexión de la viga a cada lado del eje de la columna. Al menos dos barras deben ser continuas. Todo el refuerzo debe tener un recubrimiento de 25 mm con respecto al lecho superior de la losa.

16.5.4.6.3 Empalmes

16.5.4.6.3.1 Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos de 16.1.5.

16.5.4.6.4 Placas base

16.5.4.6.4.1 Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Capítulo 13.

16.6 Marcos compuestos con contraventeos

16.6.1 Esta sección proporciona requisitos mínimos para el análisis y diseño de elementos compuestos y sus conexiones en marcos provistos de contraventeos concéntricos, excéntricos o restringidos al pandeo. Es aplicable a marcos con contraventeos que cuentan con algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta.

16.6.2 Los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 10 de esta Norma. A menos que se indique otra cosa en esta sección, los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos aplicables de esta Norma, y los componentes de concreto los de la NTC-Concreto.

Comentario:

Los requisitos de elementos compuestos de esta sección se complementan con el Capítulo 10 de esta Norma. Los de elementos de concreto se complementan con los de la NTC-Concreto

16.6.3 El análisis de un marco compuesto provisto de contraventeos o muros debe cumplir las condiciones que se describen en el Capítulo 3 de esta Norma.

Comentario:

El diseño y detallado de marcos compuestos con contraventeos son similares a los que se deben aplicar para marcos de acero contraventeados. Dependiendo de cómo se detalle y conecten, la zona central y los extremos de una conexión son donde se espera la formación de posibles articulaciones plásticas en este sistema.

16.6.1 Marcos con contraventeos excéntricos de ductilidad alta, $Q=4$

Comentario:

La viga enlace es donde se espera la formación de posibles articulaciones plásticas en este sistema.

16.6.1.1 Requisitos generales

16.6.1.1.1 Los marcos compuestos con contraventeos excéntricos están formados por columnas compuestas embebidas o rellenas, vigas de acero o compuestas, contraventeos de acero o compuestos rellenos, y eslabones de acero estructural. El eslabón debe tener la resistencia adecuada y una alta capacidad de deformación inelástica por fluencia en flexión o cortante, mientras que los demás elementos se deben mantener elásticos.

16.6.1.2 Bases de diseño

16.6.1.2.1 Se espera que los marcos compuestos diseñados con esta Norma proporcionen una capacidad significativa de deformación inelástica, principalmente por fluencia en cortante o flexión de los eslabones.

16.6.1.2.2 Los marcos compuestos contraventeados deben cumplir los requisitos de los marcos de acero contraventeados de 16.3.1, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

16.6.1.2.3 Debe cumplir los requisitos indicados en 16.3.1.

16.6.1.3 Conexiones viga columna

16.6.1.3.1 Cuando un contraventeo o placa se conecta en la viga y en la columna, la conexión debe estar en alguno de los casos siguientes:

- a) Conexión viga columna rígida que cumpla los requisitos de 16.3
- b) Conexión viga columna simple que cumpla los requisitos de 16.3. La rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad, además, se debe cumplir con 16.1 de esta Norma
- c) Conexión viga columna semirrígida, en donde la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad, además, se debe cumplir con 16.5.4.

16.6.2 Marcos compuestos con contraventeos restringidos al pandeo de ductilidad alta, $Q=4$

16.6.2.1 Los marcos con contraventeos restringidos al pandeo que contengan algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta deben cumplir todos los requisitos de 16.3.2 para marcos de acero con contraventeos restringidos al pandeo. Además, los elementos compuestos deben cumplir con el Capítulo 10 y el 16.6.3 de la presente Norma.

Comentario:

Dependiendo de cómo se detalle y conecten, la zona central y los extremos de una conexión son donde se esperaría la formación de posibles articulaciones plásticas.

16.6.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad media, $Q=3$

Comentario:

Dependiendo de cómo se detalle y conecten, la zona central y los extremos de una conexión son donde se esperaría la formación de posibles articulaciones plásticas.

16.6.3.1 *Requisitos generales*

16.6.3.1.1 Esta sección se aplica a marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta, formados por columnas, vigas y diagonales de acero o compuestas que se unen sin excentricidades. Estos marcos deben cumplir todos los requisitos de 16.3.3 para marcos de acero con contraventeos concéntricos de ductilidad alta, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

16.6.3.2 *Bases de diseño*

16.6.3.2.1 Se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones en marcos compuestos con contraventeos de ductilidad alta se diseñen y detallen para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas significativas, por fluencia y pandeo de las diagonales, y fluencia de las placas de conexión entre ellos.

16.6.3.3 *Análisis*

16.6.3.3.1 El análisis de marcos compuestos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta debe cumplir los requisitos de 16.3.3.

16.6.3.4 *Requisitos del sistema*

16.6.3.4.1 El sistema debe cumplir los requisitos de análisis y diseño para marcos de acero con contraventeos concéntricos de ductilidad alta de 16.3.3.

16.6.3.5 *Miembros*

16.6.3.5.1 *Requisitos básicos*

16.6.3.5.1.1 Las columnas y los contraventeos de acero o compuestos deben cumplir los requisitos de 16.1.7 para miembros de ductilidad alta. Las vigas de acero o compuestas deben cumplir los requisitos de 16.1.7 para miembros de ductilidad media.

16.6.3.5.2 *Diagonales de contraventeo*

16.6.3.5.2.1 Las diagonales de acero cumplirán los requisitos de 16.3.3.5.

16.6.3.5.2.2 Las diagonales compuestas rellenas tendrán una relación de esbeltez efectiva, KL/r , no mayor que 115. En la determinación de la esbeltez, KL/r , el radio de giro, r , es el de la sección de acero.

16.6.3.6 *Conexiones*

16.6.3.6.1 Cuando un contraventeo o placa se conecte en la viga y en la columna, la conexión estará en alguno de los casos siguientes:

- a) Conexión viga columna rígida que cumpla los requisitos de 16.3
- b) Conexión viga-columna simple que cumpla los requisitos de 16.3. La rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad, además, se debe cumplir con 16.1 de la presente Norma
- c) Conexión viga-columna semirrígida, en donde la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad, además, se debe cumplir con la sección 16.1 de la presente Norma.

16.6.3.6.2 En la geometría de la placa de conexión con miembros compuestos, se debe considerar un segmento libre para la fluencia de la placa de conexión de dos veces su espesor, $2t$, que no quede restringida por el concreto en la viga y/o columna como se indica en la fig. 16.3.3.5.3.2. Alternativamente, en vigas de acero que soportan una losa de concreto sin acción compuesta, se puede poner un material flexible.

Comentario:

La línea de dobléz comienza en el extremo del contraventeo, siendo perpendicular al eje longitudinal del contraventeo y extendiéndose hacia la parte rígida de la viga o columna de acero, o bien a la parte rígida del concreto en (1) una viga con losa sin o con acción compuesta (a menos que se remplace el concreto de esta zona por material flexible), o (2) al paño del concreto en unas columnas compuesta embebida. En los casos que la línea de dobléz termine en un punto flexible de la misma placa, es decir, que no termine en la parte rígida de acero o concreto, se recomienda rigidizar con una placa perpendicular en la zona flexible y dejar el segmento libre o línea de dobléz.

16.6.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja, $Q=2$

16.6.4.1 Requisitos generales

16.6.4.1.1 Esta sección se aplica a marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja, formados por columnas, vigas y diagonales de acero o compuestas que se unen sin excentricidades. Estos marcos deben cumplir todos los requisitos de 16.3.4 para marcos de acero con contraventeos de ductilidad baja, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

16.7 Marcos con muros compuestos (MMC)

16.7.1 Muros de placa de acero de ductilidad alta, $Q=4$

16.7.1.1 Bases de diseño

16.7.1.1.1 Esta sección aplica al diseño de marcos de acero rigidizados con muros compuestos, los cuales consisten en placas de acero revestidas con concreto reforzado en uno o ambos lados de la placa, y con miembros de borde de acero o compuestos.

Comentario:

La fig. C16.7.1.1.1 muestra configuraciones típicas de muros compuestos con la placa revestida con concreto reforzado en uno o ambos lados, y con elementos de borde de acero o compuestos. La placa de acero se conecta por medio de placas de conexión a las columnas de acero, designados en esta sección como elementos verticales de borde (EVB) y, similarmente, a las vigas de acero designadas como elementos horizontales de borde (EHB).

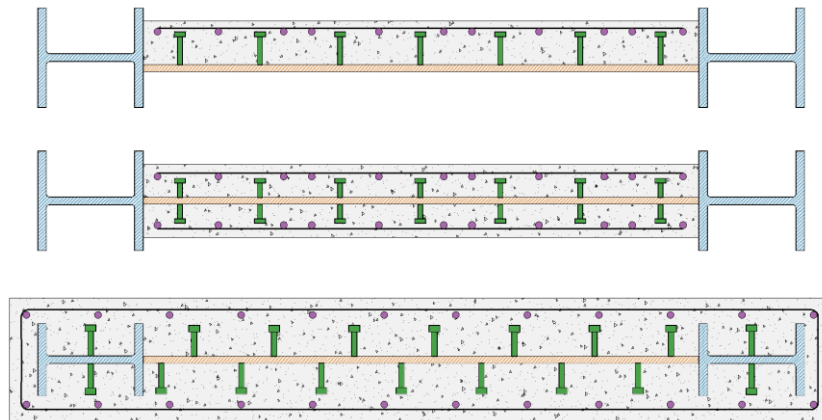


Figura C16.7.1.1.1 Muros compuestos

16.7.1.1.2 Se espera que los muros compuestos diseñados con esta Norma tendrán una capacidad significativa de deformación inelástica mediante la fluencia de la placa de acero. Los elementos horizontales (EHB) y verticales (EVB) de borde adyacentes a los muros compuestos deben permanecer elásticos bajo las fuerzas máximas que se puedan generar con la plastificación completa de la placa de acero compuesta. Solo se permite articulaciones plásticas en los extremos de los EHB y en la base de los EVB.

Comentario:

Los muros compuestos de cortante pueden ser una solución eficiente cuando el espesor requerido de muros convencionales (e.g. de concreto reforzado, o de placa de acero) es excesivo. Investigaciones sobre este tipo de sistemas han incluido configuraciones en las que se utiliza concreto reforzado en uno o ambos lados de la placa de acero para mitigar los efectos del pandeo local (Astaneh-Asl, 2002; Zhao y Astaneh-Asl, 2004).

16.7.1.2 Análisis

16.7.1.2.1 Las columnas, vigas y conexiones del sistema se deben diseñar por capacidad considerando la resistencia máxima esperada de la placa de acero, $0.6R_yF_yA_p$, con la sección del concreto reforzado, donde A_p es el área de la placa de acero horizontal, y R_yF_y es el esfuerzo de fluencia esperado de la placa. Los análisis deben considerar aberturas en el muro, si las hay.

16.7.1.3 Requisitos del sistema

16.7.1.3.1 No se permiten placas de acero con espesor inferior a 10 mm.

16.7.1.3.2 Los EVB y EHB deben cumplir con los requisitos de 16.4.3.1.

16.7.1.3.3 La zona del panel del EVB adyacente a los EHB superior e inferior debe cumplir los requisitos de 16.2.1.10.

16.7.1.3.4 La relación de momentos en todas las conexiones entre EVB y EHB debe satisfacer lo descrito en 16.4.3.2.

Comentario:

Este requisito pretende asegurar que las columnas (EVB) tengan una resistencia mayor que las vigas (EHB) para favorecer la estabilidad del sistema.

16.7.1.3.5 Los EHB se contraventearán para que satisfagan los requisitos de 16.1.2.3 para miembros de ductilidad media.

16.7.1.3.6 Las aberturas en el alma estarán provistas, en todos sus lados, de elementos de borde intermedios que abarquen el ancho y la altura total de la abertura.

16.7.1.4 Miembros

16.7.1.4.1 Los EHB y EVB deben cumplir con las relaciones ancho/espesor de la tabla 16.1.8.1 para de miembros de ductilidad alta.

Comentario:

Las demandas de respuesta inelástica del tablero compuesto se transmiten a los elementos de borde EHB y EVB, por lo que estos deben garantizar que serán capaces de desarrollar una respuesta dúctil.

16.7.1.4.2 La resistencia de diseño en cortante, $F_R V_n$, del tablero compuesto, correspondiente al estado límite de fluencia por cortante, se determina como:

$$V_n = 0.6 F_y A_p \quad (16.7.1.4.2)$$

F_R 0.90

F_y Esfuerzo de fluencia mínima especificada de la placa de acero

A_p Área horizontal de la placa de acero rigidizada por el concreto

16.7.1.4.3 Los elementos de borde de acero estructural o compuestos deben diseñarse para resistir la resistencia máxima esperada a cortante de la placa de acero revestida con la sección de concreto reforzado.

16.7.1.4.4 La placa de acero debe estar atiesada por el revestimiento de concreto reforzado en uno o ambos lados. La conformidad con este requisito se demostrará con un análisis de pandeo elástico que muestre que el tablero compuesto es capaz de resistir la fuerza cortante nominal de la placa de acero (ec. 16.7.1.4.2). El espesor del revestimiento de concreto y la separación de los conectores de cortante deben calcularse para permitir que la placa de acero alcance su fluencia antes del

pandeo general o local. Si el muro compuesto no cumple con lo anterior, la resistencia a cortante de la placa se debe determinar de conformidad con 16.4.

Comentario:

Se recomienda comprobar el pandeo general del muro compuesto utilizando la teoría de pandeo elástico con una sección transformada del muro, es decir, transformando la sección de concreto en atiesadores verticales y horizontales de acero y realizando un análisis de pandeo elástico de la placa ortotrópica o rigidizada (Astaneh-Asl, 2002). Se recomienda comprobar el pandeo local de la placa de acero utilizando la teoría del pandeo elástico considerando los conectores de acero como puntos de soporte fijos de la placa (Choi et al., 2009).

16.7.1.4.5 El revestimiento de concreto en la placa debe tener un espesor mayor que 100 mm en cada lado cuando se proporciona en ambos lados, y de 200 mm cuando se proporciona en un solo lado. Se deben proporcionar anclajes tipo perno con cabeza u otros conectores mecánicos para evitar el pandeo local, así como la separación de la placa y el concreto. La cuantía del acero de refuerzo en ambas direcciones no debe ser inferior a 0.0025, y el espacio máximo entre varillas no debe exceder de 350 mm. Se debe proporcionar refuerzo horizontal y vertical en el revestimiento de concreto que satisfaga los requisitos de muros de concreto de conformidad con 7.4 de la NTC-Concreto.

Comentario:

Se requiere un refuerzo mínimo en el muro de concreto para mantener la integridad del muro bajo cargas cíclicas reversibles en y fuera del plano. El espesor y el refuerzo mínimo del muro de concreto son consistentes con los que especifica en 7.4 de la NTC-Concreto.

16.7.1.5 Conexiones

16.7.1.5.1 Las siguientes soldaduras son de demanda crítica que deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras en los empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las conexiones entre columna y placa base
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño
- 3) Soldaduras de las conexiones entre los elementos de borde verticales y horizontales

Comentario:

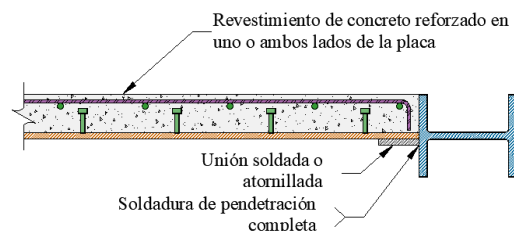
Se esperaría que el muro compuesto de placa de acero revestido con concreto y sus conexiones desarrollen grandes deformaciones inelásticas, por lo que sus componentes deben ser identificadas como zonas protegidas. Las zonas protegidas deben de estar identificadas en los planos estructurales y en obra.

16.7.1.5.2 Las conexiones entre elementos de borde verticales y horizontales deben satisfacerse los requisitos de 16.2.3.5.

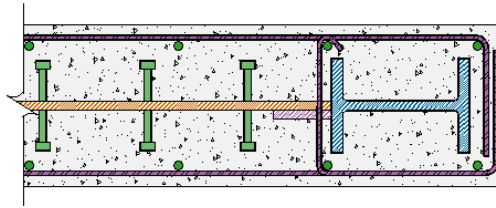
16.7.1.5.3 La placa de acero debe estar continuamente conectada, mediante soldaduras o tornillos, a los elementos de borde de acero de los miembros de acero o compuestos. Se deben proporcionar soldaduras y/o tornillos de alta resistencia para desarrollar la resistencia nominal a cortante de la placa.

Comentario:

En la fig. C16.7.1.5.3 se muestran dos ejemplos de conexiones entre el tablero compuesto con elementos de borde de acero o compuestos, en donde la placa de acero se conecta por soldaduras de filete o tornillos a la placa de conexión, y está se une a la columna de acero con soldaduras de penetración completa.



(a) Placa de acero revestida con concreto en un lado y elementos verticales de borde (EVB) de acero



(b) Placa de acero revestida con concreto en ambos lado y elementos verticales de borde compuestos
 Figura C16.7.1.5.3 Conexión soldada entre la placa de acero con el EVB de acero en tableros compuestos

16.7.1.5.4 Los conectores entre la placa de acero y el panel de concreto reforzado se diseñarán para evitar el pandeo general del muro compuesto. Los conectores se diseñarán para resistir la fuerza de tensión resultante del pandeo local inelástico de la placa de acero, y transferir la resistencia a cortante esperada de la placa de acero o muro de concreto, el que sea menor.

16.7.1.5.5 Además de los requisitos de 16.1.5, los empalmes de columnas deben cumplir con los requisitos de esta sección. Cuando se utilicen soldaduras para hacer el empalme, deberán ser soldaduras de ranura con penetración completa. Cuando los empalmes de columnas no se hacen con soldaduras de ranura, deben tener una resistencia requerida a flexión que sea al menos igual que la resistencia plástica, M_{pcc} , de la columna más pequeña. La resistencia requerida a cortante de los empalmes de la columna debe ser al menos igual que $\Sigma M_{pcc}/H$, donde ΣM_{pcc} es la suma de las resistencias plásticas a flexión en los extremos superior e inferior de la columna, y H es la altura del entrepiso. Si la columna es compuesta, la resistencia plástica a flexión debe determinarse como se indica en el Capítulo 10 teniendo en cuenta la resistencia axial requerida.

16.7.2 Muros de placa de acero rellena de concreto de ductilidad alta, $Q=4$

16.7.2.1 Bases de diseño

16.7.2.1.1 Esta sección es aplicable a muros compuestos planos, así como en forma de C o I , donde cada elemento del muro consiste de dos placas de acero con relleno de concreto entre ambas placas, y que pueden o no tener elementos de borde. La acción compuesta entre las placas y el relleno de concreto se debe alcanzar con barras de unión, o con una combinación entre conectores de cortante y barras de unión. Para cada elemento del muro, las dos placas de acero deben ser de igual espesor y estar conectadas con barras de unión. Los elementos de borde pueden ser placas, perfiles de acero, secciones huecas rellenas de concreto, o secciones semicirculares con diámetro igual que la separación de las placas.

Comentario:

El uso de elementos de borde en los muros compuestos rellenos evita la falla prematura de las soldaduras entre las placas de acero y las placas de borde, como el que ocurre en el caso de muros con esquinas rectangulares, debido a la concentración de grandes esfuerzos (El-Bahey y Bruneau, 2012).

16.7.2.1.2 Los muros compuestos rellenos diseñados con esta Norma proporcionan una capacidad de deformación inelástica significativa a través del desarrollo del momento plástico de la sección transversal compuesta por fluencia de las placas de acero y el aplastamiento del concreto de relleno.

Comentario:

La fig. C16.7.2.1.2 muestra configuraciones típicas de muros compuestos armado con placas rellenas de concreto.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

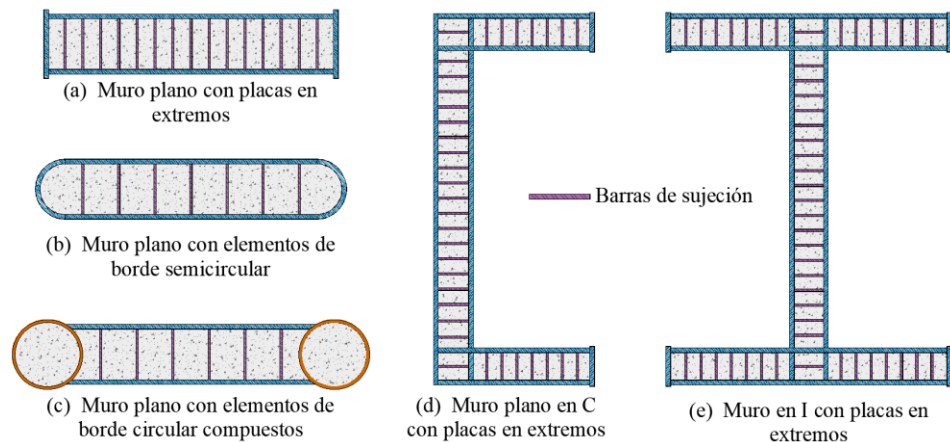


Figura C 16.7.2.1.2 Muro de cortante compuesto con secciones huecas rellenas

16.7.2.2 Análisis

16.7.2.2.1 Las rigideces efectivas de muros compuestos rellenos que se deben emplear en el análisis se describen en 9.3.

16.7.2.3 Requisitos del sistema

16.7.2.3.1 El espaciamiento de las barras de sujeción en dirección vertical y horizontal no debe exceder el valor máximo, w_1 , de la ec. 16.7.2.3.1.1 para muros con elementos de borde, y de la ec. 16.7.2.3.1.2 para muros sin elementos de borde.

$$w_1 = 1.8 t_p \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{16.7.2.3.1.1}$$

$$w_1 = 1.0 t_p \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{16.7.2.3.1.2}$$

t_p Espesor de las placas de acero

16.7.2.3.2 La relación diámetro/espesor de los elementos de borde circulares y semicirculares debe cumplir con:

$$\frac{D}{t} \leq 0.044 \frac{E}{F_y} \tag{16.7.2.3.2}$$

D Diámetro exterior

t Espesor de la sección hueca circular

16.7.2.3.3 El espesor de la placa de acero debe determinarse para que se desarrolle la resistencia a tensión de las barras de sujeción si ellas están soldadas.

16.7.2.3.4 Las barras de unión deben de diseñarse para resistir elásticamente las fuerzas de tensión, que se determinan como:

$$T_{req} = T_1 + T_2 \tag{16.7.2.3.4}$$

16.7.2.3.5 T_1 es la fuerza de tensión resultante del pandeo local de las placas principales desarrollando articulaciones plásticas en una línea de fluencia horizontal o vertical a lo largo de las barras de unión, y se determina como:

$$T_1 = 2 \left(\frac{w_2}{w_1} \right) t_p^2 F_y \tag{16.7.2.3.5}$$

t_p espesor de la placa de acero, w_1 y w_2 son los espaciamientos vertical y horizontal de las barras de unión, respectivamente.

16.7.2.3.6 T_2 es la fuerza de tensión que se desarrolla para evitar la ruptura del concreto en un plano paralelo a la placa de acero.

$$T_2 = \left(\frac{t_p F_y t_m}{4} \right) \left(\frac{w_2}{w_1} \right) \left[\frac{6}{18 \left(\frac{t_m}{w_{min}} \right)^2 + 1} \right] \tag{16.7.2.3.6}$$

t_m espesor total del muro
 w_{min} valor minino de w_1 y w_2

16.7.2.4 Miembros

16.7.2.4.1 La resistencia nominal a flexión y cortante de los muros compuestos se debe determinar cómo se indica en 10.3.

16.7.2.5 Conexiones

16.7.2.5.1 Las soldaduras entre las placas de acero y los elementos de borde deben ser de ranura con penetración completa.

16.7.2.5.2 La conexión de las barras de unión a la placa de acero debe ser capaz de desarrollar toda la resistencia a tensión de las barras.

Comentario:

En la fig. C 16.7.2.5.2 se muestran ejemplos de posibles conexiones entre la barra de unión con la placa de acero. En el caso de soldaduras de tapón considere que, según 10.2.7.8 se requiere que el espesor del tapón sea mayor o igual que 16 mm o la mitad del espesor de la placa, lo cual puede generar restricciones adicionales en el espesor de la placa o el diámetro de la barra.

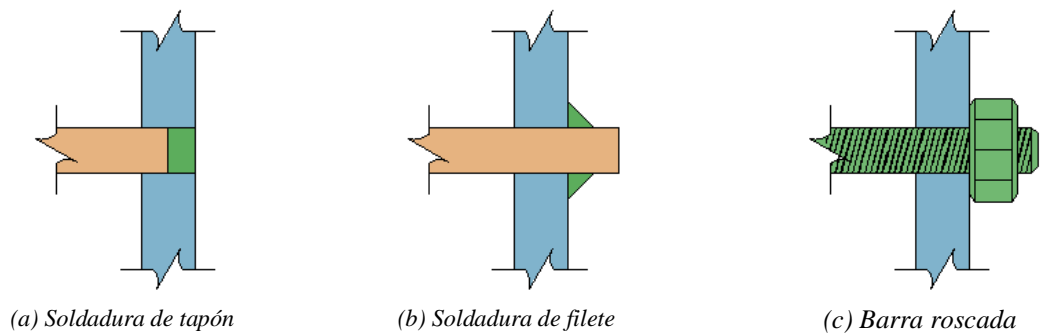


Figura C 16.7.2.5.2 Detalle de conexiones de barras de unión con placas de acero

16.8 Sistema Diagrid

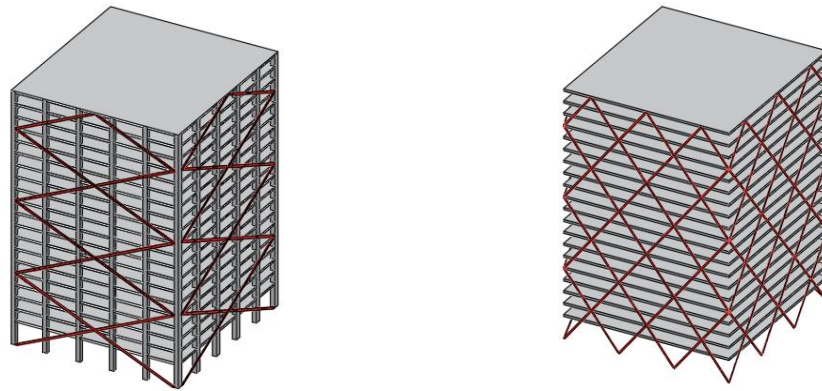
16.8.1 Consideraciones Generales

16.8.1.1 Esta sección aplica al diseño de sistemas estructurales cuya sismorresistencia es aportada parcial o totalmente por una rejilla perimetral, constituida por diagonales y anillos que deben cumplir, respectivamente, lo indicado en 16.8.3 y 16.8.4. Un sistema Diagrid consiste en un sistema primario, que puede ser gravitacional o contribuir a la resistencia y rigidez lateral del sistema estructural, y un sistema secundario conformado por una rejilla perimetral encargada de aportar, en lo fundamental,

una elevada rigidez lateral, y que se conecta perimetralmente al sistema primario con conexiones que deben cumplir lo indicado en 16.8.5 y 16.8.6.

Comentario:

Una rejilla perimetral es un sistema estructural perimetral constituido por grandes armazones de acero dispuestos en módulos triangulares. Los elementos horizontales de la rejilla, ubicados a la altura de los sistemas de piso, forman anillos perimetrales que aseguran la integridad del sistema. En una rejilla perimetral, la disposición triangular de los elementos estructurales ubicados en el perímetro del edificio resulta en que su comportamiento estructural quede dominado por esfuerzos y deformaciones axiales. Dada la ausencia de columnas, las diagonales deben resistir de manera simultánea las cargas verticales y laterales que resultan de las acciones de diseño. La fig. C16.8.1.1.a, ilustra un sistema Diagrid, y lo distingue de un marco contraventeado perimetralmente. La fig. C16.8.1.1.b, ilustra las partes constituyentes de una rejilla perimetral.



Marco contraventeado perimetralmente

Sistema Diagrid (no hay columnas perimetrales)

Figura C16.8.1.1.a - Comparación del sistema Diagrid y marcos con contravientos perimetrales

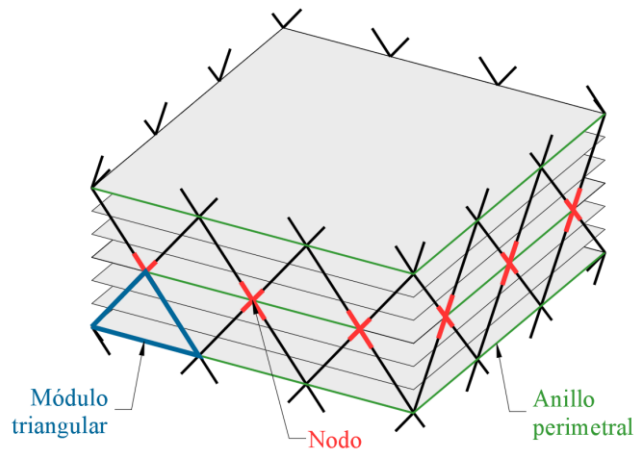


Figura C16.8.1.1.b - Partes constituyentes de una rejilla perimetral

Un sistema Diagrid sismorresistente suele estructurarse en su interior con base en un sistema primario, casi siempre estructurado con marcos resistentes a momento, un núcleo constituido por muros de concreto, o una combinación de ambos; y en su exterior con base en una armadura tridimensional (denotada rejilla perimetral) con elevada rigidez lateral. Aunque el uso de rejillas perimetrales ofrece un sinnúmero de posibilidades en cuanto a la geometría del sistema estructural, se recomienda usar una geometría que tribute la mayor carga gravitacional posible al sistema primario, y descargue, en estos términos, lo más posible a las diagonales de las rejillas (Terán-Gilmore et al. 2021).

Se recomienda que la inclinación de las diagonales esté comprendida entre 35 a 75 grados en función de la altura del edificio (López et al. 2021). Es deseable que la configuración en planta de la rejilla perimetral sea simétrica para evitar efectos torsionantes.

16.8.1.2 El sistema Diagrid debe cumplir con los requisitos de 1.2 de la NTC-Sismo.

16.8.1.3 Las diagonales de la rejilla perimetral deben diseñarse para:

- a) Resistir las acciones no sísmicas, tales como la presión lateral del viento y los desplazamientos inducidos térmicamente, sin fallar por fatiga ni perjudicar al sistema primario
- b) Resistir, conforme a lo indicado en 1.2.1 y 1.2.2 de la NTC-Sismo, las deformaciones y fuerzas internas que resulten de las combinaciones de los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece la NTC-Criterios
- c) Proporcionar la rigidez lateral necesaria para controlar para la intensidad sísmica Base de Diseño, dentro de límites que garanticen el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata del sistema Diagrid, los desplazamientos y distorsiones de diseño.

Comentario:

Una rejilla perimetral es capaz de aportar con eficiencia notable una rigidez lateral considerable al sistema Diagrid. Debido a la inestabilidad producto del pandeo de las diagonales de la rejilla perimetral y a que es técnicamente factible controlar la deformación lateral del sistema estructural dentro de límites que conlleven un bajo nivel de daño estructural, esta Norma impone como condición de diseño para el sistema Diagrid que satisfaga el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica Base de Diseño. Debido a esto, en la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo solo se prescribe el límite de distorsión de γ_{01} . En congruencia y conforme a lo indicado en 3.1.1 de la NTC-Sismo, debe usarse un valor de $Q = 1$ para establecer el espectro de diseño.

Bajo la consideración de las estrictas condiciones de diseño impuestas por esta Norma al sistema Diagrid, es posible considerar a este como parte de una nueva generación de sistemas estructurales enfocados a reducir las consecuencias de los sismos intensos en el entorno construido.

16.8.1.4 Se deben colocar una serie de anillos perimetrales horizontales adecuadamente conectados al sistema primario. Los anillos perimetrales deben diseñarse para simultáneamente transmitir las fuerzas laterales y verticales que les corresponde, según el análisis, a las diagonales de las rejillas perimetrales; y equilibrar las fuerzas internas que se acumulan en altura en esas diagonales como consecuencia de las acciones de diseño.

16.8.2 Diseño

16.8.2.1 Las fuerzas internas a partir de las cuales se dimensionan las diagonales se establecen bajo la consideración de las combinaciones de carga indicadas en 16.8.1.3. Dentro de este contexto, se deben considerar la contribución de las cargas gravitacionales a las fuerzas internas en las diagonales. En caso de que un módulo triangular de la rejilla perimetral abarque varios entrepisos y se conecte al sistema de piso de cada uno de ellos, se deben considerar, además de las fuerzas axiales, las fuerzas cortantes y momentos flexionantes que se desarrollan en las diagonales como consecuencia de las fuerzas de piso que se transmiten a ellas.

Comentario:

Aunque esta Norma no impone limitaciones en cuanto a la geometría del sistema primario y la rejilla perimetral del sistema Diagrid, es importante enfatizar que la función fundamental de la rejilla perimetral es aportar rigidez lateral. Aunque es posible usar una geometría en planta que minimice los efectos de las cargas verticales en las diagonales de la rejilla, es necesario considerar que siempre hay un cierto porcentaje de la carga gravitacional que baja por la rejilla y que debe ser considerado explícitamente durante su diseño.

La fig. 16.8.4 muestra que, cuando un módulo triangular de la rejilla perimetral abarca varios entrepisos y se conecta con todos ellos al nivel de las losas de piso, se transmiten a las diagonales fuerzas perpendiculares a su eje axial que resultan en deformaciones perpendiculares a este eje, y fuerzas cortantes y momentos flexionantes de consideración que deben ser considerados durante el diseño. La magnitud de las deflexiones y los cortantes y momentos dependen de la rigidez lateral del sistema primario, de tal manera que es importante considerar cuidadosamente la rigidez lateral mínima que debe proporcionarse al sistema primario con el fin de controlar estas demandas y promover un mejor comportamiento de la rejilla perimetral.

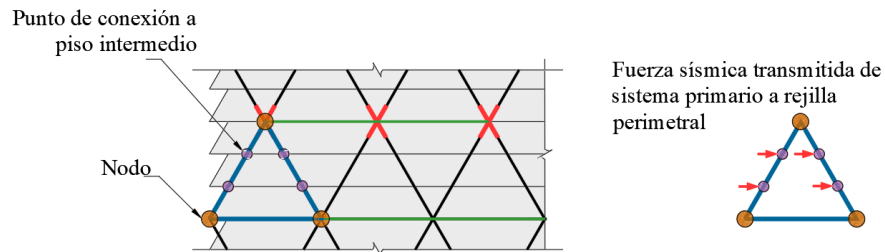


Figura 16.8.4 Interacción de sistemas de piso intermedios con diagonales de rejilla perimetral

16.8.2.2 Los elementos estructurales y las conexiones del sistema primario, así como los de la cimentación, se deben diseñar como en el caso de una estructura convencional. Los elementos estructurales y las conexiones del sistema primario deben diseñarse y detallarse para que puedan satisfacer el Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata para las distorsiones de diseño establecidas, conforme a lo indicado en 1.7 de la NTC-Sismo, para la intensidad sísmica base de diseño.

Comentario:

Se entiende por estructura convencional aquellas que usan las estructuraciones contenidas en las tablas 4.3.1 y 4.3.2 de la NTC-Sismo.

16.8.2.3 La rejilla perimetral debe ser diseñada para que aporte en cada entrepiso por sí sola, por lo menos el 80 por ciento de la rigidez lateral total. El sistema primario, incluyendo sus conexiones, debe detallarse para que desarrolle por lo menos una capacidad de deformación lateral igual al de la rejilla perimetral.

Comentario:

Aunque esta Norma hace posible el diseño del sistema Diagrid con un formato de diseño sísmico basado en fuerzas, es importante mencionar que el buen desempeño sísmico de la rejilla perimetral queda significativamente influenciado por la deformación lateral máxima que desarrolle el sistema estructural. Esta deformación depende en lo fundamental de la rigidez lateral aportada por la rejilla perimetral, y no de su resistencia lateral. Debido a esto, se sugiere diseñar el sistema Diagrid dentro del marco planteado por el Capítulo 11 de la NTC-Sismo, que requiere del uso de una metodología basada en el control del desplazamiento lateral del sistema estructural. Entre las metodologías basadas en el control de desplazamiento enfocadas específicamente a un dimensionado basado en rigidez de sistemas Diagrid se encuentra la desarrollada por Terán et al. (2021).

16.8.2.4 Es posible diseñar un sistema Diagrid dual, en cuyo caso la sismorresistencia resulta del trabajo conjunto de la rejilla perimetral y el sistema primario desde la base del sistema estructural hasta al menos el 75 por ciento de la altura de la estructura sobre el nivel de desplante. En este caso, el sistema primario debe ser capaz de aportar por lo menos el 30 por ciento del cortante de entrepiso de diseño en todos los entrepisos del sistema estructural. Para la aplicación de este requisito se tomará como base de la estructura el nivel de desplante, a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos

Comentario:

En un sistema Diagrid dual, el sistema primario no es un sistema gravitacional, sino que contribuye con rigidez, pero, sobre todo, resistencia lateral al sistema Diagrid. La contribución mínima de 30 por ciento se establece en congruencia con el requisito impuesto por la NTC-Sismo para cualquier sistema dual.

16.8.2.5 Los anillos perimetrales y los sistemas de piso del sistema primario deben quedar adecuadamente interconectados, en toda la altura que abarque la rejilla perimetral, de acuerdo con lo indicado en 16.8.4 y 16.8.5. El sistema de piso debe satisfacer en todos los entrepisos del sistema Diagrid los requisitos para diafragmas horizontales rígidos indicados en 2.8 de la NTC-Sismo.

16.8.3 Diagonales de la rejilla perimetral

16.8.3.1 Las diagonales de la rejilla perimetral se deben diseñar y detallar como miembros de ductilidad alta, para los cuales las relaciones ancho/espesor no deben exceder el límite λ_{da} de la tabla 16.1.8.1.

Comentario:

Este límite tiene como fin retrasar el pandeo local de las diagonales de tal manera de evitar su falla/fractura a bajos niveles de deformación axial.

16.8.3.2 La relación de esbeltez efectiva de las diagonales, KL/r , no será mayor que $4.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$.

Comentario:

Este límite tiene como objetivo retrasar el pandeo global de las diagonales y con ello, promover un comportamiento cíclico estable cuando trabajen dentro de los límites de distorsión bajo consideración en la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo.

16.8.3.3 Las diagonales no deben ser fabricadas con varios perfiles.

Comentario:

Dada la importancia de un comportamiento cíclico estable de las diagonales, estas Normas prohíben el uso de diagonales fabricadas con varios perfiles, de tal manera de evitar concentraciones de esfuerzos que conlleven fallas de integridad en las diagonales.

16.8.3.4 El área neta efectiva de las diagonales no debe ser menor que su área total. Las diagonales con agujeros o ranuras se reforzarán para que se cumpla esta condición.

Comentario:

La rigidez lateral y, por ende, el desempeño sísmico de la rejilla perimetral depende de manera importante del área de las diagonales que la conforman. Debido a lo anterior, estas Normas requieren que en caso de que existan agujeros o ranuras en las diagonales, la pérdida de área que resulta de esto se subsane.

16.8.3.5 La resistencia esperada en tensión, R_t , de una diagonal debe ser igual a $R_y F_y A_t$.

16.8.3.6 La resistencia esperada en compresión, R_c , de una diagonal debe ser igual a la menor de las dos siguientes: $R_y F_y A_t$ y $1.1 F_n A_t$, donde F_n se calcula como se indica en el Capítulo 6 de esta Norma, sustituyendo en las ecuaciones pertinentes F_y por $R_y F_y$.

16.8.3.7 La resistencia posterior al pandeo debe ser igual, como máximo, a 0.3 veces la resistencia esperada del contraventeo comprimido.

16.8.4 Anillos de la rejilla perimetral

16.8.4.1 Los elementos horizontales que constituyen un anillo perimetral de la rejilla deben ubicarse a la altura de una de las losas del sistema estructural, de tal manera que pueda conectarse directamente al sistema primario con conexiones que satisfagan lo indicado en 16.8.5 y 16.8.6. Estos elementos horizontales deben tener una resistencia tal que sean capaces de simultáneamente transmitir las cargas verticales y laterales que correspondan a las diagonales de las rejillas, y resistir las fuerzas internas que en altura se acumulan en esas diagonales. Se debe revisar que los elementos horizontales cumplan con su función estructural satisfaciendo el nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata.

Comentario:

Aunque los anillos perimetrales no aportan directamente resistencia y rigidez lateral al sistema Diagrid, son fundamentales para asegurar un buen comportamiento de las diagonales de la rejilla perimetral, y un comportamiento conjunto adecuado de la rejilla perimetral y el sistema primario. La importancia de estos anillos en términos de la integridad estructural del sistema Diagrid implica un diseño cuidadoso que les permita aportar dicha integridad sin que se dañen.

16.8.5 Conexiones de las diagonales de la rejilla perimetral

16.8.5.1 Se deben minimizar las excentricidades en las conexiones de las diagonales que conforman la rejilla perimetral. En caso de que se usen modelos de análisis que representen los elementos estructurales con barras y se considere una conexión de dos o más elementos que no sea concéntrica debido a que sus ejes longitudinales centroidales no se intersectan en el mismo nodo, se deberán considerar la excentricidad y la reducción de rigidez correspondiente en el modelado de la zona de la conexión en conformidad con lo indicado en 1.2.4 de la NTC-Sismo.

16.8.5.2 La resistencia de las conexiones de las diagonales debe ser tal que resistan con seguridad las siguientes acciones de diseño:

- a) La resistencia esperada en tensión de la diagonal, igual a $R_y F_y A_t$
- b) La fuerza máxima, obtenida en el análisis, que puede ser transmitida a la diagonal.

16.8.5.3 En la memoria de cálculo se debe demostrar, a satisfacción de la Administración, que las conexiones de la rejilla perimetral, y entre la rejilla y el sistema primario, son capaces de transmitir sin daño significativo las fuerzas internas que en ellas se generan para las condiciones de carga indicadas en 16.8.1.3. Además, será necesario demostrar que el sistema Diagrid desarrolla distorsiones residuales despreciables ante las acciones de diseño, que el sistema primario satisface el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, y que los elementos estructurales y sus conexiones son capaces de resistir sin daño la posible redistribución de deformaciones y fuerzas internas.

16.8.5.4 Las siguientes soldaduras son de demanda crítica que deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- a) Soldaduras en los empalmes de diagonales
- b) Soldaduras en las conexiones de diagonales
- c) Soldaduras en empalmes y la placa base de los elementos verticales del sistema primario.
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la base del sistema primario (columna) en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

16.8.6 Zonas protegidas

16.8.6.1 Las zonas protegidas son las partes del sistema estructural que resiste las acciones sísmicas. En los planos y en obra es necesario que se señalen las zonas protegidas para evitar que se adicione elementos y accesorios conforme se indica en esta sección.

16.8.6.2 Las zonas protegidas son:

- 1) El cuarto central de las diagonales de la rejilla perimetral
- 2) Una zona de las diagonales adyacente a cada conexión, de longitud igual a un peralte de la diagonal en esa zona
- 3) Las conexiones de la rejilla perimetral, incluyendo a la placa base
- 4) Cuando las diagonales se intersecten en cruz, la zona protegida incluye los extremos de la cruz y la unión central de ambos contravientos
- 5) Los elementos y conexiones que unen la rejilla perimetral al sistema primario.

16.8.6.3 En las zonas protegidas se deben considerar los siguientes aspectos:

- 1) Se prohíben discontinuidades ocasionadas por cambios bruscos de sección debido a operaciones de fabricación o montaje, como agujeros, puntos de soldadura, apoyos para realizar el montaje y cortes con arco-aire o soplete
- 2) No se permiten elementos de conexión soldados, atornillados o sujetos con balazos para la sujeción de ángulos de borde, fachadas, muros o cancelos divisorios o tuberías y otros componentes semejantes en la longitud no arriostrada de los elementos de la rejilla perimetral.

Comentario:

Las zonas protegidas son las partes de los miembros donde se espera que se concentre la posible respuesta inelástica durante los sismos intensos. Por esta razón, cualquier modificación de la región podría afectar o cambiar la respuesta del elemento y, por consiguiente, de todo el sistema estructural. Estos requisitos son aplicables también en los casos donde las conexiones se diseñen para desarrollar la respuesta inelástica como zona de fusible.

16.8.7 Construcción

16.8.7.1 Se deberán seguir las disposiciones del Capítulo 23 de esta Norma. Por la configuración inclinada de las diagonales de la rejilla perimetral se deberá analizar su estabilidad, la de sus conexiones y el sistema primario durante las distintas etapas de construcción, además, en los documentos de construcción se deberá indicar un procedimiento constructivo y se detallará las características de apuntalamientos temporales de ser necesarios.

17. ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL

En este capítulo se presentan consideraciones generales para análisis sísmico no lineal de estructuras de acero.

Este capítulo está conformado por las siguientes secciones:

- 17.1 Aspectos generales
- 17.2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas concentradas.

17.1 Aspectos generales

17.1.1 El análisis sísmico de estructuras de acero se realizará con alguno de los métodos descritos en los Capítulos 6 y 7 de la NTC-Sismo.

17.1.2 Cuando se utilicen métodos de análisis dinámico no lineal, el modelo matemático de la estructura deberá incluir directamente las características carga-deformación no lineales de los miembros que la componen. Para ello, se introducirán elementos que describan el comportamiento de las articulaciones plásticas en las secciones en las que pueden aparecer al formarse el mecanismo de colapso, principalmente, aunque no exclusivamente, en los extremos de las columnas y las vigas. Se supondrá que la respuesta del resto de la estructura es elástico lineal.

Comentario:

Cuando el daño en los elementos estructurales es moderado (incurción en el intervalo inelástico controlada), los modelos de plasticidad concentrada pueden ser una representación apropiada del comportamiento del edificio si se pretende estudiar la evolución del daño y redistribuciones de carga. El comportamiento histerético de las articulaciones plásticas de los miembros estructurales de acero que se dañen predominantemente en flexión, y que formen parte de sistemas estructurales cuyas demandas máximas de distorsión no excedan las restricciones para el estado límite de seguridad contra colapso (véase tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo), pueden establecerse con los diagramas que se discuten en este Capítulo. Otros enfoques más refinados, como el uso de modelos de fibras y conceptos de plasticidad distribuida se permiten, aunque esos tipos de modelos tendrán que ser revisados y aprobados por la Administración para asegurar que el modelado se realiza de manera apropiada. Para más información sobre el enfoque de fibras consulte (Tapia et al., 2016).

17.2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas concentradas

17.2.1 Se utilizará la curva fuerza-deformación generalizada de la fig. 17.2.1, con los parámetros a , b y c definidos en las tablas 17.2.6.a y 17.2.6.b.

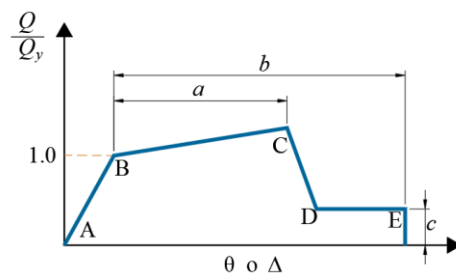


Figura 17.2.1 - Curva fuerza-deformación generalizada para elementos de acero

17.2.2 En vigas y columnas se permite modificar la curva para incluir en ella el endurecimiento por deformación, dándole a la zona BC una pendiente del 3 por ciento de la pendiente elástica. Se permiten pendientes mayores si se respaldan mediante pruebas experimentales.

17.2.3 Los parámetros Q y Q_y de la fig. 17.2.1 son los componentes generalizados de la carga y de la resistencia esperadas.

17.2.4 En vigas y columnas, θ es la rotación total, es decir la suma de la elástica y la plástica, mientras que θ_y es la rotación en el inicio del comportamiento plástico; Δ y Δ_y tienen significados semejantes, referidos a los desplazamientos.

Comentario:

Las curvas de histéresis de un elemento estructural son una representación de su capacidad de deformación y carga en el intervalo elástico e inelástico. Esas curvas se obtienen mediante pruebas experimentales o analíticamente para las secciones más comunes.

Para realizar análisis estáticos no lineales, es suficiente con definir las envolventes de la respuesta (fig. C17.2.1). En las tablas 17.2.6.a y 17.2.6.b, se establecen los criterios para definir curvas envolventes de secciones "I" y secciones cajón ante demandas en flexión y cargas axiales, respectivamente.

Para realizar análisis dinámicos no lineales de estructuras de acero, se recomienda además hacer uso del modelo bilineal o del modelo de Wen (1976) para representar el comportamiento cíclico de los elementos.

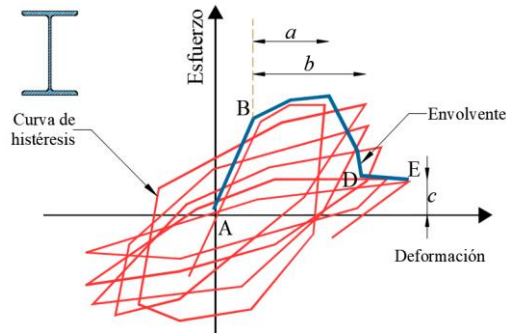


Figura C17.2.1 - Curva de histéresis de un elemento estructural.

17.2.5 Con las ecs. 17.2.5.a y 17.2.5.b se calcula la rotación de fluencia, θ_y , cuando el punto de inflexión aparece en la mitad de la longitud de una viga o columna:

Para vigas:

$$\theta_y = ZF_{ye} \frac{L_b}{6EI_b} \tag{17.2.5.a}$$

Para columnas:

$$\theta_y = ZF_{ye} \frac{L_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \tag{17.2.5.b}$$

Comentario:

Nótese que, para vigas, la rotación de fluencia θ_y se obtiene despejándola de la ec. C17.2.5.a, la cual está con el momento esperado, M_e y la rigidez, k . La rigidez k del elemento se define con la ec. C17.2.5.b y el momento esperado, M_e , mediante la ec. C17.2.5.c. La rigidez, k , corresponde a un elemento que se deforma en doble curvatura con un punto de inflexión en la mitad de su longitud. R_y es el factor por sobrerresistencia del material que se define en la tabla 16.1.1.3 de esta Norma.

$$M_e = k\theta_y \tag{C17.2.5.a}$$

donde

$$k = \frac{6EI_b}{L_b} \tag{C17.2.5.b}$$

$$M_e = ZF_{ye} = ZF_y R_y \tag{C17.2.5.c}$$

En el cálculo de la rotación de fluencia θ_y en columnas mediante la ec. 17.2.5.b (elementos flexocomprimidos), el factor $1 - P/P_{ye}$ debe ser siempre menor que uno. Esto se debe a que la aplicación de la carga axial P está relacionada con una disminución de la capacidad del elemento para resistir demandas por flexión.

L_b longitud de la viga

L_c longitud de la columna

P fuerza axial en el miembro cuando se alcanza el desplazamiento objetivo en un análisis estático no lineal, o en el instante considerado en un análisis dinámico no lineal

P_{ye} fuerza axial esperada que ocasiona la plastificación del miembro, igual a $A_t F_{ye}$.

17.2.6 En todos los casos deberá comprobarse que los programas de computadora utilizados en el análisis estructural incorporen elementos para representar las articulaciones plásticas semejantes a los que se describen aquí.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 17.2.6.a – Parámetros para el modelado y criterios de aceptación para análisis no lineal

Componente o acción	Parámetros para el modelo			Criterio de aceptación					
	Ángulo de rotación plástica, radianes		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, radianes					
	<i>a</i>	<i>b</i>		Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de Colapso			
Vigas en flexión									
a.	$\frac{b_p}{2t_p} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	y	$\frac{h}{t_a} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	90 _y	110 _y
b.	$\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	o	$\frac{h}{t_a} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	30 _y	40 _y
c.	Otros						Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).		
Columnas en flexión ^{[a], [b]}									
Para $P_u/R_c < 0.2$									
a.	$\frac{b_p}{2t_p} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	y	$\frac{h}{t_a} \leq 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	90 _y	110 _y	0.6	10 _y	90 _y	110 _y
b.	$\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	o	$\frac{h}{t_a} \geq 2.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	40 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	30 _y	40 _y
c.	Otros						Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).		
Para $0.2 \leq P_u/R_c \leq 0.5$									
a.	$\frac{b_p}{2t_p} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	y	$\frac{h}{t_a} \leq 1.53 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	— ^c	— ^d	0.2	0.250 _y	— ^e	— ^d
b.	$\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	o	$\frac{h}{t_a} \geq 2.35 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	10 _y	1.50 _y	0.2	0.250 _y	10 _y	1.20 _y
c.	Otros						Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).		

Tabla 17.2.6.a – Parámetros para el modelado y criterios de aceptación para análisis no lineal (continuación)

Componente o acción	Parámetros para el modelo			Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, radianes		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, radianes		
	<i>a</i>	<i>b</i>		Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de Colapso
Zona de panel en columnas	120 _y	120 _y	1.0	10 _y	120 _y	120 _y
Conexiones a cortante con losa ^[g]	0.029-0.00020 <i>d_{bg}</i>	0.15-0.0036 <i>d_{bg}</i>	0.40	0.014-0.00010 <i>d_{bg}</i>	0.1125-0.0027 <i>d_{bg}</i>	0.15-0.0036 <i>d_{bg}</i>
Conexiones a cortante sin losa ^[g]	0.15-0.0036 <i>d_{bg}</i>	0.15-0.0036 <i>d_{bg}</i>	0.40	0.075-0.0018 <i>d_{bg}</i>	0.1125-0.0027 <i>d_{bg}</i>	0.15-0.0036 <i>d_{bg}</i>
Eslabones en contraventeos excéntricos ^{[j], [k]}						
a. $e \leq 1.6M_{CE}/V_{CE}$	0.15	0.17	0.8	0.005	0.14	0.16
b. $e \geq 2.6M_{CE}/V_{CE}$	Igual que en vigas en flexión					
c. otros	Interpolación linealmente					
Muro de cortante de placa de acero ^[l]	100 _y	120 _y	0.7	0.50 _y	90 _y	110 _y

^[a] Las columnas de marcos rígidos o contraventeados, pueden diseñarse para la fuerza máxima transmitida por los miembros conectados. Si la columna es rectangular o cuadrada, se sustituye $b_p/2t_p$ por b/t , 0.3 por 0.65 y 0.38 por 1.12.

^[b] Las columnas con $P/R_c > 0.5$ se consideran controladas por la fuerza.

^[c] Rotación plástica = $11(1-5/3 P/R_c)\theta_y$, en el plano de flexión.

^[d] Rotación plástica = $17(1-5/3 P/R_c)\theta_y$, en el plano de flexión.

^[e] Rotación plástica = $14(1-5/3 P/R_c)\theta_y$, en el plano de flexión.

^[g] d_{bg} es el peralte del grupo de tornillos. Cuando las rotaciones plásticas son función de d_{bg} , no es necesario tomarlas como inferiores a cero.

^[j] La deformación es el ángulo de rotación entre el eslabón y la viga fuera del eslabón o la columna. M_{CE} y V_{CE} son el momento y cortante esperados que resiste la sección del eslabón.

^[k] Los valores son para eslabones con tres o más atiesadores en el alma. Si no hay atiesadores, los valores deben dividirse por 2.0. Se puede realizar interpolación lineal para uno o dos atiesadores.

^[l] Los valores son para muros placa con atiesadores para evitar pandeo por cortante.

Nota: R_c es la carga máxima que resiste de compresión de cada columna tomando en cuenta efectos de pandeo, si es el caso.

Tabla 17.2.6.b – Parámetros para el modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales: acciones axiales

Componente o acción	Parámetros para el modelo			Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, radianes		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, radianes		
	a	b		Occupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de Colapso
Contraventeos en compresión (excepto contraventeos excéntricos (CE)) ^[a]						
a. Esbeltos	$\frac{KL}{r} \geq 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$					
1. W, I, 2L en el plano, 2C en el plano	0.5 Δ_c	10 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	8 Δ_c	10 Δ_c
2. 2L fuera del plano, 2C fuera del plano	0.5 Δ_c	9 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	7 Δ_c	9 Δ_c
3. HSS y tubos	0.5 Δ_c	9 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	7 Δ_c	9 Δ_c
4. Ángulos sencillos	0.5 Δ_c	12 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	9 Δ_c	12 Δ_c
b. Compactos ^[b]	$\frac{KL}{r} \leq 2.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$					
1. W, I, 2L en el plano, 2C en el plano	1 Δ_c	8 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	7 Δ_c	8 Δ_c
2. 2L fuera del plano, 2C fuera del plano	1 Δ_c	7 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c
3. HSS y tubos	1 Δ_c	7 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c
c. Intermedio	Se utilizan los valores obtenidos de una interpolación lineal entre esbeltos y compactos.					
Contraventeos en tensión (excepto CE) ^{[e], [f], [g]}						
1. W	10 Δ_T	13 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	10 Δ_T	13 Δ_T
2. 2L	9 Δ_T	12 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	9 Δ_T	12 Δ_T
3. OR (rectangular)	9 Δ_T	11 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	8 Δ_T	11 Δ_T
4. OC (circular)	8 Δ_T	9 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	7 Δ_T	9 Δ_T
5. LI o LD (ángulo)	10 Δ_T	11 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	8 Δ_T	10 Δ_T
Vigas y columnas en tensión (excepto CE) ^[e]	5 Δ_T	7 Δ_T	1.0	0.5 Δ_T	6 Δ_T	7 Δ_T
Contraventeos restringidos al pandeo ^{[h], [i], [j]}	10 Δ_y	10 Δ_y	1.0	2 Δ_y	6 Δ_y	10 Δ_y

^[a] Δ_c deformación axial ante la carga de pandeo esperada.

^[b] Los parámetros para el modelo y los criterios de aceptación son válidos para secciones rellenas con concreto o de ductilidad alta, de acuerdo con la tabla 16.1.8.1. Cuando el contraventeo es sección tipo 3, de acuerdo con la tabla 2.2.1.2.6, los criterios de aceptación se multiplicarán por 0.5. Para relaciones ancho/grueso intermedias, los criterios de aceptación se multiplicarán por un valor determinado por interpolación lineal entre las relaciones ancho/grueso de ductilidad alta y de sección tipo 3.

^[e] Δ_T es la deformación axial del contraventeo ante la carga de fluencia esperada.

^[f] Para contraventeos únicamente en tensión, los criterios de aceptación se dividirán por 2.0. Para contraventeos con base en barras, se tomarán los parámetros de modelado y los criterios de aceptación especificados para tubos en tensión se dividirán por 2.0.

^[g] Además de considerar diseño por capacidad de la conexión, los valores de los contraventeos deben modificarse para dar robustez a la conexión como siguiente: cuando las conexiones del contraventeo no satisfagan los requisitos de diseño por capacidad, el criterio de aceptación se debe multiplicar por 0.8, excepto para ocupación inmediata a menos que las conexiones y su comportamiento se hayan incluido explícitamente en el modelo numérico.

^[h] Δ_y es la deformación axial esperada de fluencia del contraventeo restringido al pandeo.

^[i] La deformación máxima del núcleo del contraventeo restringido al pandeo no superará 2.5 por ciento.

^[j] Si no se dispone de pruebas experimentales, los criterios de aceptación y los parámetros de modelado se deben multiplicar por 0.7.

Comentario:

Los parámetros para el modelado y criterios de aceptación para los contraventeos en tensión están basados en datos de otros códigos internacionales. Se recomienda tener cuidado para su uso ya que aún falta evidencia experimental sobre el comportamiento que estos elementos podrían tener bajo las condiciones de la práctica en México. Para el caso de los contraventeos restringidos al pandeo, se tomaron valores de los parámetros menores a los recomendados en otros estándares, como ASCE 41-13, ya que las demandas de deformación esperadas en la Ciudad de México podrían generar falla por fatiga. En la actualidad se están realizando estudios experimentales enfocados a evaluar de manera apropiada los valores de los parámetros de la tabla 17.2.6.b y se ajustarán en versiones posteriores de la Norma

18. DISEÑO POR FATIGA

Este capítulo se refiere al diseño de miembros y conexiones sometidos a un número elevado de ciclos de aplicación de esfuerzos, dentro del intervalo de comportamiento elástico, de magnitud y frecuencia suficientes para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva que definen el estado límite de fatiga.

La fatiga se considera como un estado límite de servicio por lo cual el diseño de elementos sometidos a fatiga se realiza de manera convencional con factores de carga y resistencia. Posteriormente, se hace la revisión correspondiente por medio de los esfuerzos permisibles definidos en esta sección.

Se da especial atención a la obtención de los elementos mecánicos y las fuerzas para realizar el diseño de los elementos estructurales que soportan a las grúas viajeras.

No están incluidos los puentes, aunque muchos de los conceptos descritos en este Capítulo se pueden extrapolar para la revisión por fatiga de elementos que los conforman.

El capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 18.1 Aspectos generales
- 18.2 Diseño por fatiga
- 18.3 Grúas viajeras.

Comentario:

El diseño por fatiga al que se refiere el Capítulo 18 de esta Norma, consiste en evaluar la resistencia de los elementos y conexiones ante un número elevado de ciclos de aplicación de esfuerzos con magnitud y frecuencia para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva que definen este estado límite. No se deberá considerar dentro de las cargas que generan fatiga aquellas de corta duración o instantáneas (viento, sismo o impacto).

La fatiga depende de varios factores como son:

- a) Números y amplitud de ciclos de carga en tensión.*
- b) Acumulación de ciclos de carga de servicio en tensión. Los intervalos de esfuerzos a compresión no necesitan ser revisados por fatiga.*
- c) Geometría y configuración del detalle o conexión a revisar.*

La fatiga se considera como un estado límite de servicio y no de falla. De esa forma el diseño se realiza de manera convencional con factores de carga y resistencia para posteriormente hacer la revisión correspondiente por medio de esfuerzos permisibles.

Por tal razón, si se estima que un componente estructural está sometido a efectos de fatiga, es importante evaluar si esta es una condición crítica, ya que si se diseña solamente ante condiciones regulares de carga (estática o dinámica), los elementos podrían no tener capacidad suficiente para proporcionar niveles adecuados de seguridad. Para cada caso, por ejemplo, patín en tensión y cada detalle, por ejemplo, alguna soldadura, se determina un esfuerzo a partir de la expresión experimental y se compara con el permisible.

Pocos son los miembros o conexiones de edificios convencionales que requieren un diseño por fatiga, puesto que las variaciones de cargas en esas estructuras ocurren, en general, menores a 20,000 ciclos durante su vida útil, o producen sólo pequeñas fluctuaciones en los valores de los esfuerzos.

El diseño de elementos estructurales y conexiones que están sometidos a la acción de cargas variables, repetidas un número elevado de veces durante su vida útil, debe hacerse de manera que se tenga un factor de seguridad adecuado contra la posibilidad de falla por fatiga.

En este Capítulo se da especial atención a los elementos estructurales que soportan grúas viajeras, debido a que este tipo de elementos son los más comunes en la práctica que requieren revisión por fatiga.

18.1 Aspectos generales

18.1.1 Las recomendaciones de este capítulo se aplican a esfuerzos calculados con cargas de servicio. El esfuerzo máximo producido por dichas cargas no debe exceder de **0.66F_y**.

Comentario:

*Con la finalidad de mantener los esfuerzos de los elementos dentro del rango elástico, se establece como esfuerzo máximo permisible un valor igual que **0.66F_y**, ya que, es posible que ante los efectos de cargas variables a largo plazo dichos elementos fallen a un esfuerzo menor que el de resistencia.*

18.1.2 El intervalo de esfuerzos se define como la magnitud del cambio de esfuerzos producidos por la aplicación o remoción de la carga viva de servicio.

18.1.3 Cuando exista inversión de esfuerzos, el intervalo es la suma de los valores absolutos de los esfuerzos máximos repetidos de tensión o compresión, o la suma de los valores absolutos de los esfuerzos cortantes máximos de sentidos contrarios en el punto probable de iniciación de la grieta.

Comentario:

La resistencia a la fatiga de un componente se define como el rango de tensión que, fluctuando a una amplitud constante, originaría el agotamiento del componente tras un número especificado de ciclos (N). El rango o carrera de tensión es la diferencia entre los puntos máximo y mínimo del ciclo (fig. C18.1.3).

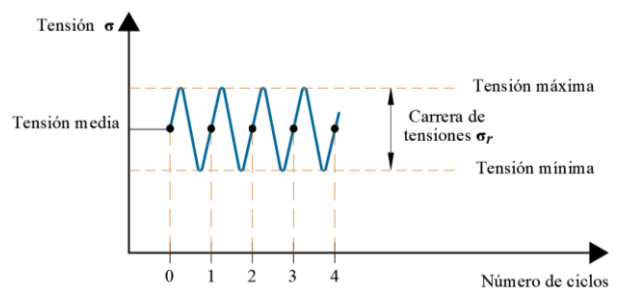


Figura C18.1.3 - Historia de tensión cíclica y sus características.

18.1.4 No se requiere evaluar la resistencia a la fatiga cuando:

- El intervalo de esfuerzos producidos por la carga viva de servicio es menor que el umbral admisible de intervalos F_{TH} , el cual es función de la categoría de esfuerzo para el elemento en revisión. (ver tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g).

Comentario:

El umbral admisible de intervalos es función de la categoría de esfuerzo para el elemento en revisión (indicada en las mismas tablas) y se obtuvo a partir de resultados de múltiples pruebas de carga cíclica aplicada a diversas probetas que se llevaron a la falla por fatiga.

- El número de ciclos de aplicación de la carga viva en cualquier miembro es menor que 20,000 durante su vida útil.

Comentario:

En elementos sujetos a menos de 20,000 ciclos de carga no se presenta falla por fatiga.

18.1.5 La resistencia ante cargas cíclicas determinada en este Capítulo es aplicable sólo a estructuras protegidas contra la corrosión de manera adecuada o construidas en atmósferas poco corrosivas.

18.1.6 Estas especificaciones no son aplicables para elementos que se encuentren a temperaturas superiores a **150° C**.

Comentario:

Es importante diseñar o proteger las estructuras ante efectos de corrosión de modo que esta no sea un efecto de posible acumulación de esfuerzos residuales, por lo que, es necesario revisar que los elementos en los cuales la fatiga sea crítica también cumplan con los requisitos de durabilidad indicados en 15.8. Las temperaturas por arriba de 150° pueden generar efectos de corrosión importantes las cuales deberán atenderse acorde con 15.8.

18.1.7 Cuando existan elementos móviles en la estructura, como en el caso de grúas viajeras o maquinarias con vibraciones estacionarias, se deben considerar los siguientes aspectos:

- Identificar los elementos estructurales y las conexiones que estarán sometidos a un número elevado de ciclos durante su vida útil.

Comentario:

Las conexiones soldadas son particularmente susceptibles a los efectos de fatiga, esto se debe a que comúnmente la mayor parte de sus procesos dejan minúsculas discontinuidades metalúrgicas, a partir de las que pueden

generarse microfisuras que tienden a propagarse en los procesos de fatiga (fig. C18.1.7.a). Por tal razón, se debe poner particular atención a las soldaduras de conexiones con mayor susceptibilidad a la falla por fatiga. Las características principales que afectan al tipo de conexión son:

- a) Forma del elemento: pared delgada, perfil laminado, armaduras que trabajan en sección compuesta con elementos de concreto, etc.
- b) Dimensiones principales: tamaño del cordón de la soldadura, dimensiones de los perfiles, proximidad de los bordes, cambios abruptos en la sección transversal, etc.
- c) Fabricación: tipo de proceso de soldadura, rugosidad de las partes a conectar, habilidad de los soldadores, etc.

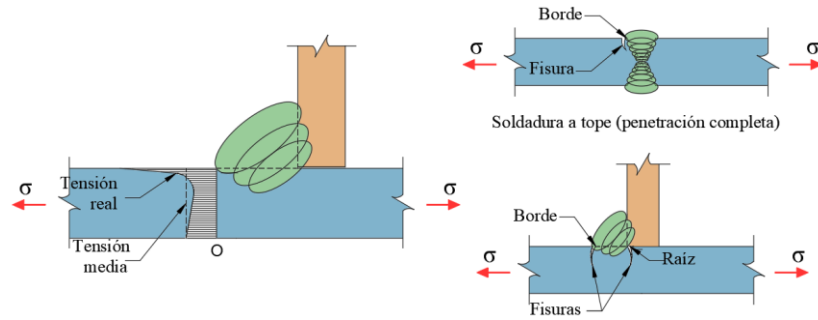


Figura C18.1.7.a - Distribución de esfuerzos en conexión soldada y formación de microfisuras en los elementos

Debe tenerse presente que, si la fatiga resulta crítica en el diseño, los controles extra del trabajo de taller podrían aumentar el costo total.

Se sugiere que las áreas con una relación de tensiones dinámicas/estáticas elevadas sean las primeras en inspeccionarse. La verificación deberá cubrir todas las conexiones soldadas a un elemento (aunque sean insignificantes) y no limitarse a las conexiones estructurales principales. Es necesario tomar en cuenta que esta verificación debe incluir las adiciones soldadas a la estructura en servicio.

Si la fatiga es crítica, la elección de conexiones se verá limitada. Se debe buscar la simplicidad de las conexiones y la uniformidad del trayecto de los esfuerzos en tensión.

- b) La amplitud de los esfuerzos, calculada con la teoría elástica lineal, usando las propiedades de la sección total, sin considerar concentraciones de esfuerzos en el punto o detalle que se revisa. La amplitud de esfuerzos se define como el cambio en su valor producido por la fluctuación de la carga viva de servicio. Si los esfuerzos variables son siempre compresiones, la revisión por fatiga no es necesaria. Al estudiar la fatiga no se consideran acciones producidas por viento o sismo.

Comentario:

Se considera como un estado límite de servicio, pues se genera durante la operación cotidiana y continua, por lo que, se estudia considerando las cargas sin afectarlas por factores de carga.

- c) El número de ciclos de carga y descarga con inversión de signo para cada amplitud de esfuerzos de los miembros estructurales que soportan a los elementos o equipos que pueden producir la fatiga. Los registros de cargas y el número de ciclos son proporcionados, en cada caso, por las especificaciones particulares del equipo, o por el operador de la grúa.

Comentario:

Bajo cargas de amplitud variable, la capacidad de un elemento a fatiga se calcula mediante el cálculo de daños totales efectuados por cada ciclo de carga. Los daños por cada ciclo de carga se definen como la relación entre el número de ciclos n bajo los cuales el elemento trabaja en el esfuerzo N . De acuerdo con la regla de Palmgren-Miner se estipula que la acumulación de daños debidos a todos los ciclos del espectro de carga no debe ser superior que la unidad, es decir:

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_n}{N_n} < 1.0 \tag{C18.1.7}$$

- d) Espectro de carga el cual, se define como la frecuencia para cada porcentaje de carga durante un periodo determinado de tiempo; el cual se toma como base para calcular el número de ciclos de carga completa equivalente de diseño.

Comentario:

En la fig. C18.1.7.b, se muestra un esquema simplificado del espectro de cargas por medio de áreas rectangulares equivalentes respecto al espectro real. Cuando no se conocen los espectros de carga se pueden definir a partir de las hojas de especificaciones de las grúas o de espectros descritos en manuales especializados.

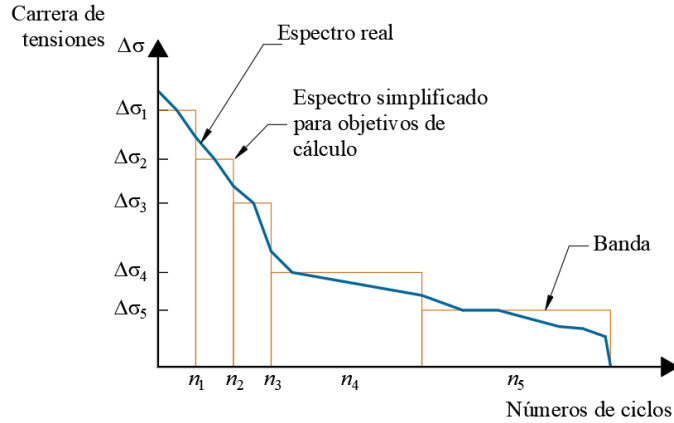


Figura C18.1.7.b - Simplificación del espectro de tensiones.

18.2 Diseño por fatiga

18.2.1 Material simple y juntas soldadas

18.2.1.1 Para elementos, soldaduras o detalles clasificados en las categorías A a E', definidos en las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g, los esfuerzos no serán mayores que los permisibles calculados por medio de la ec.:

$$F_{SR} = 6,900 \left(\frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{1/3} \geq F_{TH} \tag{18.2.1.1}$$

$$\left(F_{SR} = 70,300 \left(\frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{1/3} \geq F_{TH} \right)$$

- C_f constante que se toma de las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g, para la categoría de fatiga correspondiente
- F_{SR} amplitud de esfuerzos permisibles, MPa (kg/cm²)
- F_{TH} umbral de la amplitud de esfuerzos permisibles, amplitud de esfuerzos máximos para la que la vida de diseño no está controlada por fatiga (tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g,)
- n_{SR} número de ciclos de esfuerzos de amplitud constante durante la vida útil (ciclos por día por 365 días por los años de vida útil esperada)

18.2.1.2 Para elementos, soldaduras o detalles clasificados en la categoría F definidas en las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g, los esfuerzos no serán mayores que los permisibles calculados por la ec.:

$$F_{SR} = 690 \left(\frac{1.5}{n_{SR}} \right)^{1/6} \geq 55\text{MPa} \tag{18.2.1.2}$$

$$\left(F_{SR} = 7,030 \left(\frac{1.5}{n_{SR}} \right)^{1/6} \geq 560 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

Comentario:

El diseño involucra al material base de los elementos estructurales y a las conexiones, que pueden ser soldadas o atornilladas. También influyen aspectos relacionados con el proceso de fabricación y montaje. Por ello la expresión anterior conduce a diferentes resultados que dependen del elemento o detalle particular por revisar. El diseño por fatiga se resumiría mediante la siguiente ec.:

$$f_{sr} \leq F_{SR} \tag{C18.2.1.2}$$

Donde f_{sr} es la amplitud constante del esfuerzo de servicio por fatiga calculado para un determinado número de ciclos de carga (ver fig. C18.2.1.2.a).

Se calcula por medio de la diferencia entre el esfuerzo máximo (f_{max}) y el esfuerzo mínimo (f_{min}), el cual se tomará igual que cero si el esfuerzo máximo f_{max} es negativo debido a que, bajo esta condición el elemento no fallará por fatiga.

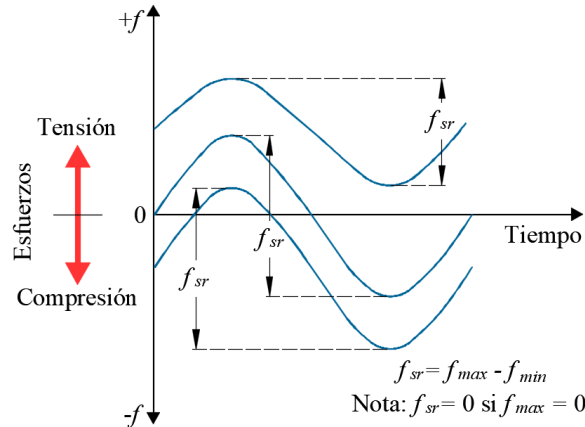


Figura C18.2.1.2.a - Amplitudes de esfuerzos en curvas de variación de carga

El cálculo de la amplitud constante del esfuerzo resistente se presenta en la ec. 18.2.1.1. Relacionar de forma directa el número de ciclos de carga (N) y el esfuerzo resistente (F_{SR}), lo que permite trazar la curva S-N en escala logarítmica, representando la resistencia a fatiga del elemento, tal como, se ejemplifica en la fig. C18.2.1.2.b.

A medida que se disminuye la amplitud del esfuerzo S_N , aumenta el número de ciclos resistentes a la fatiga, N , hasta llegar a una amplitud límite, S_{TH} , bajo la cual una nueva disminución en la amplitud del esfuerzo no tendría ningún efecto sobre la resistencia.

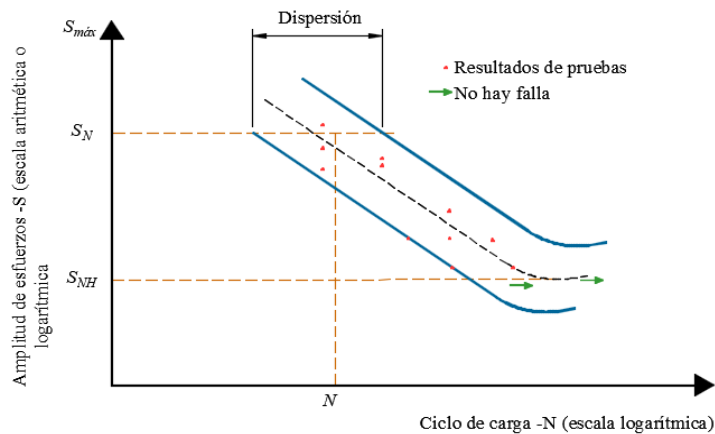


Figura C18.2.1.2.b - Ejemplo de curva S-N para la resistencia a fatiga

18.2.1.3 Dependiendo del tipo de detalle por revisar, existen ocho categorías con diferentes valores de la constante C_f y del umbral del intervalo de esfuerzos permisibles (máxima amplitud de esfuerzos para la que no se presenta la falla por fatiga), F_{TH} .

18.2.1.4 Las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g contienen los parámetros de diseño por fatiga correspondientes a las distintas categorías.

Comentario:

Las ocho categorías dependen directamente de la forma de la conexión y de los niveles de esfuerzo en los elementos. A partir de los parámetros mostrados en las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g, se pueden trazar las curvas para las ocho categorías, tal como se muestra en la fig. C18.2.1.2.b.

En el código europeo se dan valores de la amplitud de esfuerzo resistente para 2×10^6 ciclos de carga, con base en ensayos de fatiga sobre probetas a gran escala que incluyen los efectos geométricos y de imperfecciones estructurales debidas a la fabricación y montaje de la estructura. En esta norma se adopta el formato del AISC, utilizado también por el Canadian Institute of Steel Construction (CISC) para el cálculo de la amplitud de esfuerzo resistente equivalente. En este formato se da directamente el valor de la constante C_f que depende del tipo de detalle estudiado a fatiga. Para 2×10^6 ciclos de carga la constante C_f tiene un valor de:

$$C_f = \left(\frac{2F_c^m}{1000} \right) \tag{C18.2.1.4}$$

Donde F_c corresponde a la amplitud del esfuerzo medio resistente, mientras que, $m = 3$ para esfuerzo normal y $m=5$ para esfuerzo tangencial

Si se evalúa el valor C_f con los valores de la amplitud de esfuerzo resistente recomendado por las normas europeas para 2×10^6 ciclos de carga, se obtendrían los mismos valores que recomienda el AISC para los diferentes detalles. En las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g se establecen las diversas categorías a emplear para las ocho clasificaciones, cuyos esfuerzos permisibles y constante de la categoría se resumen en la tabla C18.2.1.4.

Tabla C18.2.1.4 - Resumen de esfuerzos permisibles para las categorías de detalle de una conexión.

Categoría	C_f	F_{TH} MPa (kg/cm ²)
A	25	165 (1,680)
B	12	110 (1,120)
B'	61	82 (840)
C	4.4	69 (700)
D	2.2	48 (490)
E	1.1	31 (315)
E'	0.39	18 (182)

18.2.1.5 Cuando se revisa algún detalle de elementos planos en tensión con soldadura de penetración parcial o filete que esté en la categoría C, la amplitud constante del esfuerzo resistente en el pie de la soldadura de la sección transversal del elemento plano se revisa con la ec. 18.2.1.1 multiplicada por el factor de reducción R_F el cual es igual que:

- a) En detalles de la categoría C, con inicio de la grieta en el pie de la soldadura, el esfuerzo permisible, F_{SR} , es mayor o igual que **69 MPa (700 kg/cm²)**, y R_F es igual que 1.0
- b) En detalles de la categoría C' con soldadura de penetración parcial (PJP) transversal, con o sin refuerzo, con inicio de la grieta en la raíz de la soldadura:

$$R_F = \left(\frac{1.12 - 1.01 \left(\frac{2a}{t_p} \right) + 1.24 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{1/6}} \right) \leq 1.0 \tag{18.2.1.5.a}$$

- c) En detalles de la categoría C'' con un par de soldaduras de filete transversal e inicio de la grieta en la raíz de la soldadura:

$$R_F = \left(\frac{0.103 + 1.24 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{1/6}} \right) \leq 1.0 \tag{18.2.1.5.b}$$

donde w es el tamaño nominal del filete de contorno o refuerzo, sea el caso, en la dirección del espesor de la placa en tensión (mm), $2a$ es longitud de la raíz no soldada en la dirección del espesor de la placa sometida a tensión (mm) y t_p es el espesor de la placa en tensión (mm)

18.2.1.6 Si R_F es igual que la unidad, se deberá considerar que está en la categoría C.

Comentario:

Las categorías C' y C'' son casos donde las grietas por fatiga comienzan en la raíz de la soldadura. Estos casos no tienen un umbral de fatiga y no pueden ser diseñados para un nivel de vida útil infinito, por lo que, es recomendable para un valor alto, por ejemplo, de 2×10^8 ciclos. De forma alternativa, si se incrementa la soldadura de forma que R_F resulte igual que la unidad, la sección se puede reclasificar como categoría C.

18.2.1.8 En el análisis de un elemento con amplitudes de esfuerzos no constantes, cada amplitud tiene un número de ciclos que contribuyen de manera acumulada a la falla por fatiga del elemento.

18.2.1.9 Conocido el número de ciclos para cada amplitud de esfuerzos a la que va a estar sometida la estructura (espectro de carga), se obtiene el valor del número de ciclos de amplitud constante de esfuerzos equivalentes para el diseño de la estructura, de acuerdo con la ec.:

$$n_{SR} = \sum N_i \alpha_i^3 \quad (18.2.1.9)$$

N_i número de ciclos para el porcentaje de la carga máxima i

α_i relación de la amplitud de esfuerzos i , respecto a la amplitud máxima (f_{sr}/f_{srmax})

18.2.2 Tornillos y uniones roscadas

18.2.2.1 En uniones formadas por tornillos sujetos a cargas cíclicas, los esfuerzos permisibles no deberán sobrepasar los obtenidos con la ec. 18.2.1.1.

18.2.2.2 Para conexiones mecánicas que trabajan a cortante este esfuerzo se calcula empleando los valores de C_f y F_{TH} de la sección 2 de la tabla 18.2.3.10.a.

18.2.2.3 Para tornillos de alta resistencia, tornillos comunes o anclas roscadas, el esfuerzo máximo a tensión debido a las fuerzas actuantes sobre el elemento se calculará con la ec. 18.2.1.1, empleando los valores de C_f y F_{TH} del caso 8.5 de la tabla 18.2.3.10.g, y el área neta a tensión calculada con la ec. 18.2.2.3.

$$A_t = \frac{\pi}{4} \left(d_b - \frac{0.9743}{n} \right) \quad (18.2.2.3)$$

d_b diámetro nominal del tornillo, perno o ancla, en mm

n número de cuerdas en el tornillo por mm

18.2.3 Fabricación especial y requisitos de montaje

18.2.3.1 Las placas longitudinales de respaldo que no serán retiradas posterior al montaje, deben ser continuas.

18.2.3.2 Si se requieren empalmar juntas largas los tramos de las barras longitudinales de respaldo se unen entre sí con soldadura a tope de penetración completa. La soldadura se alisa antes de ensamblar la conexión.

18.2.3.3 Cuando se permite que las barras longitudinales de respaldo permanezcan se ligan con soldaduras de filete continuas.

18.2.3.4 En conexiones transversales en tensión, se remueven las barras de respaldo y se limpia la raíz de la unión hasta descubrir material sano, y finalmente, se vuelve a soldar.

18.2.3.5 En soldaduras transversales de penetración completa en T y en esquina, las esquinas entrantes se refuerzan con soldadura de filete de tamaño no menor de 6 mm.

18.2.3.6 La rugosidad de las superficies de los bordes cortados térmicamente, sujetos a intervalos de esfuerzos cíclicos que incluyen tensión, no deberá de exceder de 25 μm .

18.2.3.7 Las esquinas entrantes en cortes y en agujeros para acceso de soldaduras tendrán un radio igual o mayor que 10 mm, y deberá hacerse por medio de agujeros de guía para las brocas (pretaladrando o mediante punzonamiento) o con corte térmico, para formar el radio de la esquina. En este último caso, la superficie cortada debe pulirse hasta obtener un metal brillante.

18.2.3.8 En soldaduras a tope transversales en regiones en tensión deben colocarse extensiones del metal base (*weld tabs*) que permitan terminar la soldadura en cascada fuera de la junta terminada.

18.2.3.9 No se deben usar barreras verticales.

18.2.3.10 Las placas de extensión deben removerse y el extremo de la soldadura se esmerila para que quede en el mismo plano del borde de la placa.

Tabla 18.2.3.10.a - Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA				
1.1. Metal base, excepto acero intemperizable sin protección, laminado o con superficie limpia. Bordes cortados con soplete, con una rugosidad de 25 μm o menor, y sin esquinas entrantes.	A	25	165 (1 680)	Lejos de toda soldadura o conexión.
1.2 Metal base, acero intemperizable sin protección, con superficie limpia. Bordes cortados con soplete, con una rugosidad de 2.5 μm o menor, sin esquinas entrantes.	B	12	110 (1 120)	Lejos de toda soldadura o conexión
1.3 Miembros con agujeros punzonados o escariados. Miembros con discontinuidades geométricas. Se excluyen agujeros de acceso para soldaduras. $R \geq 25$ mm, donde el radio R se realiza pretaladrando punzonando y por fresado del acero, o es cortado por medio de soplete sobre una superficie metálica inoxidable	C	4.4	69 (703)	En cualquier borde exterior o en el perímetro de un agujero.
$R \geq 10$ mm, donde el radio R no se lleva a cabo sobre una superficie metálica inoxidable	E'	0.39	18 (180)	

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 18.2.3.10.a - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral FTH MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA				
<p>1.4 Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldadura que cumplan los requisitos de 11.2.2 y 18.2.2. Miembros con agujeros taladrados o escariados que contienen tornillos para conectar diagonales de contraventeo ligeras, donde hay una pequeña componente longitudinal de la fuerza en la diagonal.</p> <p>$R \geq 25$ mm, donde el radio R se realiza pretaladrando punzonando y por fresado del acero, o es cortado por medio de soplete sobre una superficie metálica inoxidable</p> <p>$R \geq 10$ mm, donde el radio R no se lleva a cabo sobre una superficie metálica inoxidable</p>	C	4.4 0.39	69 (703)	En la esquina entrante de agujeros de acceso para soldaduras o en cualquier agujero pequeño (pueden contener tornillos para conexiones menores).
	E'		18 (180)	
<p>1.5 Miembros con huecos taladrados</p> <p>Agujeros para pernos pretensados</p> <p>Agujeros abiertos sin pernos</p>	C	4.4	69 (703)	En las zonas adyacentes al perímetro del agujero
	D	2.2	48 (490)	
SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE				
<p>2.1 Área total del metal base en juntas traslapadas conectadas con tornillos de alta resistencia en juntas que satisfacen todos los requisitos de conexiones de deslizamiento crítico.</p>	B	12	110 (1 120)	A través del área total cercana al agujero.
<p>2.2 Metal base en la sección neta de conexiones con tornillos de alta resistencia, diseñados al aplastamiento, pero fabricados e instalados cumpliendo todos los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico.</p>	B	12	110 (1 120)	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.
<p>2.3 Metal base en la sección neta de otras juntas conectadas mecánicamente, excepto barras de ojo y placas para pasadores.</p>	C	4.4	69 (703)	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.
<p>2.4 Metal base en la sección neta de las cabezas de barras de ojo y placas para pasadores.</p>	E	1.1	31	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.

Tabla 18.2.3.10.a - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Ejemplos ilustrativos típicos	
SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA	
1.1 y 1.2	
1.3	
1.4	
SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE	
2.1	
<p><i>Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas de deslizamiento crítico</i></p>	
Ejemplos ilustrativos típicos	
SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE	
2.2	
<p><i>Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas diseñadas por aplastamiento, que reúnen los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico</i></p>	
2.3	
<p><i>Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas con apriete ajustado u otros conectores mecánicos</i></p>	
2.4	

Tabla 18.2.3.10.b - Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS				
3.1 Metal base y metal de soldadura en miembros sin elementos unidos a ellos, formados por placas o perfiles conectados con soldaduras longitudinales de penetración completa, con la raíz preparada para colocar una soldadura por el lado opuesto (“ <i>back gouged</i> ”), o unidas con soldaduras de filete continuas.	B	12	110 (1 120)	La superficie o discontinuidades internas en la soldadura lejos de su extremo.
3.2 Metal base y metal de soldadura en miembros sin elementos unidos a ellos, formados por placas o perfiles conectados entre sí con soldaduras longitudinales de penetración completa sin remoción de las placas de respaldo, o unidos con soldadura continua de penetración parcial.	B'	6.1	83 (840)	La superficie o discontinuidades internas en la soldadura, incluyendo la que liga las barras de respaldo.
3.3 Metal base en los extremos del metal de soldadura en agujeros de acceso para soldaduras longitudinales en uniones entre elementos que forman parte de miembros compuestos. Agujero de acceso con $R \geq 25$ mm, donde el agujero se realiza pretaladrando punzonando y por fresado del acero, o es cortado por medio de soplete sobre una superficie metálica inoxidable Agujero de acceso con $R \geq 10$ mm, donde el agujero no se lleva a cabo sobre una superficie metálica inoxidable	D	2.2	48 (490)	desde la terminación de la soldadura hacia adentro del alma patín. desde la terminación de la soldadura hacia adentro del alma patín.
3.4 Metal base en extremos de segmentos longitudinales de soldadura de filete intermitentes.	E	1.1	31 (315)	En el material conectado, en los lugares de inicio y terminación de cualquier depósito de soldadura.
3.5 Metal base en los extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más angostas que el patín, con extremos cuadrados o trapezoidales, con o sin soldaduras transversales en los extremos, y cubreplacas, más anchas que el patín, con soldaduras transversales en los extremos. Grueso del patín ≤ 20 mm Grueso del patín > 20 mm	E	1.1	31 (315)	En el patín al pie de la soldadura en el extremo, en el patín en la terminación de soldaduras longitudinales o en el borde del patín con cubreplacas anchas.
	E'	0.39	18 (180)	

Tabla 18.2.3.10.b - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante Cf	Umbral FTH MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS				
3.6 Metal base en extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más anchas que el patín, con soldadura transversal en los extremos. <i>t_f ≤ 20 mm</i> <i>t_f > 20 mm</i>	D E'	2.2 0.39	48 (490) 18 (180)	En el patín en la parte final de la soldadura longitudinal o en el borde del de éste
3.7 Metal base en extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más anchas que el patín, sin soldadura transversal en los extremos <i>t_f ≤ 20 mm</i> <i>t_f > 20 mm no se permite</i>	E' -	0.39 -	18 (180) -	En el borde del patín en el extremo de la soldadura de la cubreplaca.
SECCIÓN 4 – CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURAS DE FILETE LONGITUDINALES				
4.1 Metal base en la unión de miembros cargados axialmente, con conexiones en los extremos soldadas longitudinalmente. La soldadura debe depositarse en los dos lados del miembro para balancear los esfuerzos en ella. <i>t ≤ 13 mm</i> <i>t > 13 mm</i>	E E'	1.1 0.39	31 (315) 18 (180)	El extremo de cualquier soldadura, con extensión en el metal base.
Ejemplos ilustrativos típicos				
SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS PARA MIEMBROS ARMADOS				
3.1				
3.2				
3.3				
3.4				

Tabla 18.2.3.10.b - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Ejemplos ilustrativos típicos	
SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS PARA MIEMBROS ARMADOS	
3.5	
3.6	
4.1	

Tabla 18.2.3.10.c - Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS				
5.1 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa en secciones transversales laminadas o soldadas con soldaduras esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, y con sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	12	110 (1120)	Discontinuidades internas en el metal de soldadura o a lo largo de la frontera de la fusión.
5.2 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en espesor o ancho hechas con una pendiente no mayor de 1 en 2.5, y con la sanidad de la soldadura establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	12	110 (1 120)	Discontinuidades internas en el metal de relleno o a lo largo de la frontera del límite de fusión, o en el inicio de la transición cuando $F_y \geq 620$ MPa (6 330 kg/cm ²).
$F_y < 620$ MPa (6 330 kg/cm ²)	B'	6.1	83 (840)	

Tabla 18.2.3.10.c - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS				
5.3 Metal base con F_y igual o mayor que 620 MPa (6 330 kg/cm ²) y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en ancho hechas con un radio no menor que 600 mm, con el punto de tangencia en el extremo de la soldadura, y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	12	110 (1 120)	Discontinuidades internas en el metal de relleno o a lo largo de la frontera de la zona de fusión.
5.4 Metal base y metal de soldadura en o adyacente al pie de soldaduras de penetración completa en uniones en T, en esquina o en empalmes, con o sin transiciones en grueso, con pendientes no mayores que 1 en 2.5, cuando no se quita el refuerzo de la soldadura, y su sanidad se establece por inspección radiográfica o ultrasónica.	C	4.4	69 (700)	Discontinuidades en la superficie, en el pie de la soldadura, que se extienden en el metal base o de soldadura.
5.5 Metal base y metal de soldadura en conexiones transversales de los extremos de elementos planos cargados en tensión, usando soldaduras de penetración parcial con filetes de refuerzo o contorno, en juntas en T o en esquina. F_{SR} es la menor de las variaciones de esfuerzos permisibles que corresponden a la iniciación de la grieta en el pie o en la raíz de la soldadura.				Discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura; se extiende en el metal base. Raíz de la soldadura sujeta a tensión; se extiende en la soldadura y a través de ella.
Inicio de la grieta en el pie de la soldadura	D	2.2	48 (490)	
Inicio de la grieta por fuera del pie de la y alejado al menos 13 mm del metal de aportación	E	1.1	31 (315)	
Ejemplos ilustrativos típicos				
5.1				
5.2				

Tabla 18.2.3.10.c - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Ejemplos ilustrativos típicos	
5.3	<p>(a) SPC - Terminada $F_y \geq 620 \text{ MPa (6,330 kg/cm}^2\text{)}$ Cat.B</p>
5.4	<p>(a) SPC (b) SPC (c) Inicio de grieta potencial debido a esfuerzos de tensión (d)</p>
5.5	<p>(a) SPC (b) SPC (c) Inicio de grieta potencial debido a esfuerzos de tensión (d) 2a t (e)</p>

Tabla 18.2.3.10.d - Parámetros para piso diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS				
5.6 Metal base y metal de relleno en conexiones transversales en los extremos de elementos planos en tensión, con un par de soldaduras de filete en lados opuestos de la placa. F_{SR} es el menor de los intervalos de esfuerzos permisibles correspondientes al agrietamiento en el pie o en la raíz de la soldadura.				Una discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura, que se propaga en el metal base.
Inicio de la grieta en el pie de la soldadura	C	4.4	69 (700)	La raíz de la soldadura sujeta a tensión. Se propaga en y a través de la soldadura.
Inicio de la grieta en la raíz de la soldadura	C''	Ver 18.2.1.1 para C''	N.A.	
5.7 Metal base de placas en tensión o de travesaños armados y en almas y patines de vigas laminadas, en el pie de soldaduras de filete transversal, adyacentes a atiesadores transversales soldados.	C	4.4	69 (700)	Discontinuidades geométricas en el pie del filete; se extienden en el metal base.

Tabla 18.2.3.10.d - Parámetros para piso diseño por fatiga (continuación)

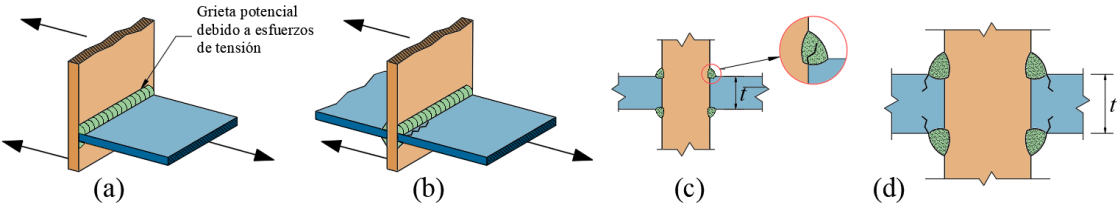
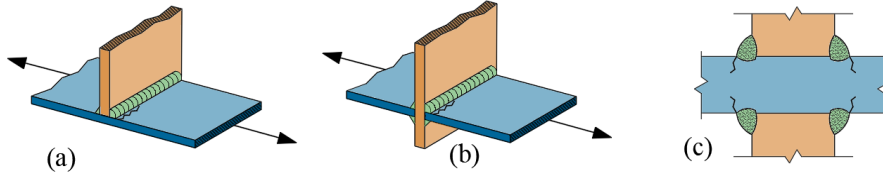
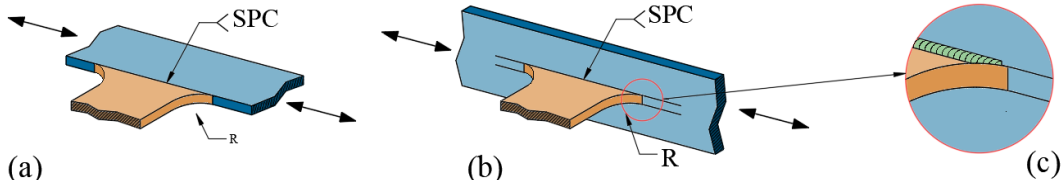
Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE				
<p>6.1 Metal base en detalles unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a fuerza longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.</p> <p>$R \geq 600$ mm</p> <p>$600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm</p> <p>$150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm</p> <p>$50 \text{ mm} > R$</p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>12</p> <p>4.4</p> <p>2.2</p> <p>1.1</p>	<p>110 (1120)</p> <p>69 (700)</p> <p>48 (490)</p> <p>31 (315)</p>	<p>Cerca del punto de tangencia del radio en el borde del miembro.</p>
Ejemplos ilustrativos típicos				
SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS				
<p>5.6</p>  <p>Grieta potencial debido a esfuerzos de tensión</p>				
<p>5.7</p> 				
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE				
<p>6.1</p>  <p>SPC</p> <p>R</p>				

Tabla 18.2.3.10.e - Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE				
<p>6.2 Metal base en detalles del mismo grueso unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a carga transversal, con o sin carga longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa, y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.</p> <p>Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura:</p> <p>$R \geq 600$ mm</p> <p>600 mm > $R \geq 150$ mm</p> <p>150 mm > $R \geq 50$ mm</p> <p>50 mm > R</p> <p>Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura:</p> <p>$R \geq 600$ mm</p> <p>600 mm > $R \geq 150$ mm</p> <p>150 mm > $R \geq 50$ mm</p> <p>50 mm > R</p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>C</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>12</p> <p>4.4</p> <p>2.2</p> <p>1.1</p> <p>4.4</p> <p>4.4</p> <p>2.2</p> <p>1.1</p>	<p>110 (1 120)</p> <p>69 (700)</p> <p>48 (490)</p> <p>31 (315)</p> <p>69 (700)</p> <p>69 (700)</p> <p>48 (490)</p> <p>31 (315)</p>	<p>Cerca de los puntos de tangencia del radio, en la soldadura o en el borde del material fundido, en el miembro o en la pieza unida.</p> <p>En el pie de la soldadura, a lo largo del borde del miembro o de la pieza unida.</p>
<p>6.3 Metal base en detalles de gruesos desiguales unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a carga transversal, con o sin carga longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, R, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.</p> <p>Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura:</p> <p>$R > 50$ mm</p> <p>$R \leq 50$ mm</p> <p>Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura:</p> <p>Cualquier radio</p>	<p>D</p> <p>E</p> <p>E</p>	<p>2.2</p> <p>1.1</p> <p>1.1</p>	<p>48 (490)</p> <p>31 (315)</p> <p>31 (315)</p>	<p>En el pie de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado.</p> <p>En la terminación de la soldadura en radios pequeños.</p> <p>En el pie de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado.</p>

Tabla 18.2.3.10.e - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

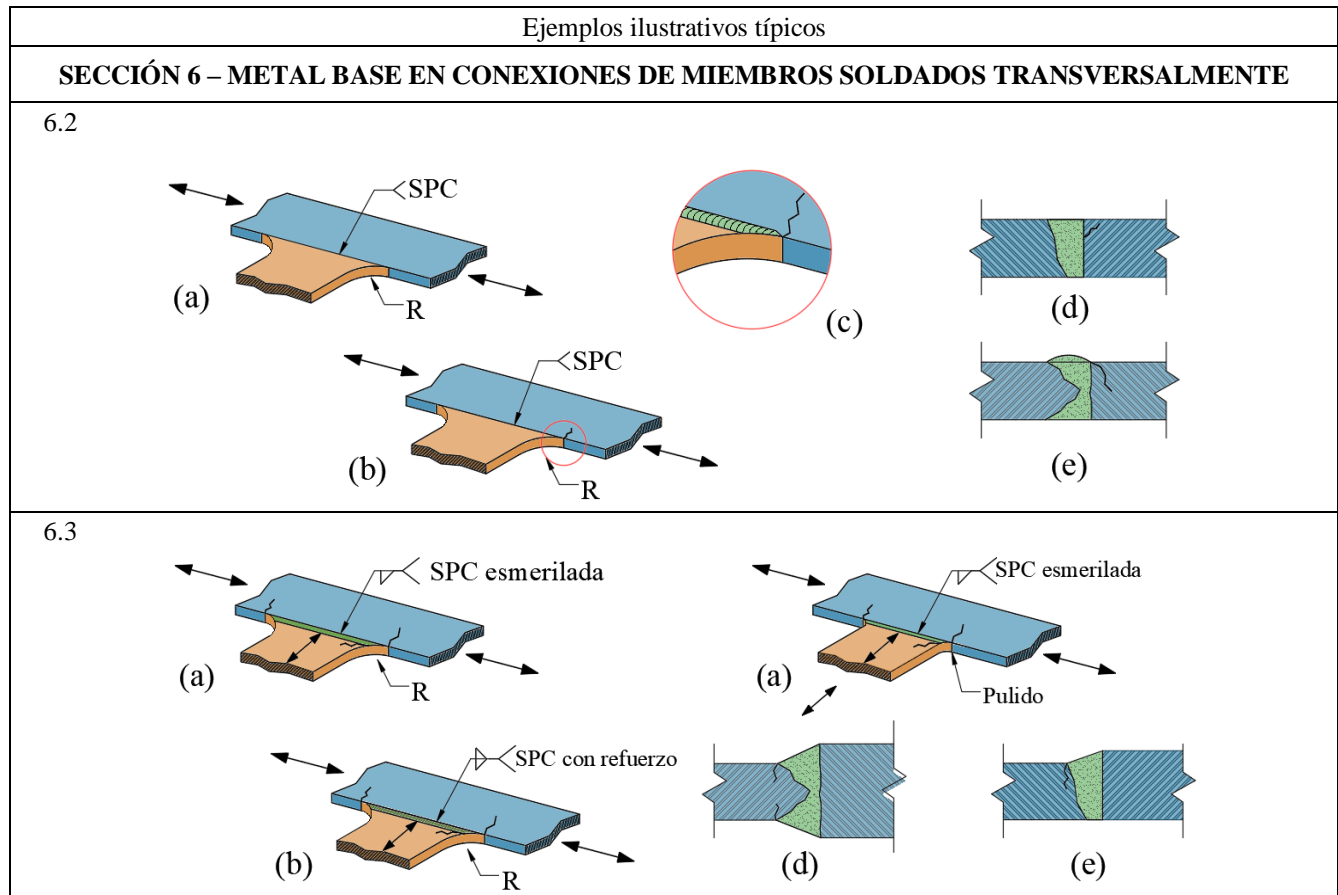


Tabla 18.2.3.10.f - Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE				
6.4 Metal base sujeto a esfuerzo longitudinal en miembros transversales, con o sin esfuerzo transversal, unidos con soldaduras de filete o de penetración parcial, paralela a la dirección del esfuerzo cuando el detalle incluye un radio de transición, R , con el acabado de la soldadura esmerilada lisa:				En el metal base en la terminación de la soldadura o en el pie de la soldadura; se extiende en el metal base.
$R > 50$ mm	D	2.2	48 (490)	
$R \leq 50$ mm	E	1.1	31 (315)	

Tabla 18.2.3.10.f - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 7 – METAL BASE EN ELEMENTOS LIGADOS CORTOS¹				
7.1 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles con soldaduras paralelas o transversales a la dirección del esfuerzo, cuando el detalle no incluye radio de transición, de longitud en la dirección del esfuerzo a y grueso b : $a < 50$ mm	C	4.4	69 (700)	En el metal base en la terminación de la soldadura o en el pie de la soldadura; se extiende dentro del metal base.
$50 \text{ mm} \leq a \leq$ menor de entre $12b$ o 100 mm	D	2.2	48 (490)	
$a > 100$ mm cuando $b > 20$ mm	E	1.1	31 (315)	
$a >$ menor de entre $12b$ o 100 mm, cuando $b \leq 20$ mm	E'	0.39	18 (180)	
7.2 Metal base sujeto a esfuerzo longitudinal en detalles unidos con soldaduras de filete o de penetración parcial, con o sin carga transversal en el detalle, cuando éste incluye un radio de transición, R , con el acabado de la soldadura esmerilada lisa: $R > 50$ mm	D	2.2	48 (490)	En el metal base, en la terminación de la soldadura. Se extiende dentro del metal base.
$R \leq 50$ mm	E	1.1	31 (315)	
¹ Los “elementos ligados” se definen como cualquier detalle de acero soldado a un miembro que, por su sola presencia, e independientemente de su carga, produce una discontinuidad en el flujo de esfuerzos en el miembro, por lo que reduce su resistencia a la fatiga.				

Ejemplos ilustrativos típicos

SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE

6.4

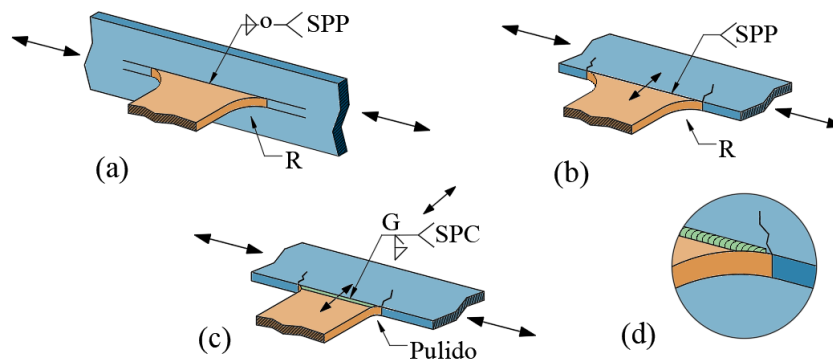


Tabla 18.2.3.10.f - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Ejemplos ilustrativos típicos	
SECCIÓN 7 – METAL BASE EN ELEMENTOS LIGADOS CORTOS	
7.1	
7.2	

Tabla 18.2.3.10.g - Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante C_f	Umbral F_{TH} MPa (kg/cm ²)	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 8 – CONEXIONES VARIAS				
8.1 Metal base en conectores de cortante unidos con soldadura de filete o automática.	C	4.4	69 (700)	El metal base, en el pie de la soldadura.
8.2 Cortante en la garganta de soldaduras de filete continuas o intermitentes, longitudinales o transversales.	F	EC 18.2.1.2	55 (560)	La raíz de la soldadura de filete; se extiende en la soldadura.
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura.	E	1.1	31 (315)	En el metal base, en el extremo de la soldadura. Se propaga en el metal base.
8.4 Cortante en soldaduras de tapón o de ranura.	F	EC 18.2.1.2	55 (560)	La soldadura en la superficie de falla; se propaga en la soldadura.
8.5 Tornillos de alta resistencia de apriete ajustado, tornillos comunes, barras de anclaje roscadas y barras para colgantes con rosca cortada, “grounded” o laminada. La amplitud de la variación del esfuerzo en el área de tensión debida a carga viva más acción de palanca se considerará cuando corresponda.	G	0.39	48 (490)	En la raíz de las roscas; se propaga en el sujetador.

Tabla 18.2.3.10.g - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Ejemplos ilustrativos típicos	
SECCIÓN 8 – CONEXIONES VARIAS	
8.1	
8.2	
8.3	
8.4	
8.5	

18.3 Grúas viajeras

18.3.1 Número de ciclos para el diseño de la estructura de soporte

18.3.1.1 Las disposiciones de esta sección se definen para determinar las fuerzas y esfuerzos de diseño actuantes en los elementos que conforman a una trabe carril. Para el diseño de las secciones se deberán seguir los criterios descritos en la presente Norma, considerando las condiciones de flexión, flexocompresión, cortante, etc., y posteriormente, verificar la condición de fatiga.

18.3.1.2 En la tabla 18.3.1.2 se presenta el número estimado de ciclos de diseño para una amplitud uniforme de carga completa a la que va a estar sometida la estructura de soporte, determinado por medio de un análisis de ciclos de servicio de la grúa.

Tabla 18.3.1.2 - Número de ciclos recomendados para el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras

Clasificación del servicio de la estructura	Número de ciclos de carga completa recomendados, N	Servicio de la grúa
A	20 000	Mantenimiento
B	40 000	Ligero
C	100 000	Mediano
D	400 000	Pesado
E	1 000 000	Cíclico
F	> 2 000 000	Continuo

Comentario:

De acuerdo con los manuales 70 y 74 de la Asociación Norteamericana de Fabricantes de Grúas (CMAA), la clasificación de la estructura se puede hacer en 6 niveles acorde con las demandas, mientras que, el número de ciclos recomendado es acorde con la guía "Guide for the Design of crane-supporting Steel Structures, 2017" del Instituto Canadiense para la Construcción en Acero (CISC).

Se cuenta con criterios para clasificar las grúas viajeras, de acuerdo con, la magnitud y frecuencia de la carga en relación con su capacidad. Estos criterios son estimados, por lo que, los ciclos de carga para un equipo específico deben ser proporcionados por el fabricante del equipo y el operador de la grúa.

La clasificación del servicio de las grúas se define de la forma siguiente:

CLASE A. Este tipo de servicio incluye las grúas utilizadas en instalaciones tales como: plantas generadoras, cuarto de turbinas, cuarto de motores y estación de transformadores, donde es necesario manejar cargas de mucho valor y con mucha precisión a muy bajas velocidades, en donde existen tiempos muertos muy largos entre cada operación. En estas grúas se puede emplear la capacidad máxima de carga durante la fase de instalación de la maquinaria o bien para fines de mantenimiento con periodos largos poco frecuentes. Aunque, el número de operaciones por hora no es frecuente, las grúas para ese tipo de servicios deben ser confiables a modo de contar con ellas en el momento que sea necesario. El peso de las cargas por operación puede variar desde cero (en vacío) hasta la capacidad total con una frecuencia de unos cuantos usos por día o por mes.

CLASE B. Este tipo de servicio incluye las grúas utilizadas en instalaciones tales como: talleres de reparaciones de armados ligeros, servicio en almacenes de baja capacidad, talleres mecánicos o líneas de procesos con bajo nivel de producción y en todas aquellas instalaciones donde las necesidades de servicio son ligeras y las velocidades de operación bajas. El peso de las cargas por operación puede variar desde cero (en vacío) hasta la capacidad total con un promedio de dos a cinco operaciones por hora con cargas cuyo peso corresponda a un valor promedio del 50 por ciento de la carga de la capacidad total y una altura de levantamiento promedio de cinco metros. El número de operaciones por hora con cargas cuyo valor sea igual que de la capacidad de la grúa no debe ser mayor que el 50 por ciento del número especificado.

CLASE C. Este tipo de servicio incluye las grúas utilizadas en instalaciones tales como: talleres de maquinado, líneas de proceso con nivel medio de producción, cuarto para maquinaria de molinos de papel y en todas aquellas instalaciones en donde las necesidades de servicio son moderadas. En este tipo de servicio, la grúa puede hacer de 5 a 10 operaciones por hora manejando cargas con un valor promedio del 50 por ciento del rango de la capacidad total y para una altura de levantamiento promedio de cinco metros. El número de operaciones por hora con cargas cuyo valor sea igual que la capacidad de la grúa no debe ser mayor que el 50 por ciento del número de operaciones especificadas.

CLASE D. Este tipo de servicio incluye grúas, normalmente operadas desde cabina, utilizadas en instalaciones tales como: talleres pesados de maquinado, fundiciones, plantas de fabricación, almacenes para aceros, aserraderos, y para operaciones normales con electroimán o almeja, en donde las necesidades de servicio para la producción son pesadas; pero en las cuales no existe un ciclo de operación específico. En este tipo de servicio la grúa puede ser operada durante el ciclo de trabajo con cargas con un valor aproximado al 50 por ciento de la capacidad de la grúa. El número de operaciones por hora permitido es de 10 a 20 con un promedio de cinco metros de altura y con una carga cuyo valor sea en promedio igual que el 50 por ciento del valor de la capacidad total. El número de operaciones por hora con cargas cuyo valor sea igual que la capacidad de la grúa no debe ser mayor que el 65 por ciento del número de operaciones especificadas.

CLASE E. Este tipo de servicio incluye grúas con capacidad de operar continuamente, cargas con un valor igual al de plena capacidad de la grúa, a muy altas velocidades y con un ciclo de operación severo, repetidamente durante el periodo de trabajo establecido por día, en un ciclo predeterminado. Las aplicaciones de este tipo de grúas incluyen servicio con electroimán, con almeja, combinación de electroimán y almeja, servicios en patios de chatarra, molinos de aserraderos, plantas fertilizantes y ciertas áreas de plantas siderúrgicas, con un rango de 20 o más operaciones por hora, todos ellos con cargas cuyo valor sea igual que la capacidad de la grúa. En este tipo de servicio debe especificarse siempre el ciclo de operación completo.

CLASE F. Las grúas incluidas dentro de este tipo de servicio se aplican normalmente en plantas siderúrgicas o similares, en donde además de tener un ciclo de operación excesivamente severo, trabajan en forma continua durante todo el año, excepto los períodos de mantenimiento, con una carga cuyo valor es igual que la capacidad de la grúa.

18.3.1.3 Por otra parte, para garantizar la estabilidad del marco de soporte de la grúa o trabe carril, se deberá verificar que los elementos cumplan con los desplazamientos verticales y laterales máximos permisibles, definidos en la tabla 18.3.1.3.

Tabla 18.3.1.3 - Desplazamientos máximos permisibles en traveses carril y marcos que soportan grúas

	Elemento	Carga	Desplazamiento máximo
Desplazamientos verticales	Trabe Carril Grúa colgada o monorraíl Clase A, B, ó C Clase D Clase E y F	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	L/600 L/800 L/1000
	Grúa de Puente ^[1] Cualquier clase	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	L/450
Desplazamientos laterales	Viga de la trabe Carril	Fuerza lateral de la grúa	L/400
	Marco de soporte Grúa operada desde una cabina Polipastos de cadena Grúas clase A, B, ó C Grúas clase D, E y F	Fuerza lateral de la grúa en operación o frenado, viento o sismo	≤ 50 mm H/100 H/240 H/400

^[1] El diseño de la trabe puente deberá verificarse por el fabricante

L se toma como la distancia entre los apoyos de la trabe

H se mide desde el piso hasta el borde superior de la trabe carril

Comentario:

En el caso de las traveses carril, a diferencia de las grúas operadas desde cabina, para el cálculo de los desplazamientos laterales permitidos se toma como parámetro de referencia la longitud del claro en lugar de la altura, debido a que por lo regular en los tramos intermedios no se forman marcos.

Estos valores límite se tomaron de los manuales 70 y 74 de la Asociación norteamericana de fabricantes de grúas (CMAA) que coinciden con las NTC-Criterios (2004).

18.3.2 Cargas de diseño

18.3.2.1 Cargas verticales de diseño

18.3.2.1.1 La magnitud de la carga actuante deberá ser igual que la capacidad de carga máxima de la grúa más su peso propio distribuida entre el número de ruedas o ejes que circulen sobre las traveses carril.

18.3.2.1.2 Para efectos del diseño se deberán obtener los elementos mecánicos envolventes o las líneas de influencia provenientes del análisis ubicando las cargas en por lo menos tres posiciones de su recorrido donde se produzcan las mayores demandas de carga.

Comentario:

Para la determinación de las cargas por rueda o por eje se deben consultar los manuales de los proveedores de las grúas o en su defecto consultar guías especializadas. La importancia del uso de líneas de influencia para determinar las cargas de diseño radica en tener suficientes herramientas para diseñar los puntos de soporte (ménsulas, columnas, etc.) y revisar adecuadamente bajo las condiciones más críticas.

Es necesario ubicar las cargas en por lo menos tres posiciones donde ocurren las mayores demandas de flexión y cortante, para el caso de flexión este se obtiene al colocar la carga al centro del claro libre, en el caso de cortante estos se obtienen al colocar las cargas cercanas a los apoyos. En el análisis de líneas de influencia se deben considerar también las cargas laterales debidas al frenado, operación, etc.

18.3.2.2 Cargas dinámicas

18.3.2.2.1 En el diseño de naves industriales con grúas viajeras se deben considerar las acciones sobre la estructura de soporte debidas a efectos dinámicos producidos por las grúas. Entre ellas están las debidas a impacto, empuje lateral y frenado. Las fuerzas de estas acciones pueden determinarse como un porcentaje de la carga de diseño, definidas en la tabla 18.3.2.2.1.

Tabla 18.3.2.2.1 - Cargas, como porcentajes de la carga máxima, que deben considerarse en el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras

Tipo de grúa viajera	Carga vertical (incluye impacto)	Carga lateral total (en cualquiera de los dos sentidos) la mayor de:			Fuerza de frenado ^[g]
		Carga máxima por rueda ^[a]	Carga levantada ^[b]	Carga total levantada ^[b] más carro de traslación	Carga total levantada ^[b] más peso propio de la grúa
1. Operada por cabina o radio control	125	40 ^[c]	20	10 ^[c]	20
2. Grúa de electroimán o de cuchara bivalva ^[d]	125	100	20	10	20
3. Grúa de brazo guía o con estibador	125	200	40 ^[e]	15	20
4. Grúa de mantenimiento	120	30 ^[c]	20	10 ^[c]	20
5. Grúa de control colgante	110	—	20	10	20
6. Grúa de cadena ^[f]	105	—	10	—	10
7. Mono puente	115	—	10	—	10

^[a] Ocurre con el carro de rodadura sobre uno de los extremos del puente.

^[b] La carga levantada corresponde a la carga máxima que puede levantar la grúa, a menos que se indique otra cosa. No incluye a la columna, corredera, u otro dispositivo de manipulación del material que sirva de guía en la dirección vertical durante el izaje.

^[c] Grúas viajeras en plantas siderúrgicas

^[d] Servicios severos, como depósitos de chatarra; no incluye levantamiento de productos como bobina y placas en operaciones de almacenamiento.

^[e] Carga levantada incluyendo brazo rígido.

^[f] Debido a la naturaleza lenta de la operación, las fuerzas dinámicas son menores que para una grúa de control colgante.

^[g] Si el número de ruedas de tracción es desconocido, considerar como fuerza de frenado el 10 por ciento de la carga total sobre todas las ruedas.

Comentario:

Para considerar los efectos de las cargas dinámicas del paso de las grúas, se debe estimar la carga de diseño y sus efectos dinámicos, los cuales podrían tomarse como un porcentaje de dicha carga con una magnitud (según el caso) igual que las mostradas en la tabla 18.3.2.2.3. Estos valores son una conjunción de los parámetros indicados en los manuales 70 y 74 de la Asociación Norteamericana de Fabricantes de Grúas (CMAA), la guía "Guide for the Design of crane-supporting Steel structures, 2017" del Instituto Canadiense para la Construcción en Acero (CISC) y la guía "Guide for the Design and Construction of Mill Buildings" de la Asociación de Ingenieros del Hierro y el Acero (AISE).

La carga de diseño se obtiene por medio de un análisis de envolventes o en su caso de líneas de influencia de los diagramas de momento y cortante asociados a considerar las cargas en diferentes posiciones del claro de los elementos que trabajan a flexión, de manera que, se diseñe con las magnitudes donde la posición de la carga sea más crítica.

Una vez definida la carga de diseño, se identificarían los efectos dinámicos que aplican para el caso en análisis y se definirían los porcentajes correspondientes de la tabla 18.3.2.2.1, los cuales incrementarían a la carga original de diseño.

Dado que es posible que existan varias condiciones dinámicas para una misma grúa, aunque no necesariamente actuando al mismo tiempo, sería necesario definir una serie de combinaciones y encontrar la más desfavorable para el diseño. De ese modo, si se tiene el caso en donde se quiere considerar la fuerza de frenado en conjunto con tres niveles de carga, se generaría una combinación independiente para cada nivel.

19. EDIFICIOS INDUSTRIALES

Comentario:

Los edificios de un piso se utilizan con fines industriales, bodegas y almacenes: también es común su empleo en tiendas de autoservicio, gimnasios y, en general, en todos los casos en que se requieren espacios cubiertos de grandes dimensiones, con el menor número posible de columnas intermedias. En las secciones que siguen se tratan los edificios industriales, pero mucho de lo que se especifica es también aplicable a las otras estructuras de un piso.

Este capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 19.1 Edificios industriales
- 19.2 Acciones
- 19.3 Estructuración y configuraciones
- 19.4 Diseño de las armaduras
- 19.5 Diseño de las columnas
- 19.6 Diseño por sismo
- 19.7 Análisis
- 19.8 Naves a base de muros Tilt-Up.

Comentario:

Se trata de edificios cuya configuración geométrica, por su uso y operación, tienen claros de más de 20 metros y la cubierta, que suele ser ligera (por ejemplo, lámina), tiene alturas superiores a 6 metros. Estos se pueden clasificar en dos tipos: ligeros y pesados.

a) Edificios ligeros: destinados fundamentalmente a almacenamiento (bodegas) de productos que se mueven con equipos ligeros (montacargas, diablos, etc.) y cuya carga se aplica directamente al piso que suele estar formado por un firme. La carga es del orden de 5 t/m². También se incluyen en esta categoría los edificios destinados a comercios, tiendas de autoservicio, mercados y similares, con cubierta y paredes ligeras.

b) Edificios pesados: para usos industriales que requieren grúas conectadas a la estructura del edificio, destinadas al manejo de mercancía y material propios de la función con pesos de varias toneladas. Dentro de esta clasificación se tienen los edificios para la industria siderúrgica, minera, petrolera, etc.

También se tratan naves industriales con fachadas de muros de concreto fabricados in-situ, en una plancha de colado o firme, que posteriormente son izados, y a los que se les suele denominar "Tilt-Up".

19.1 Edificios industriales

19.1.1 En algunos casos, su función se limita a crear espacios cubiertos adecuados para desarrollar determinadas actividades; en otros, forman parte del proceso industrial que se efectúa en su interior y en construcciones anexas. Cuando es así, suelen estar provistos de grúas viajeras, soportadas por la estructura, las cuales modifican el diseño.

Comentario:

Se utiliza el término nave industrial, o solamente nave, para referirse a los edificios industriales de un solo piso que corresponden a este capítulo.

19.2 Acciones

19.2.1 Se consideran las acciones definidas en la NTC-Criterios más las correspondientes a las grúas viajeras, equipos especiales y las producidas por su operación, según sea el caso.

19.2.2 Las acciones por considerar son:

- a) Peso propio
- b) Cargas vivas (personal, mercancía, maquinaria, montacargas, estantes, etc.)
- c) Sismo
- d) Viento
- e) Granizo
- f) Empujes de suelo
- g) Efectos generados por maquinaria y grúas viajeras
- h) Impacto, frenado, cabeceo y acciones dinámicas en general

- i) Cambios de temperatura
- j) Asentamientos diferenciales
- k) Fatiga
- l) Etc.

19.2.3 Algunas acciones pueden ser más críticas en las naves industriales, respecto a las construcciones convencionales, como son:

- a) **Granizo.** Debido a que el peso propio de la cubierta suele tener un valor pequeño, el granizo constituye una parte muy importante de la carga total. Esto es relativamente más crítico en cubiertas con pendientes reducidas, o con valles en los que puede acumularse el granizo (dientes de sierra, por ejemplo)
- b) **Viento.** Además de presiones, el viento produce succiones en las cubiertas; si éstas son ligeras, la carga neta resulta hacia arriba, lo que puede ocasionar acciones en la cubierta (láminas, largueros, etc.) y en la estructura principal en dirección contraria a las acciones gravitacionales. Si está formada por armaduras, las acciones en las cuerdas, diagonales y montantes pueden cambiar de signo. También es importante tomar en cuenta los efectos locales en elementos de las fachadas y de las cubiertas, así como, los efectos locales en elementos particulares como en los anclajes (pijas) de sujeción de la lámina
- c) **Acciones generadas por maquinaria y grúas viajeras.** Además de su peso, producen acciones dinámicas como impacto, frenado y cabeceo. El fabricante del equipo proporciona los valores de diseño de estas acciones
- d) **Fatiga.** Puede presentarse principalmente en las traves carril por las que circulan las grúas viajeras y en los elementos de la estructura que las soportan. La revisión de esta acción es relativamente más crítica cuando las grúas forman parte del proceso industrial pues funcionan de manera continua y producen un número muy elevado de ciclos de carga y descarga en poco tiempo. También hay tipos de maquinaria que pueden propiciar fatiga
- e) **Temperatura.** Puede presentarse en estructuras con grandes longitudes, por ejemplo 100 m o más. Para tomar en cuenta estos efectos se hará un análisis a partir del gradiente máximo de temperatura incluyendo todos los elementos que formen a la estructura y que sean susceptibles a este efecto
- f) **Estancamiento de agua (*ponding*).** Cuando la pendiente de la cubierta es menor al 2 por ciento es necesario considerar la acumulación de agua en los extremos de la cubierta cuyas especificaciones están en la NTC-Criterios.

19.2.4 Es necesario verificar los efectos de temperatura que serán función de:

- a) Gradiente térmico
- b) Longitud y ancho de la nave.

Comentario:

Para el diseño del edificio industrial se deben tomar en cuenta todas las acciones a las cuales estaría sometido durante su vida útil, las cuales se definen como permanentes, variables y accidentales. Ejemplos de cada categoría se muestran en la tabla C19.2.4.

Tabla C19.2.4 - Categorías de acciones de diseño.

Acciones permanentes	Acciones variables	Acciones accidentales
<ul style="list-style-type: none"> - Peso propio - Acabados - Sistemas de piso - Lámina y aislante (colchoneta) - Instalaciones - Empujes estáticos del suelo 	<ul style="list-style-type: none"> - Cargas vivas (personal, mercancía, maquinaria, montacargas, estantes, etc.) - Efectos por cambio de temperatura - Asentamientos diferenciales - Acciones generadas por maquinaria y grúas viajeras - Impacto, frenado, cabeceo y acciones dinámicas en general 	<ul style="list-style-type: none"> - Sismo - Viento - Granizo - Incendios - Estancamiento de agua

Las magnitudes de las cargas vivas, así como las acciones de sismo, viento y granizo, se deberían definir de acuerdo con la NTC correspondiente. En lo que respecta a las cargas de granizo, sismo y viento se emiten los siguientes comentarios:

Granizo: Puede ser, en algunos casos, una condición de diseño y se considera como una acción accidental que sustituye a la carga viva, por lo que, no es aditiva a esta. Tampoco se debe de sumar a otras acciones accidentales como son viento y sismo.

Viento: Dada la velocidad regional de la Ciudad de México, la acción del viento no suele regir el diseño de los elementos principales (dependerá de la geometría de la nave, de su ubicación, etc.), pero puede ser una condición

importante en los bordes de la cubierta y en elementos particulares expuestos, recubrimientos de fachada o bien para anclajes como los de los canalones y de la lámina de cubierta por citar dos ejemplos.

Sismo: Aunque el peso sea ligero, para ciertas zonas de la Ciudad de México el diseño de naves industriales puede quedar regido por sismo cuyas acciones dependen de la geometría y del área de la nave, de la pendiente de la cubierta debido a que la carga viva es función de esta pendiente, entre otros. Dichas acciones se determinan de acuerdo con la NTC-Sismo empleando el programa SASID con la ubicación del predio y a partir de la estructuración, definiendo los factores de comportamiento sísmico (Q), el de irregularidad y el de sobre-resistencia, que depende del factor básico de sobre-resistencia R_o y del factor k_1 que es el factor de corrección por hiperestaticidad.

Temperatura: Es conveniente para el análisis por temperatura consultar los resultados de las variaciones de temperatura de por lo menos el último año en una estación meteorológica cercana a la ubicación del edificio y obtener el gradiente máximo de la temperatura registrada, entendiendo como gradiente a la diferencia de temperatura máxima respecto a la mínima en un día. En este análisis no se deben incluir los elementos de la cimentación.

19.2.1 Combinaciones de acciones

19.2.1.1 Se consideran las combinaciones de carga incluidas en la NTC-Criterios que sean aplicables. Además, cuando el edificio esté provisto de grúas viajeras se deberán añadir combinaciones adicionales en las que se incluyen sus efectos.

19.3 Estructuración y configuraciones.

- a) La mayoría de las estructuras que se tratan en este capítulo son de planta rectangular, de longitud varias veces mayor que el ancho
- b) En los ejes longitudinales es posible, casi siempre, colocar elementos estructurales para aumentar la rigidez lateral, lo que no sucede en la dirección transversal, pues el claro que se elige es el mínimo requerido para el funcionamiento de la fábrica, almacén, u otro tipo de instalación
- c) También es frecuente que se coloquen una o varias hileras longitudinales de columnas en el interior de la nave, que, en general, deben estar libres en toda la altura
- d) La configuración de la nave será función del área por cubrir y de los claros
- e) Las naves pueden estar formadas por una sola cumbrera, por varias o bien por un arreglo tipo diente de sierra
- f) Por lo que respecta a la estructura ésta puede estar constituida por armaduras, vigas o traveses de sección constante o variable. De esta forma se pueden tener, entre otras, las siguientes configuraciones:
 - 1) Marco rígido de sección constante de un solo claro o múltiples
 - 2) Marco rígido de sección variable de un solo claro o múltiples
 - 3) Marco con armaduras de peralte variable de un solo claro o múltiples
 - 4) Marco con armaduras de peralte constante de un solo claro o múltiples.
- g) Con respecto a la estructuración en la dirección longitudinal es necesario proporcionar a los marcos elementos estructurales de tal forma que se garantice una adecuada transmisión de las distintas fuerzas a la cimentación lo que se puede lograr por medio de marcos rígidos, o bien, colocando contraventeos que resistan compresión y/o tensión, con elementos horizontales que resistan las compresiones, permitiendo la transmisión de las fuerzas laterales, como lo son las generadas por viento o por sismo, a la cimentación.

Comentario:

La configuración de la nave es función del área por cubrir y de los claros. Las naves pueden estar formadas por una sola o varias cumbreras o por un arreglo tipo diente de sierra. En lo que respecta a la estructura, esta puede estar constituida por armaduras o vigas de sección constante o variable. De esta forma se pueden tener, por ejemplo, las siguientes configuraciones:

- a) Marco rígido de sección constante o variable, de un solo claro o múltiples*
- b) Marco con armaduras de peralte constante o variable, de un solo claro o múltiples*

Con relación al diafragma del techo y considerando el bajo o nulo aporte de la lámina, es necesario definir un sistema estructural que pueda transportar las fuerzas horizontales a los marcos longitudinales, lo que se puede lograr con contraventeos. En caso de que la nave sea muy ancha es posible colocar diagonales en los marcos transversales interiores a una altura que no impida el funcionamiento del inmueble de tal forma de rigidizar el sistema, un ejemplo de ello se muestra en fig. C19.3.7.

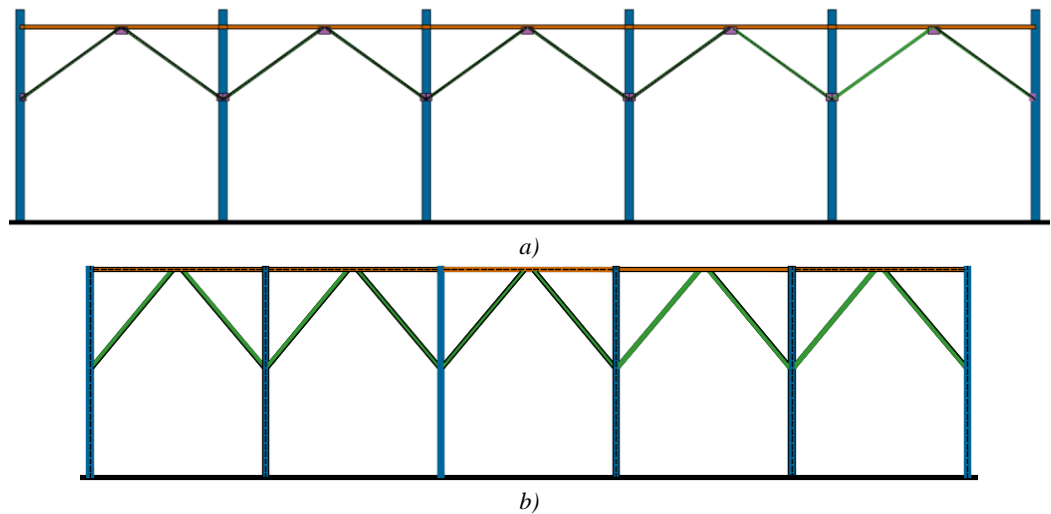


Figura C19.3.7 - Contraventeo parcial en "V" invertida en marcos interiores

En cuanto a la relación de esbeltez KL/r de miembros en compresión no debe ser mayor que 200. Para miembros en tensión la relación L/r puede tener cualquier valor, pero conviene que no sea mayor que 240 en miembros principales, ni de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios, esto particularmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones. Si el miembro en tensión es una varilla, no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensarlo para evitar vibraciones, deformaciones o desplazamientos excesivos.

19.3.1 Dirección transversal

19.3.1.1 En esta dirección se utilizan estructuras de diversos tipos, entre ellas:

- Armaduras o vigas libremente apoyadas sobre columnas en voladizo, articuladas en la base cuya estabilidad se proporciona a base de contraventeos

Comentario:

Este sistema isostático, puede ser adecuado en construcciones sobre terreno de muy baja capacidad de carga, para evitar o reducir los efectos de hundimientos diferenciales de las cimentaciones. La estabilidad se proporciona por medio de contraventeos colocados en las dos direcciones principales de la estructura.

- Armaduras o vigas libremente apoyadas sobre columnas en voladizo, empotradas en la base
- Marcos rígidos, con cabezal de armadura
- Marcos rígidos formados por perfiles I laminados o compuestos por tres placas, de peralte constante o variable.

19.3.1.2 En cualquiera de los casos anteriores el cabezal puede tener pendientes en una o en dos direcciones.

19.3.1.3 También se construyen estructuras con varios marcos continuos con valles interiores o a "dos aguas".

19.3.1.4 Excepto en el primer caso, los sistemas transversales son estables en su plano y pueden resistir las fuerzas perpendiculares a la dirección longitudinal del edificio, producidas por viento o sismo, pero requieren contraventeo lateral.

Comentario:

Es necesario garantizar la correcta transmisión de las fuerzas a la cimentación principalmente lo que concierne a fuerzas de viento y sismo. Esto se puede lograr por medio de marcos rígidos, o bien, colocando elementos de contraventeos que trabajen en tensión, con elementos horizontales, denominados puntales de compresión, que resistan las compresiones para transmitir las fuerzas horizontales de viento o sismo a la cimentación. También se pueden utilizar contraventeos robustos que trabajen a compresión y tensión. En la fig. C19.3.1.4.a, se muestra el esquema de fuerzas ante acciones horizontales (viento o sismo), actuando perpendicular a los marcos principales.

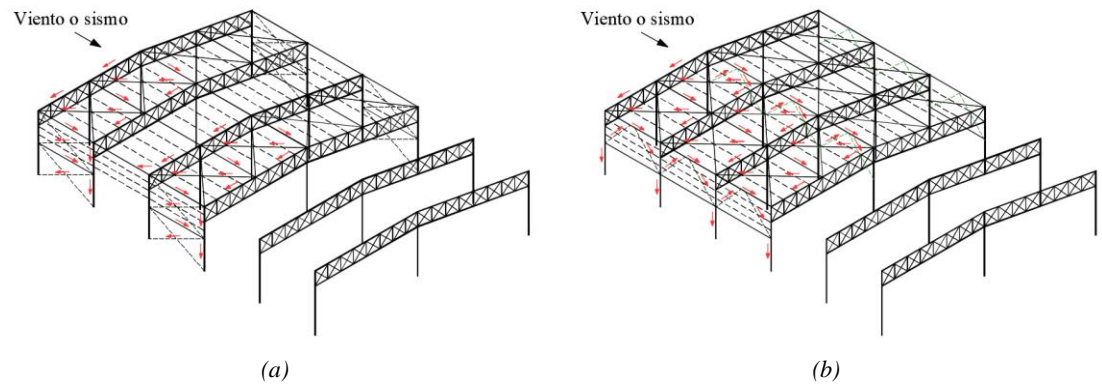
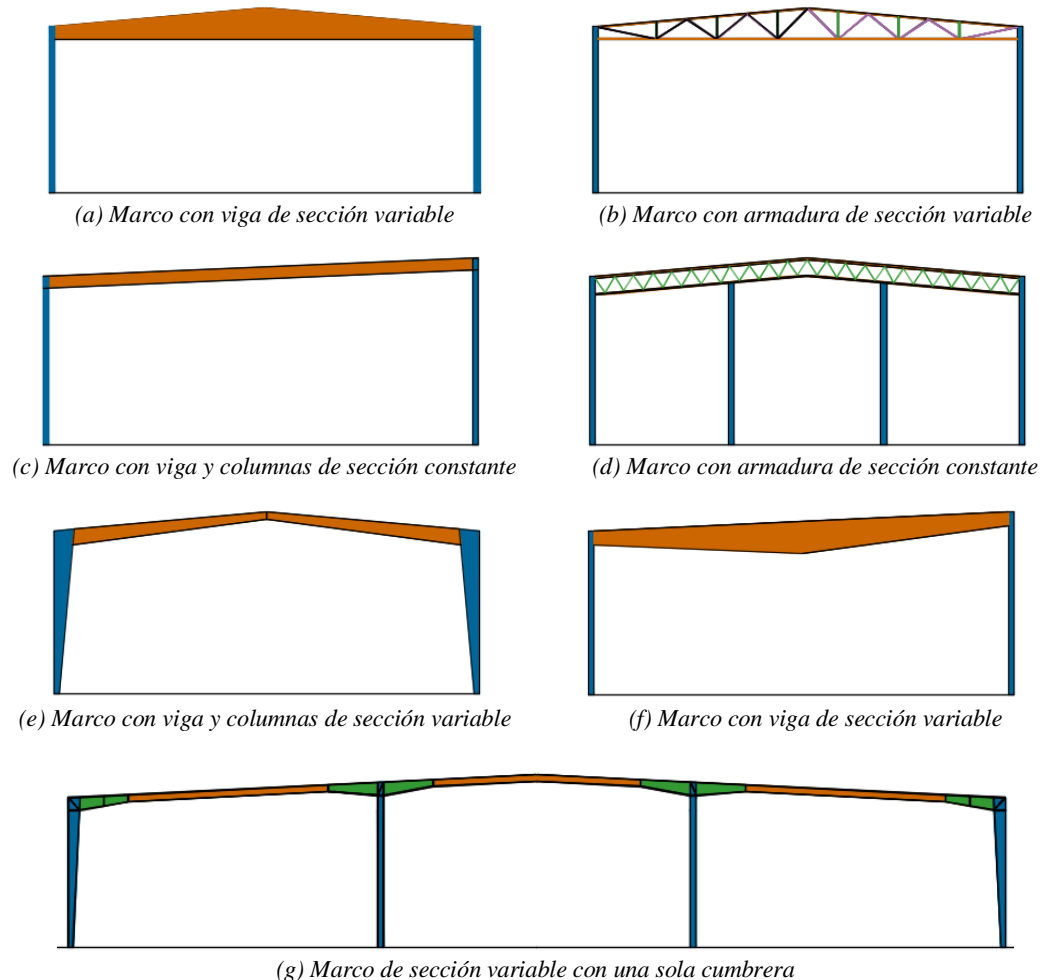
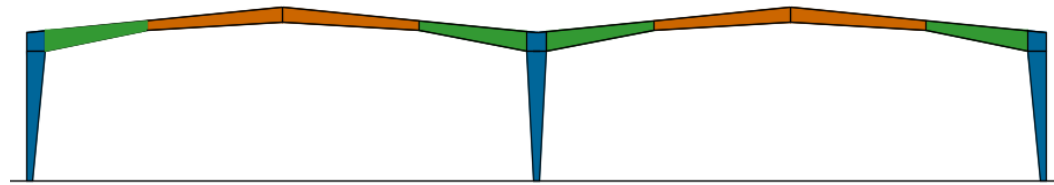


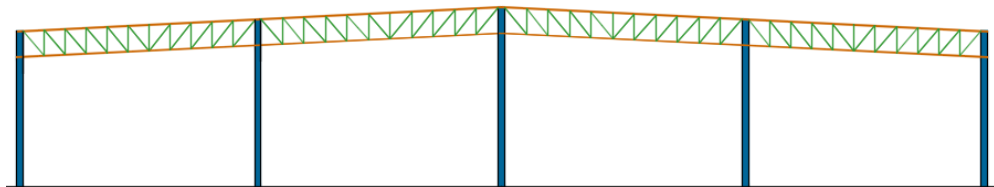
Figura C19.3.1.4.a - Distribución de fuerzas ante acciones horizontales perpendiculares a los marcos principales de una nave industrial con (a) contraventeos en diagonal y (b) contraventeos en "V" invertida.

En la fig. C19.3.1.4.b, se muestran posibles configuraciones de sistemas estructurales empleados para marcos transversales de naves industriales y configuraciones de cubreras para la sección transversal de la nave. Una configuración adecuada corresponde a la pendiente simple o doble (dos aguas) debido a que facilita la salida del agua al tener los desagües en los extremos, lo que evita la existencia de canalones y desagües internos que puede ocasionar acumulación de agua o granizo generando posiblemente filtraciones de agua al interior de la nave o incluso una falla local de la cubierta. La configuración en "diente de sierra" (fig. C19.3.1.4.b (k)) en la actualidad se usa muy poco dado que tenían como objetivo el proporcionar luminosidad al interior lo que ha sido resuelto por láminas acrílicas translúcidas. Este sistema tiene la problemática de acumulación de agua y granizo en los valles.

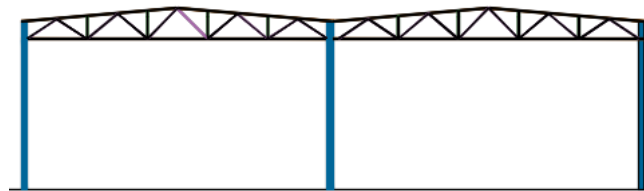




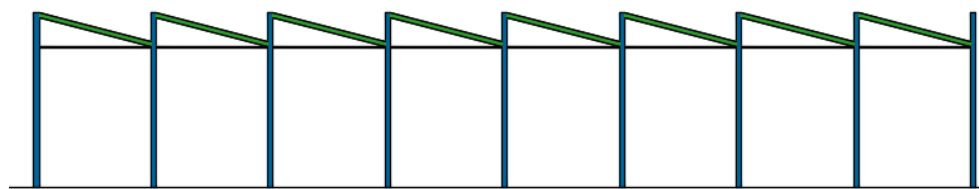
(h) Marco de sección variable con cumbreras múltiples



(i) Marco con armaduras de sección constante con una sola cumbrera



(j) Marco con armaduras de sección variable con dos cumbreras



(k) Marco en "diente de sierra"

Figura C19.3.1.4.b - Posibles configuraciones para marcos transversales.

19.3.2 Dirección longitudinal

19.3.2.1 En esta dirección se colocan, en planos verticales, diagonales en cruz, generalmente de esbeltez elevada (redondos, ángulos, etc.) que trabajan sólo en tensión y que, junto con los puntales situados entre ellas, desempeñan múltiples objetivos:

- Proporcionan la rigidez necesaria para que la construcción sea estable en la dirección longitudinal
- En combinación con el contraventeo de la cubierta, resisten y transmiten a la cimentación las fuerzas longitudinales producidas por viento o sismo
- Reducen la longitud libre de pandeo de las columnas de la fachada; para ello, su longitud se divide en varios tramos, definidos por los contraventeos y los puntales
- En todos los casos debe colocarse un puntal corrido en el extremo superior de las columnas, que puede ser una armadura (fig. 19.3.2.1), el cual, además de formar parte del contraventeo general de la nave, puede utilizarse como soporte de la lámina vertical que forma la fachada.

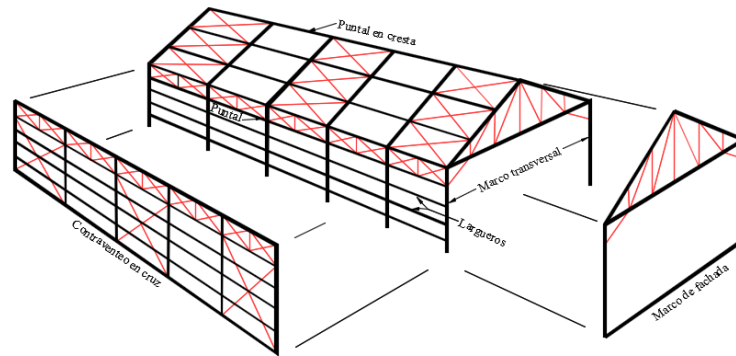


Figura 19.3.2.1 - Estructuración general

Comentario:

Debido a que solamente se pueden colocar contravientos para reducir la longitud libre de pandeo se recomienda colocar las columnas con su mayor inercia en la dirección perpendicular a la fachada.

19.3.2.2 La cantidad y ubicación de contravientos de cubierta dependerá de la magnitud de las acciones por viento o sismo y de la longitud de la nave, etc.

19.3.2.3 Entre más contravientos se coloquen, sus dimensiones serán menores.

19.3.2.4 Los contravientos de la cubierta trabajan en tensión, por lo cual, los elementos ubicados en la unión de dos contravientos deben de tener la capacidad para resistir la compresión.

19.3.2.5 Para dar soporte lateral a las vigas o armaduras se requieren elementos adicionales para restringir, ya sea la cuerda superior, o la inferior, según el caso. En la fig. 19.3.2.5 se muestran algunas configuraciones.

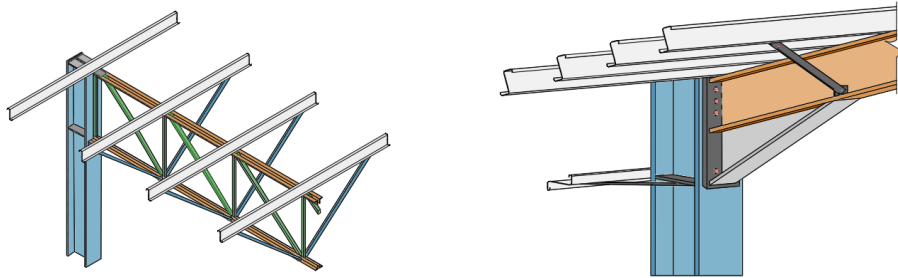
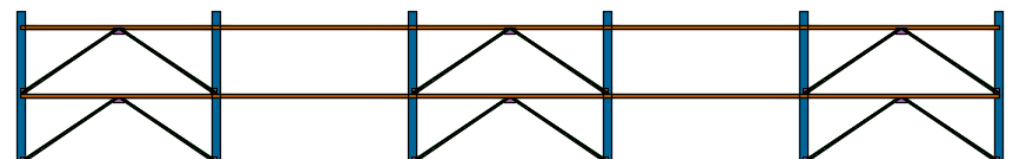


Figura 19.3.2.5 - Arriostramiento lateral de armaduras y vigas

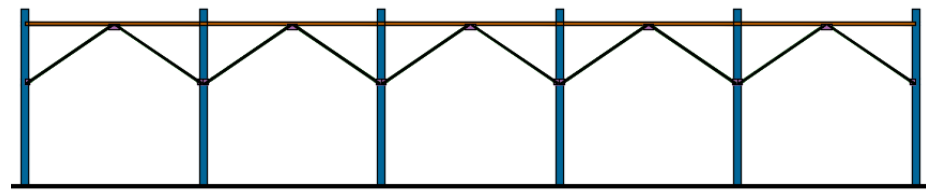
19.3.2.6 Cuando no puedan colocarse contravientos en las fachadas porque interfieran con la operación de la nave industrial, deberá sustituirse por marcos rígidos que proporcionen la rigidez y la resistencia necesarias, o bien, contravientos a cierta altura de la columna.

Comentario:

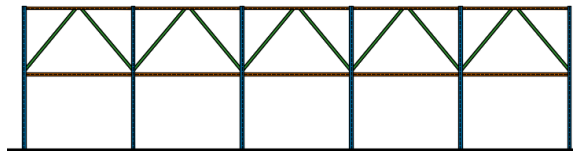
En la fig. C19.3.2.6 se muestran posibles configuraciones para proporcionar rigidez a los marcos longitudinales.



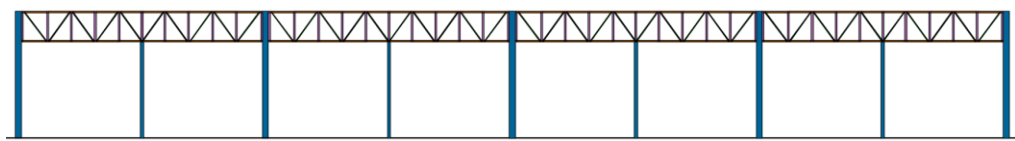
(a) Arriostramiento en "V" invertida en algunas de las crujeas en marcos de fachada



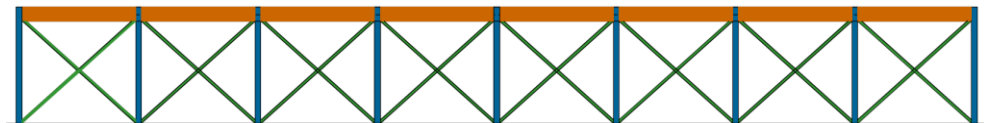
(b) Arriostramiento en "V" invertida en marcos de fachada



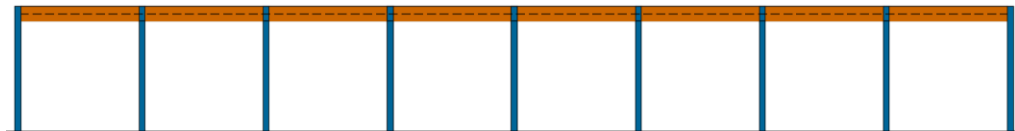
(c) Arriostramiento en "V" invertida con elementos horizontales



(d) Marco rigidizado por medio de armaduras



(e) Marco con contraventeos en diagonal en los ejes de fachadas



(f) Marco rígido colocado en los ejes longitudinales de la nave

Figura C19.3.2.6 - Posibles configuraciones para proporcionar rigidez a los marcos longitudinales.

La configuración mostrada en (b) y (c) es adecuada en naves industriales más no en edificaciones, la razón es la diferencia en la masa.

19.4 Diseño de las armaduras

19.4.1 Cuando las armaduras están formadas por triángulos y las cargas están aplicadas en los nudos; las cuerdas, diagonales y montantes trabajan en tensión o compresión puras, los centroides de los elementos son concurrentes. En el caso en el que, dada la conexión entre elementos, los centroides no sean concurrentes, es decir, exista una excentricidad, los momentos generados deben de considerarse en el diseño.

19.4.2 Por otra parte, si las cargas no están aplicadas en los nudos los elementos están en flexotensión o flexocompresión.

19.4.3 Como consecuencia de lo anterior, en el diseño deben considerarse tres condiciones adicionales:

- Esfuerzos secundarios.** La rigidez de los nudos obliga a que los ángulos entre los extremos de las barras que concurren en ellos se conserven sin cambio cuando la armadura se deforma, las barras se flexionan, lo que crea esfuerzos adicionales, a los que se denominan "secundarios".

Estos esfuerzos se desprecian en el diseño de las armaduras de cubierta de forma y dimensiones ordinarias, pero pueden ser importantes cuando las placas de nudo son de grandes dimensiones y los miembros muy robustos (lo que sucede con más frecuencia en puentes). Cuando es así, las armaduras se analizan y diseñan como estructuras continuas, con miembros sujetos a fuerza axial, flexión y cortante combinados

- b) **Cargas fuera de los nudos.** Si las cargas no están aplicadas en los nudos, es decir, a lo largo del elemento, las cuerdas estarán en flexotensión o flexocompresión, en combinación con cortante. Por tanto, las armaduras se deberán analizar como una estructura continua, considerando las excentricidades de las uniones en caso de que existan
- c) **Excentricidades en las juntas.** Por las dimensiones reales de las piezas, en muchos casos no se puede lograr que los ejes de todas las barras que concurren en un nudo se intercepten en el mismo punto. Esto ocasiona un momento que, cuando es significativo, se distribuye entre cuerdas y elementos del alma, en proporción a sus rigideces I/L .

19.4.4 Las cuerdas se diseñarán con la esbeltez más grande, en el plano de la armadura, o fuera de él. La longitud libre es, en el primer caso, la distancia entre nudos y, en el segundo, la distancia entre puntos soportados lateralmente, que suele ser igual que la longitud de dos o tres tableros en función de la ubicación y rigidez de los elementos transversales y de los contraventeos. También hay que considerar el pandeo alrededor del eje de menor momento de inercia. Finalmente, en algunos casos suele regir el pandeo por flexotorsión.

Comentario:

Los elementos de las armaduras que forman marcos de naves industriales se diseñaran tomando en cuenta los estados límite de resistencia que les correspondan: tensión, compresión, flexocompresión, flexotensión, etc., y considerando los arriostramientos físicos que se tienen. Los puntos de inflexión de las cuerdas de las armaduras no se deben considerar como arriostramientos laterales (fig. C19.4.3.a), así mismo, para aquellos elementos que se flexionan en curvatura doble los puntos de inflexión tampoco son arriostramientos laterales. Para las cuerdas inferiores de las armaduras es conveniente en el nudo donde la fuerza axial cambia de signo, de compresión a tensión, colocar una diagonal unida a los largueros (pata de gallo) de tal forma de tener elementos bien definidos en compresión y en tensión, de lo contrario se debería determinar la carga crítica de un elemento que tiene a lo largo de su longitud acciones de tensión y de compresión.

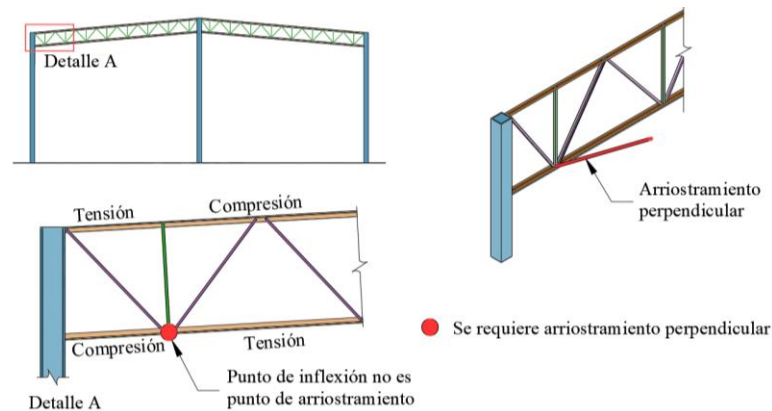


Figura C19.4.4.a - Puntos de inflexión en armaduras que se sugiere se coloquen arriostramientos laterales.

Si las cargas están aplicadas en los nudos, los centroides de los elementos que forman a las armaduras son concurrentes y forman triángulos, los momentos flexionantes son despreciables. Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores los momentos flexionantes se deben evaluar y tomarlos en cuenta en el diseño. Una situación frecuente es cuando la carga está aplicada de manera repartida a lo largo de la cuerda superior, por lo que, se genera flexión en los elementos, esto es, son elementos en flexocompresión o flexotensión, por ejemplo, cuando se apoya una losa de concreto de manera continua.

En el diseño de armaduras se deben verificar los siguientes estados límite o modos de falla:

- Fluencia de la cuerda en tensión
- Pandeo lateral de la cuerda en compresión en el plano o fuera del plano de la armadura.
- Pandeo lateral a flexión o flexotorsión de elementos individuales que conforman la armadura.
- Flujo plástico o pandeo por flexión o flexotorsión de diagonales y montantes.
- Falla por flexocompresión o flexotensión de las cuerdas.
- Pandeo local de algún elemento.
- Falla de la conexión de alguno de los elementos.

Para el diseño de las cuerdas de las armaduras se deben tomar en cuenta las longitudes respecto a las formas de pandeo las cuales se ilustran en la fig. C19.4.4.b y fig. C.19.4.4.c.

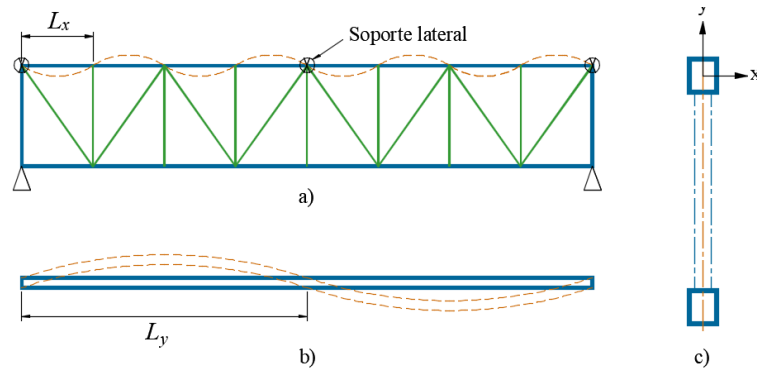
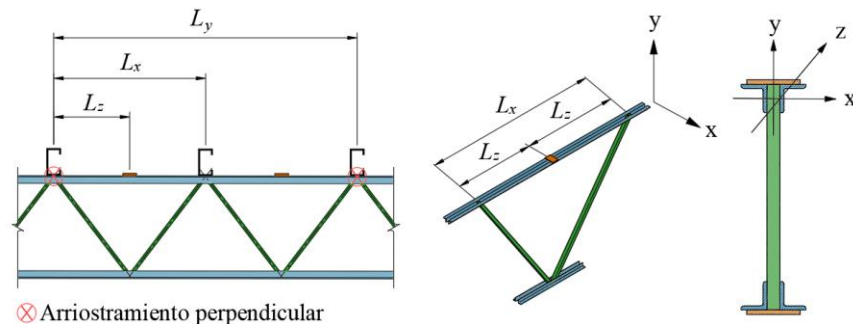


Figura C19.4.4.b - Pandeo lateral en armaduras empotradas, longitudes a considerar.



⊗ Arriostramiento perpendicular

Figura C19.4.4.c - Longitudes libres en armadura con cuerdas formadas por ángulos dobles

19.5 Diseño de las columnas

19.5.1 Cuando el edificio no tiene grúas viajeras su diseño se hace de manera convencional, considerando la longitud libre de pandeo en dos direcciones ortogonales.

19.5.2 Cuando soportan grúas viajeras se utilizan geometrías como las mostradas en la fig. 19.5.2. La grúa se apoya en un punto intermedio y la columna se prolonga hacia arriba para recibir la cubierta.

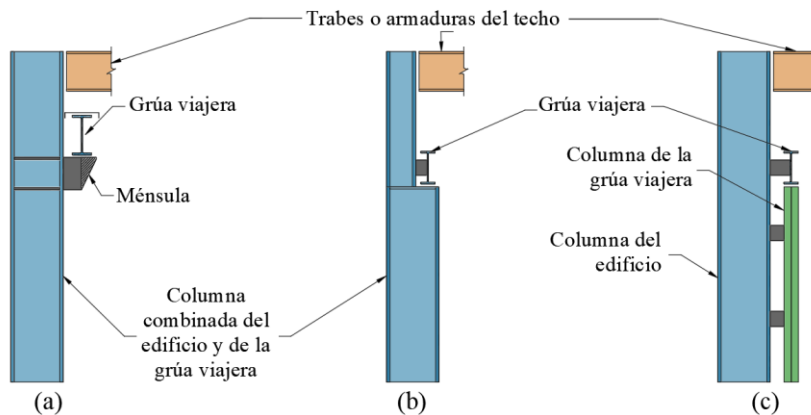


Figura 19.5.2 - Distintos tipos de columnas con grúas viajeras

Comentario:

Para el diseño de estas columnas se deberá consultar la literatura especializada, por ejemplo, la guía de diseño del CISC (MacCrimmon, 2015), o bien, en la guía 21 del AISC.

19.6 Diseño por sismo

19.6.1 Dirección longitudinal

19.6.1.1 Si la resistencia y rigidez son proporcionadas por contraventeos esbeltos, que solo trabajan en tensión, el análisis deberá ser elástico lineal, sin incluir las diagonales que trabajarían en compresión.

19.6.1.2 Para el diseño de los contraventeos se utilizarán las fuerzas elásticas ($Q = 1$), dado que el sobrepasar el límite elástico de los contraventeos producirá deformaciones permanentes importantes y, además, estos sistemas tienen una capacidad de disipación de energía limitada, por lo que, su respuesta debe ser elástica.

Comentario:

Los sistemas de marcos rigidizados únicamente por contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión, de gran esbeltez (acero redondo de pequeñas dimensiones), tendrían deformaciones inelásticas (permanentes) en un número pequeño de ciclos, al sobrepasar el límite elástico del sistema, como se aprecia en la fig. C19.6.1.2. Por lo que, en el análisis se deberá garantizar su respuesta elástica ante sismos, considerando que las diagonales no resisten compresión. Las distorsiones máximas están limitadas a los valores indicados en la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo. En las naves cuyo diseño quede regido por viento se permite utilizar contraventeos que trabajen exclusivamente en tensión.

El factor de comportamiento sísmico puede ser diferente en cada dirección de análisis, dependiendo del sistema estructural. En la tabla C19.6.1.2 se muestran, como ejemplo, algunos casos. En cuanto a los contraventeos del sistema de techo desarrollarán la función del sistema de piso, de tal forma que las fuerzas por sismo se distribuyan proporcionalmente a las rigideces de los elementos resistentes. Sin embargo, dada su longitud estos elementos solo trabajan a tensión, es decir, no desarrollan deformaciones inelásticas ni completarán el ciclo histerético, por lo que, no tienen capacidad de disipación de energía. Por lo que, es necesario que se diseñen con fuerzas elásticas.

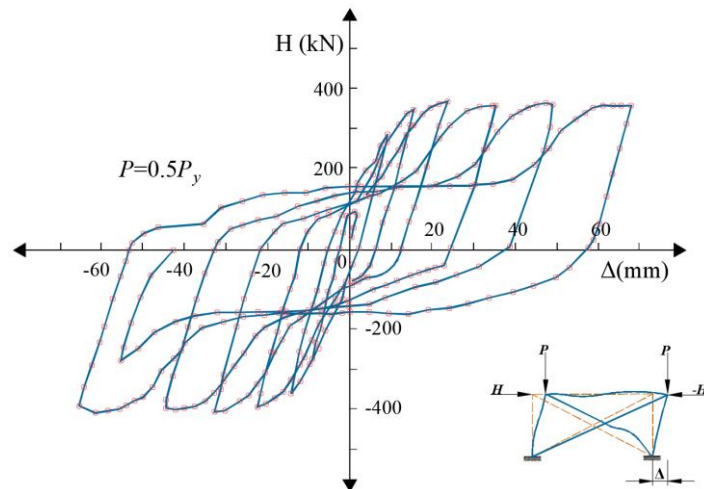
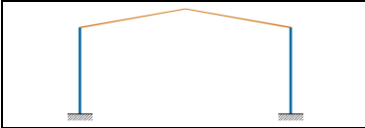
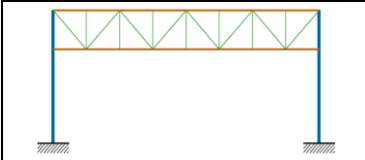
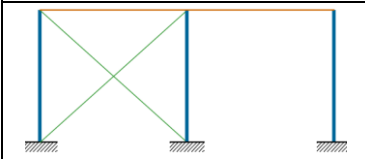


Figura C19.6.1.2 – Ciclos de histéresis de un marco contraventeado con elementos esbeltos (Bruneau, 2011).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla C19.6.1.2 – Ejemplos de factores de comportamiento sísmico.

Configuración estructural	Factor Q	Descripción
	$\geq 2.0^{[1]}$	Marcos rígidos en las que sus elementos principales tienen capacidad de deformación.
	2.0 ^[1] 1.5 ^[1]	Marcos con vigas de alma abierta
	2.0 ^[1] 1.5 ^[1] 1.0 ^[1]	Estructuras con contraventeo concéntrico

^[1] Dependerá del grado de detallado y que se satisfagan los requisitos correspondientes definidos en esta Norma y en la NTC-Sismo.

19.6.2 Dirección transversal

19.6.2.1 El factor Q depende del sistema estructural que se utilice en esta dirección.

19.7 Análisis

19.7.1 Se utiliza alguno de los métodos del Capítulo 3.

19.7.2 Cuando el terreno sea muy deformable se tendrá en cuenta la interacción suelo estructura y cuando sea obligatorio de acuerdo con la NTC-Sismo, sobre todo cuando las columnas se apoyen en zapatas aisladas, sin traves de liga, ni contratraves, ya sea en una o dos direcciones, lo que tiende a crear una condición de apoyo parcialmente restringido.

Comentario:

Los análisis se deben realizar considerando los efectos siguientes:

- 1) Deformaciones axiales, en flexión y en cortante, de todos los miembros, así como, cualquier otra deformación que contribuya a los desplazamientos de la estructura.
- 2) Efectos de segundo orden, $P\Delta$ y $P\delta$.
- 3) Imperfecciones geométricas.
- 4) Reducciones de rigidez debidas a inelasticidad.
- 5) Incertidumbres en los valores de rigideces y resistencias.
- 6) Combinaciones de carga que involucren a las acciones producidas por las grúas

Para modelar la cimentación se debe representar adecuadamente la rigidez al giro del sistema de cimentación. En general, dado los claros entre columnas, en muchas ocasiones no es posible colocar traves de liga que puedan restringir el giro de la columna en su base y dependería exclusivamente del proporcionado por el sistema de cimentación, por ejemplo, la restricción al giro de la zapata.

La interacción entre el suelo y la estructura puede ser relativamente más importante en algunos casos, por ejemplo, un pequeño giro de la cimentación puede disminuir el momento flexionante sobre la columna, y por tanto, acercarse a una condición de articulación, es decir, se cambia la condición de empotramiento del apoyo, al girar la zapata, lo que incrementa los desplazamientos laterales y modifica la distribución y la magnitud de los elementos mecánicos.

Uno de los métodos de cálculo aproximado para modelar la interacción entre la estructura de cimentación y el terreno dentro del análisis estructural, es el método de Winkler donde se considera que el suelo está representado por un número determinado de resortes elásticos. Los resortes elásticos, resultado de la modelación, se caracterizarán por una constante K_s , que representa la rigidez axial y se denomina módulo de reacción del suelo. En la fig. C19.7.2 se representa una forma de modelar una cimentación con zapatas aisladas.

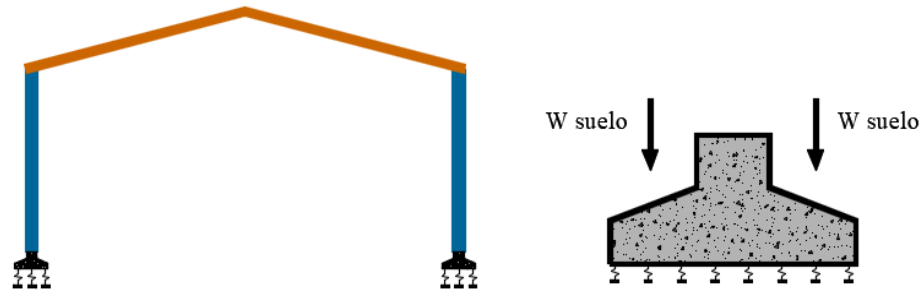


Figura C19.7.2 - Ejemplos de uso de resortes elásticos.

19.8 Naves a base de muros Tilt-Up

19.8.1 Descripción del sistema

19.8.1.1 En esta sección se emiten especificaciones para el diseño de naves industriales a base de muros Tilt-Up las cuales consisten, en general, en naves conformadas en su interior por elementos metálicos y en su perímetro por muros estructurales de concreto que contienen distintas aberturas para permitir el funcionamiento de la nave.

19.8.1.2 Por lo general, las alturas libres de los muros oscilan entre 9 y 14 m, y los espesores son del orden de 20 cm dependiendo de las solicitaciones y las geometrías, llegando a ser de 25 cm en arreglos especiales de fachadas.

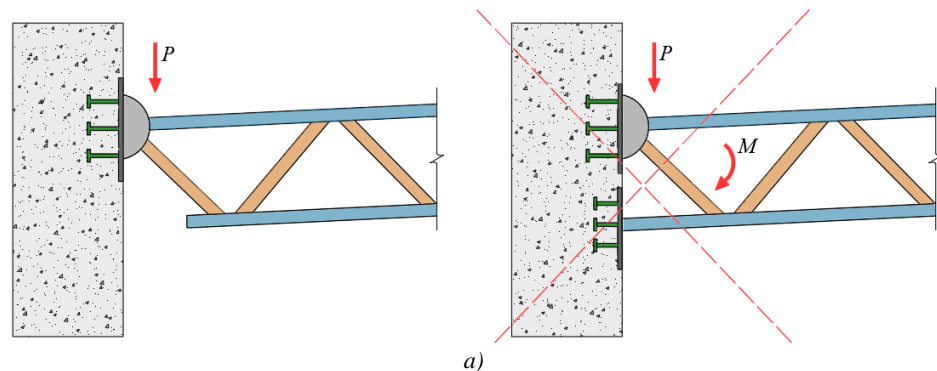
19.8.1.3 Los muros Tilt-Up son colados de manera horizontal sobre el firme del inmueble, o bien, sobre camas de colado, y posteriormente son izados para colocarlos en el perímetro de la nave.

19.8.1.4 La estructura metálica interior de la nave es convencional, ya sea resuelta con armaduras o bien con marcos rígidos de sección constante o variable.

19.8.1.5 Por lo que respecta a las conexiones de la estructura metálica con los muros Tilt-Up, las vigas o armaduras deberán conectarse liberando los giros (conexión a cortante), debido a que el momento generado suele ser mucho mayor a la capacidad del muro, lo que generaría fisuramiento.

Comentario:

La conexión a momento o el conectar las cuerdas superior e inferior genera un par en una sección corta del muro. Debido a su espesor pequeño, los muros tienen baja capacidad para resistir tales momentos concentrados, por tal motivo, la estructura metálica se debe conectar a cortante. En la fig. C19.8.1.5 se muestran algunos casos:



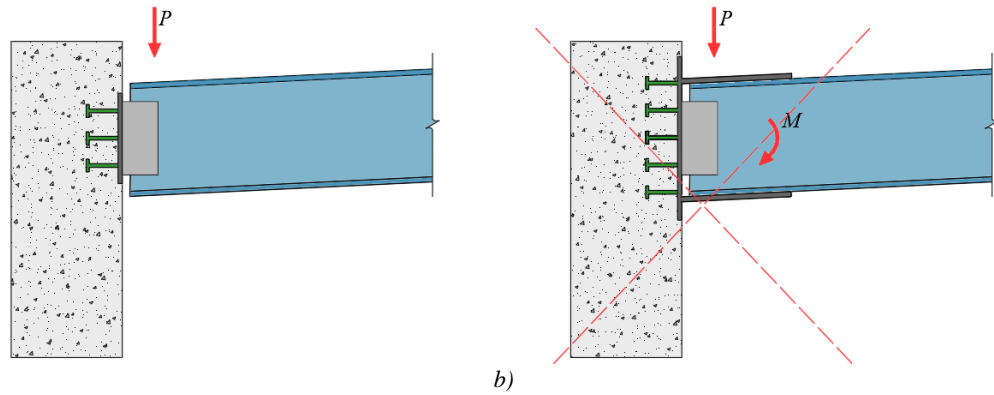
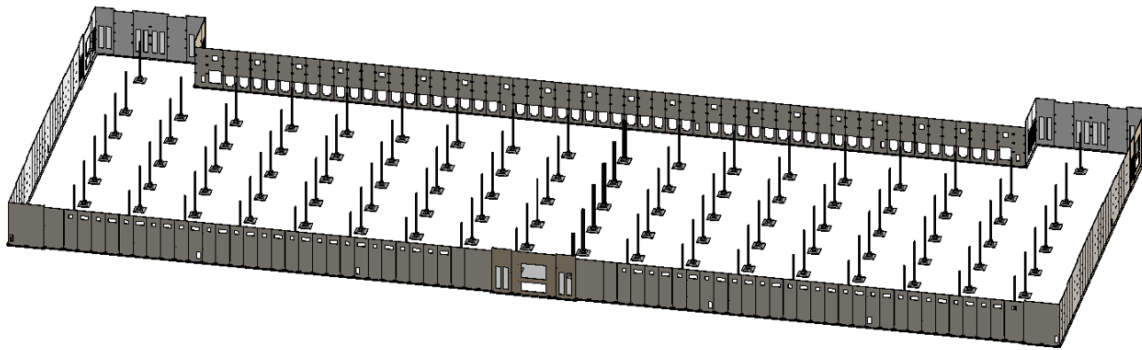
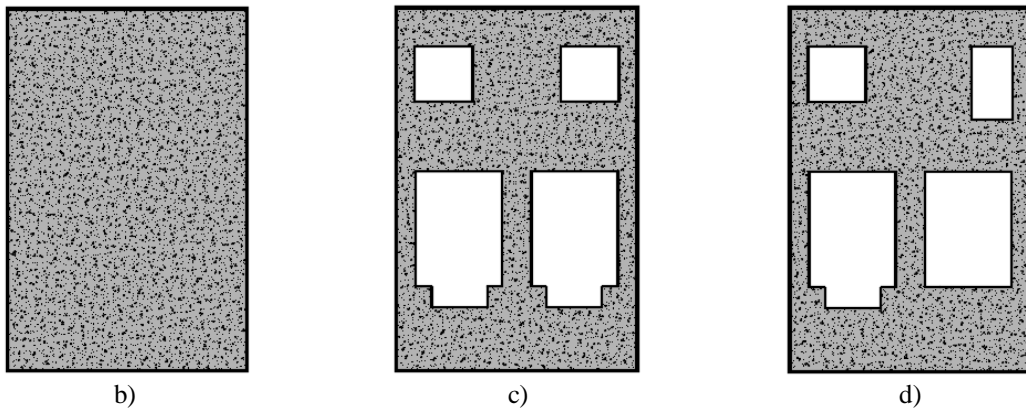


Figura C19.8.1.5 - Conexiones a cortantes recomendadas en muros Tilt-Up

19.8.1.6 En la fig. 19.8.1.6, se muestra de manera esquemática la configuración de este tipo de naves, así como la geometría típica de algunos muros.



a)



b)

c)

d)

Figura 19.8.1.6 - Configuraciones de naves a base de muros Tilt-Up y tipos de muros

19.8.2 Consideraciones generales y requisitos mínimos

19.8.2.1 Es necesario tomar en cuenta todos los esfuerzos generados por las distintas acciones y detallar adecuadamente los muros de tal forma que se cumplan tanto los estados límite de servicio (deformaciones, agrietamiento, etc.), así como, con los estados límite de falla. Los requisitos generales mínimos se presentan en la tabla 19.8.2.1.

Tabla 19.8.2.1 - Requisitos generales mínimos para los muros.

Espesor mínimo	La menor de 20 cm ó $H/70$ siendo H la altura libre entre la cimentación y la conexión con la cubierta para muros no conectados al firme y desde el nivel del piso interior de la nave en muros conectados
Resistencia mínima del concreto	$f'_c \geq 30$ MPa (300kg/cm ²)
Módulo de elasticidad mínimo	Agregados calizos $E_c \geq 4\ 400\sqrt{f'_c}$ (14 000 $\sqrt{f'_c}$) Clase 1 ^a
Tamaño del agregado grueso	$\leq 2/3$ separación de la separación entre las barras de refuerzo (horizontal o vertical) o la distancia entre las barras y el molde
Dimensión mínima de pilastras	60 cm

19.8.2.2 El muro deberá tener dos parrillas de acero de refuerzo.

19.8.2.3 El espesor deberá ser constante, en caso de que los muros lleven entrecalles o molduras mayores a 2 cm, el espesor se tomará constante e igual a la parte más delgada siempre que el espesor resultante cumpla con la tabla 19.8.2.1.

19.8.2.4 Otros requisitos como recubrimientos libres, relación agua-cemento (a/c), etc. se especificarán de acuerdo con la NTC-Concreto.

Comentario:

Estas recomendaciones provienen de la práctica profesional en la cual se ha observado que muros con concretos de menores resistencias y menores módulos de elasticidad tienden a fisurarse. El hecho de requerirse dos parrillas de acero está relacionado con el fisuramiento y con el espesor mínimo requerido, además de cumplir con el requisito definido en la NTC-Concreto donde se indica que, para espesores mayores a 15 cm, es necesario emplear dos lechos de varillas.

El espesor mínimo requerido $H/70$ se debe a la relación de esbeltez máxima admisible para muros Tilt-Up la cual está vinculada con la altura libre de estos elementos, en caso de conectar el muro con el firme esta conexión reduce la altura libre al ser una conexión rígida contrario a cuando no se conecta con este dónde la altura libre es desde la cimentación.

El termino pilastra se refiere al elemento vertical que queda al lado de una abertura y que debe reforzarse con los criterios de una columna de concreto pues en estas zonas se concentran las cargas axiales y de flexión (fig. C19.8.2.4).

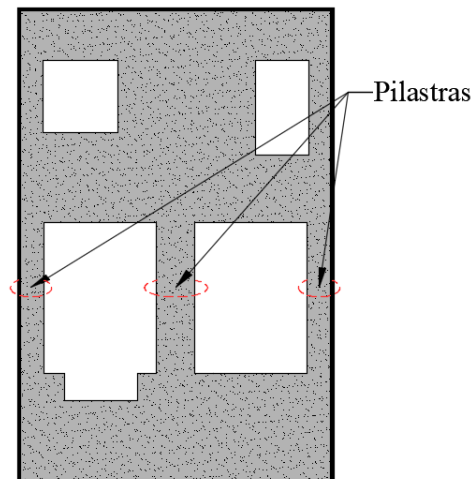


Figura C19.8.2.4 - Pilastras de muros Tilt-Up

19.8.3 Acciones y combinaciones de carga

19.8.3.1 Los muros se deben diseñar para acciones permanentes, por ejemplo, peso propio, cargas muertas y vivas, etc. así como acciones accidentales, viento, sismo, granizo, etc.

19.8.3.2 En el caso global de la nave, cuando sean considerables, es necesario tomar en cuenta los efectos de temperatura, los cuales pueden tener influencia en el diseño para naves de grandes dimensiones como por ejemplo mayores a 100 m. En este caso es necesario valorar si se requiere realizar juntas constructivas con el inconveniente de generar geometrías irregulares como se muestran en la fig. 19.8.3.2.

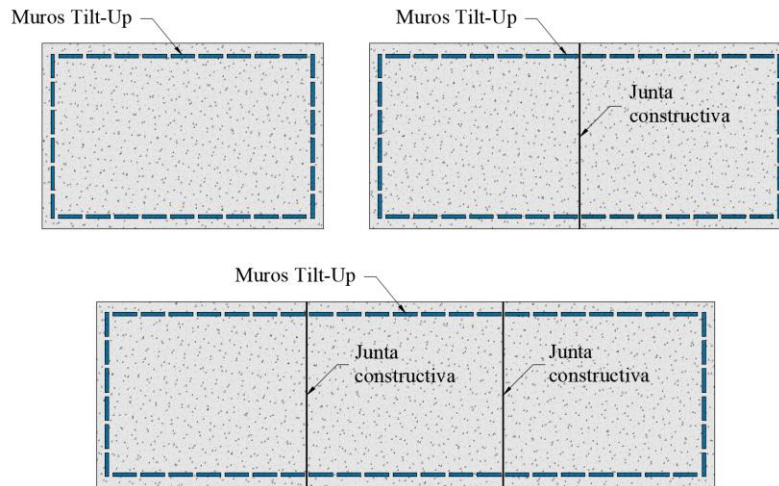


Figura 19.8.3.2 - Colocación de juntas constructivas en sistemas de muros Tilt-Up

Comentario:

En sistema de muros Tilt-Up cuenta con juntas entre paneles de 2 cm por lo que se minimizan los efectos de temperatura, sin embargo, para muros con una gran área maciza de concreto, en ciertas épocas del año podría representar esfuerzos importantes por temperatura.

19.8.3.3 Las acciones gravitacionales son transmitidas por la cubierta y son generadas por el peso propio de la estructura, la lámina, las instalaciones, etc.

19.8.3.4 Las cargas vivas y la carga accidental de granizo, así como los factores y combinaciones de carga se definen de acuerdo con de la NTC-Criterios.

19.8.3.5 Por lo que respecta a las acciones por sismo se deben determinar de acuerdo con la NTC-Sismo, así como, todos los factores afines como son el de comportamiento sísmico Q , el de sobrerresistencia R , etc.

19.8.3.6 Las acciones por viento se deben considerar con base en la NTC-Viento.

19.8.3.7 El izaje de los muros es otra condición, cuyos efectos deberán considerarse en el diseño.

Comentario:

Los muros por su relación de esbeltez son particularmente susceptibles a las demandas por carga lateral fuera de su plano, por lo que, se debe poner particular énfasis en su diseño ante cargas por sismo o viento. Es necesario valorar los efectos de la temperatura de acuerdo con el gradiente de la zona.

19.8.4 Análisis estructural

19.8.4.1 Las naves industriales con muros Tilt-Up se deben analizar para determinar todos los elementos mecánicos y esfuerzos en los distintos elementos estructurales, incluyendo los muros.

19.8.4.2 Es importante evaluar las concentraciones de esfuerzos en zonas específicas de los muros como son: aberturas, placas de conexión, apoyos, etc.

19.8.4.3 Dado que el modelado de los muros puede ser complejo se sugiere el siguiente procedimiento que consiste en hacer un análisis global de toda la nave con un modelo representativo o simplificado para los muros, y posteriormente, un modelo refinado de cada muro para determinar los elementos mecánicos y concentraciones de esfuerzos para su diseño.

19.8.4.4 El procedimiento es el siguiente:

- 1) Modelar con elementos barra todos los elementos que forman la nave (columnas, vigas, armaduras, etc.)
- 2) Modelar cada uno de los muros por medio de un solo elemento, ubicándolo en el centro geométrico, asignándole un espesor y una longitud que sea proporcional a la rigidez en ambas direcciones, de tal manera que, represente correctamente al muro en el análisis global, la unión lateral entre muros deberá ser únicamente a cortante (fig. 19.8.4.4.a)

Comentario:

Esta forma de modelado permite conocer la rigidez global que tienen los marcos estructurales de la nave, los cuales son los que por compatibilidad de deformaciones regirán los desplazamientos de diseño, además, permite considerar tanto la rigidez de la estructura metálica como la del sistema de muros. En el caso de los muros, por el tipo de conexión lateral, no existe continuidad, por lo que, estos no transmiten momentos de un panel a otro.

La resistencia se podrá determinar a partir de un análisis refinado del muro por medio de elementos finitos, por ejemplo, elementos área, en el cual se considere la geometría real del muro considerando aberturas, geometrías, etc.

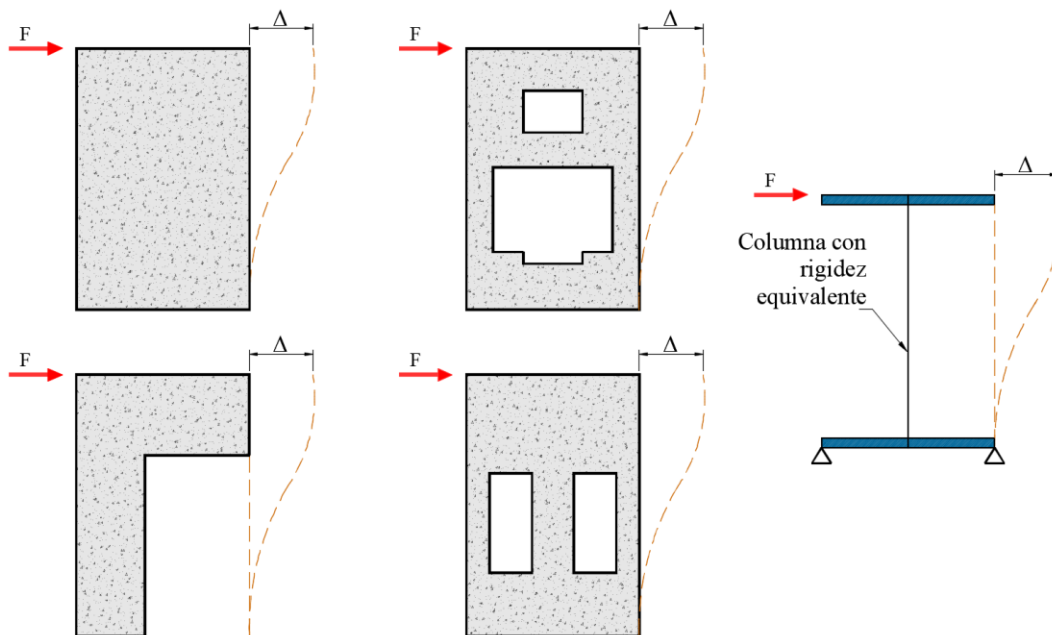


Figura 19.8.4.4.a - Representación del muro (rigidez) en el modelo global

- 3) Se obtendrán los elementos mecánicos y desplazamientos para cada combinación de carga en cada uno de los elementos
- 4) A los modelos detallados de cada panel de muro se le impondrán desplazamientos prescritos obtenidos del análisis sísmico global de la nave en la dirección perpendicular al muro en estudio, para determinar los esfuerzos y los elementos mecánicos para cada condición de carga. Para acciones gravitacionales, que son básicamente cargas axiales, se le colocarán las reacciones en los muros y en el caso de análisis por viento se le aplicarán los empujes de acuerdo con las especificaciones de la NTC-Viento, considerado efectos locales. A partir de este análisis se diseñará y detallará cada uno de los muros (fig. 19.8.4.4.b).

Comentario:

Para sismo se deben imponer desplazamientos prescritos y para viento las presiones correspondientes incluyendo efectos locales.

En el análisis por sismo, si los muros revisados con modelos independientes (paneles aislados), por compatibilidad de deformaciones, en el análisis se deberán aplicar los desplazamientos observados en el análisis completo de la nave en la posición del muro de interés dado que las fuerzas reales que actúan son las que le transmite la nave y no la respuesta aislada del muro.

El hacer modelos independientes se puede omitir si desde el modelo global se colocan los muros con elementos tipo área de donde se pueden obtener de forma directa las demandas generadas en los muros.

En la parte inferior del muro se modelarán las condiciones de frontera reales, esto es, la unión con la cimentación y, si es el caso, la unión con el firme. Para considerar que se genera una condición de empotramiento en la base, la distancia de la base del muro al firme deberá ser mayor de 125 cm y $H/15$, en caso contrario, se deberá considerar apoyo simple.

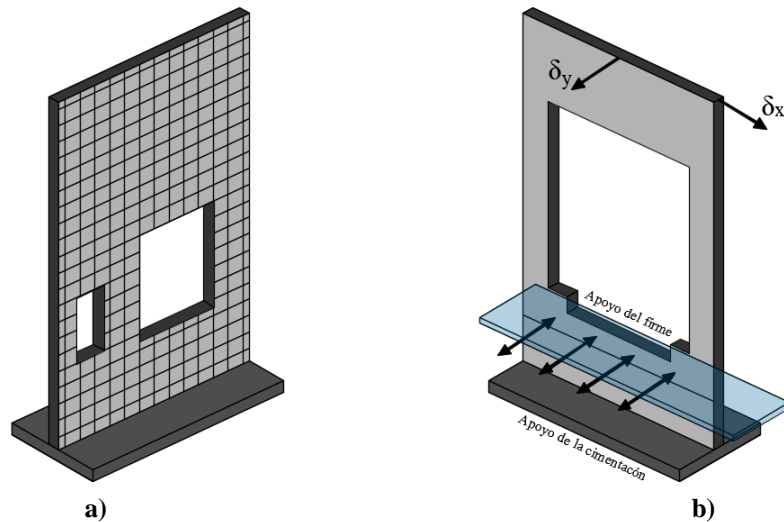


Figura 19.8.4.4.b - Asignación de desplazamientos obtenidos del modelo global al modelo particular

Por otro lado, en el extremo superior del muro, se deberán representar las condiciones reales de apoyo, esto es, si los muros no se conectan con el firme en la base, se deberá imponer un apoyo simple con cuyas reacciones se deberá diseñar la armadura estabilizadora horizontal. La deflexión máxima de la armadura estabilizadora en esta condición no podrá ser mayor a $L/1000$ considerando a L como la distancia entre ejes de marcos principales.

Comentario:

La intención de definir un límite elevado de la deflexión de la armadura debida a la reacción de los muros es porque al tener apoyo simple en la base, el muro resulta inestable si el apoyo en la parte superior no tiene suficiente rigidez para transferir las cargas de los muros a los marcos principales por medio de la armadura.

Si los muros se conectan con el firme en la parte superior se podrán modelar apoyos auxiliares con resortes calibrados a partir de los desplazamientos y únicamente con la finalidad de uniformizar los desplazamientos superiores en los muros.

Comentario:

En los criterios para las condiciones de apoyo de los muros, existen dos alternativas: muros con empotramiento en la base y muros con apoyo simple en la parte superior e inferior (muro como viga simplemente apoyada). En el primer caso, el empotramiento se genera a partir de la conexión con la zapata y el firme a una cierta distancia (fig. C19.8.4.4) y en el caso del muro como viga simplemente apoyada, los apoyos se forman con la conexión en la zapata y el apoyo generado por la armadura horizontal superior.

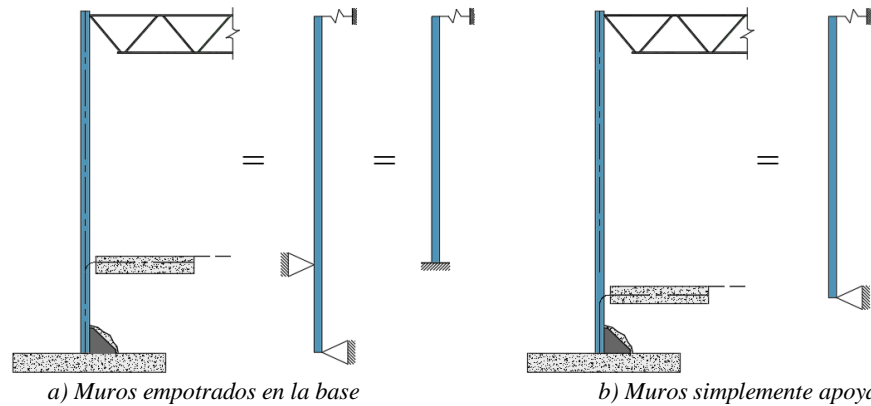


Figura C19.8.4.4 - Asignación de desplazamientos obtenidos del modelo global al modelo particular

En general la condición de apoyo de los muros sin conexión con el firme es poco eficiente cuando se esperan desplazamientos grandes como los que podrían ocurrir en suelos blandos y de transición, por lo que, se recomienda solo utilizarla en suelos firmes donde el diseño no quedará regido por sismo.

Con los modelos detallados se obtienen los elementos mecánicos para cada condición de carga, así como, las concentraciones de esfuerzos para definir las zonas a reforzar mediante barras de acero. Cada condición de carga se deberá tomar en cuenta adecuadamente cuando se diseñe y detalle el muro.

Comentario:

De los análisis globales se obtienen desplazamientos y elementos mecánicos. Para los análisis de cada uno de los muros se recomienda incorporar los desplazamientos prescritos para cada condición de carga, que normalmente suelen ser solo las accidentales por sismo, para obtener a su vez elementos mecánicos y esfuerzos específicos. Las cargas gravitacionales, en general, producen carga axial.

19.8.5 Tolerancias

19.8.5.1 Las tolerancias para los muros se presentan en la tabla 19.8.5.1.

Tabla 19.8.5.1 - Tolerancias de los muros Tilt-Up

Ancho	< 6 mm
Largo	Para muros hasta 6 m - 13 mm Para muros mayores a 6 m - 16 mm
Oblicuidad ^[1]	Para muros entre 4 m y 6 m de largo - 10 mm Para muros mayores a 6 m - 13 mm
Espesor	< 6 mm
Verticalidad	< $H/600$, siendo H la altura del muro a partir del firme de la nave
Alabeo	3 mm

^[1] Diferencia en la longitud de las aristas tanto en ancho como en el largo

19.8.5.2 La separación entre muros Tilt-Up, una vez colocados debe ser entre 15 mm y 25 mm.

19.8.6 Izaje y apuntalamiento temporal

19.8.6.1 Izaje

19.8.6.1.1 El izaje es una de las operaciones más críticas de la etapa de construcción y puede regir el diseño de los muros.

19.8.6.1.2 Se debe revisar cada uno de los muros en función de la ubicación y puntos de izaje, considerando la variación de los ángulos de montaje. Por cuestiones de seguridad, con una sola grúa no podrán izarse muros con peso mayor a 40 t.

19.8.6.1.3 En algunos casos, se coloca un refuerzo exterior que consiste en una vigueta metálica colocada en dirección vertical, y según el caso, se debe adicionar acero de refuerzo para el proceso de izaje.

19.8.6.1.4 Se debe tomar en cuenta la resistencia f'_c y el módulo de elasticidad E_c en el momento del izaje.

Comentario:

Se recomienda hacer modelos detallados considerando todos los huecos que tenga el muro, los puntos de izaje y para los distintos ángulos de montaje, desde 0° a 90°.

19.8.6.1.5 Es necesario que los puntos de izaje sean simétricos para no generar alabeo y distorsiones excesivas.

19.8.6.1.6 La ubicación y el número de anclajes deben ser diseñados para este efecto, además, es necesario colocar en cada punto de izaje refuerzos formados por varillas de 13 mm de diámetro, como se observa en la fig. 19.8.6.1.6.

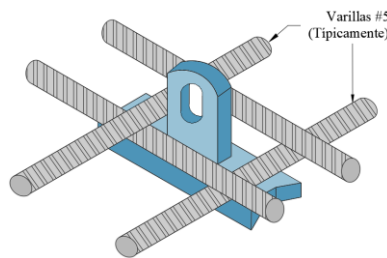
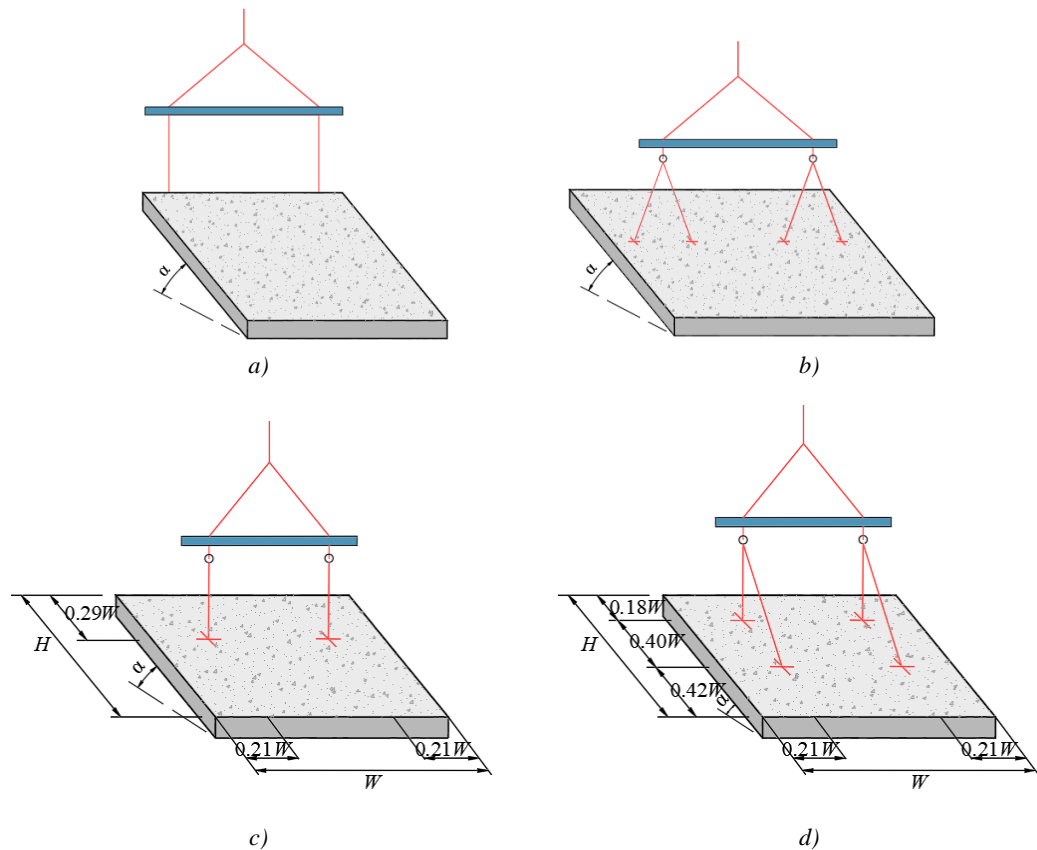


Figura 19.8.6.1.6 - Refuerzo de varillas en punto de izaje

Comentario:

En la fig. C19.8.6.1.6.a, se muestran algunas recomendaciones de ubicación de puntos de izaje. Las variaciones del momento durante la etapa de izaje y en los diferentes puntos de izaje se puede ver en la fig. C19.8.6.1.6.b.



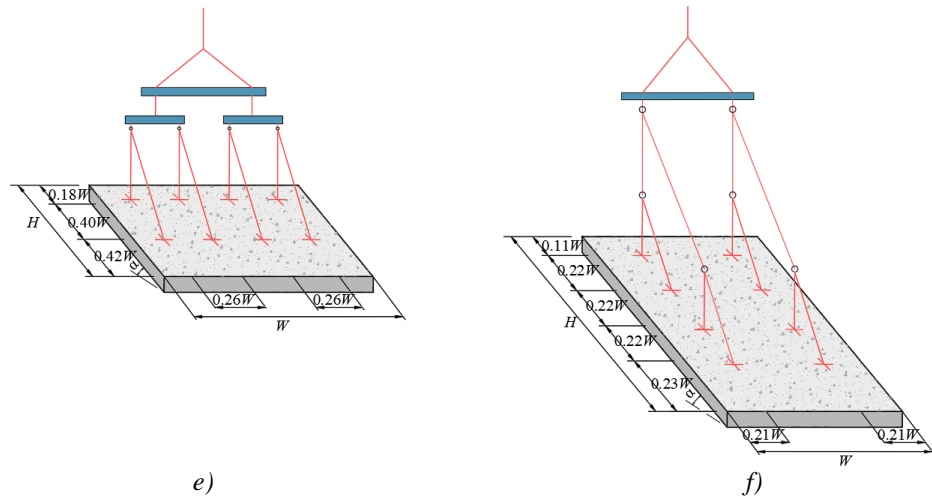


Figura C19.8.6.1.6.a - Recomendación de los puntos de izaje.

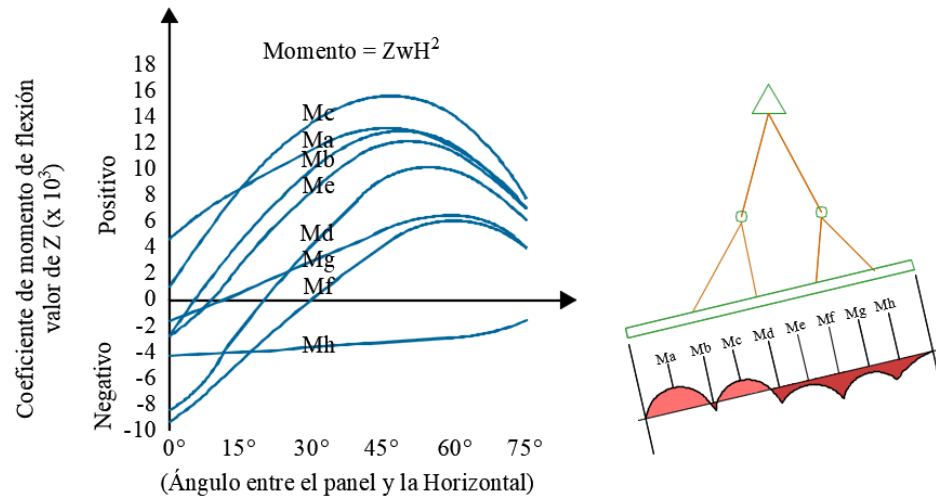


Figura C19.8.6.1.6.b - Variación de los momentos en función del punto de izaje

19.8.6.1.7 Uno de los aspectos críticos es el de la succión que se genera en el instante de separarlo de la cama de colado. Para considerar el efecto de la succión se tomarán los siguientes factores de amplificación del peso propio (tabla 19.8.6.1.7). Esta condición se presenta para un ángulo muy pequeño, tendiendo a cero.

Tabla 19.8.6.1.7 - Factores de amplificación

Condición	Factor de amplificación
Colado sobre cama de colado	1.5
Colado sobre cama de acero	1.2
Colado sobre plástico	1.2

19.8.6.1.8 Para otras condiciones de colado, el factor de amplificación correspondiente se deberá definir a partir de literatura especializada.

19.8.6.1.9 Al iniciar el izaje de los muros se debe verificar la velocidad del viento a nivel del terreno natural la cual debe ser menor que 20 km/h, de lo contrario, no podrán montarse.

19.8.6.2 Apuntalamiento temporal.

19.8.6.2.1 Una vez realizado el izaje, el muro debe estar apuntalado hasta que se conecte con la estructura metálica. Para ello se coloca apuntalamiento temporal (fig. 19.8.6.2.1.) con las siguientes recomendaciones:

- El ángulo de inclinación debe ser cercano a 40° y deberá colocarse a $2/3$ de la altura H del muro, siendo H la altura libre
- Con el objeto de evitar el alabeo del muro se deben colocar al menos dos puntales de manera simétrica
- El muro debe sujetarse en su base en las dos direcciones horizontales
- El firme o la superficie donde se apoyen los puntales debe ser estable con un factor de seguridad contra volteo de al menos 1.5. El volteo lo generan fuerzas por sismo o por viento
- El muro, los puntales y sus apoyos, así como los anclajes, se deben diseñar para acciones de viento y sismo
- Se debe revisar el muro para una carga horizontal correspondiente al uno por ciento de su peso, aplicada en el centro geométrico del muro.

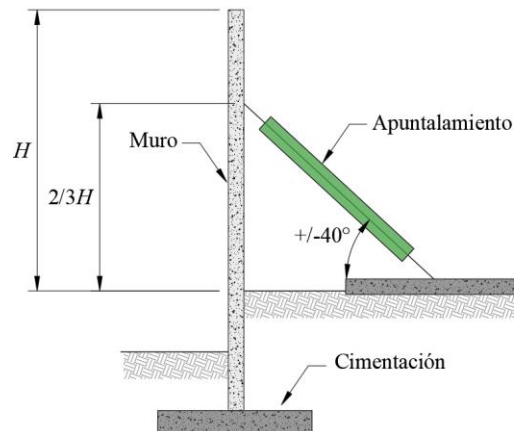
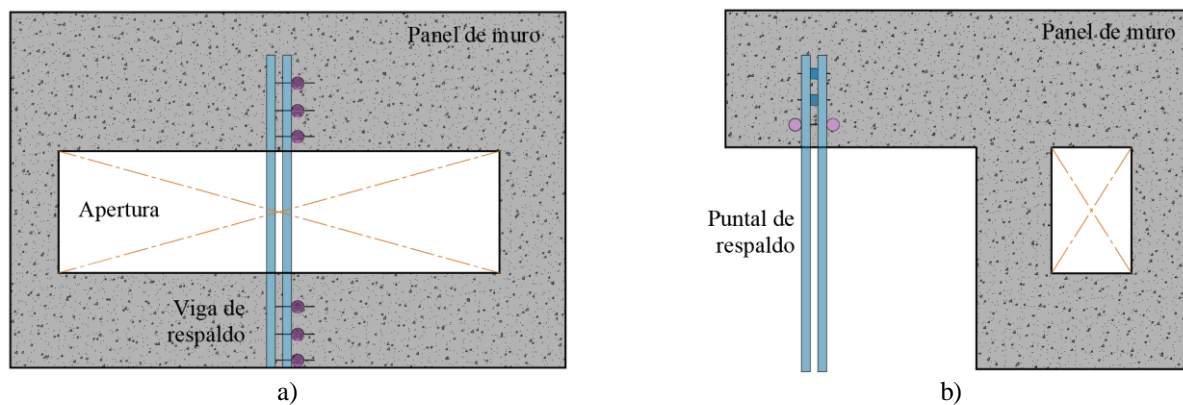


Figura 19.8.6.2.1 - Apuntalamiento en cimentación

19.8.6.2.2 Para paneles asimétricos cuya geometría antes de conectarse con los demás paneles sea inestable, se tengan aperturas muy grandes o aquellos que tengan pilastras muy delgadas, se les colocarán vigas metálicas de respaldo para garantizar su estabilidad durante el izaje (fig. 19.8.6.2.2).



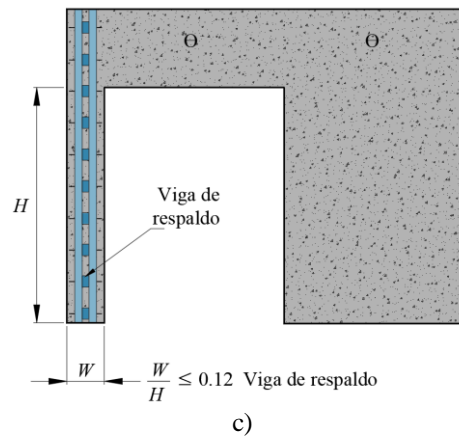


Figura 19.8.6.2.2 – Representación de pilastras externas de acero requeridas durante el izaje

19.8.7 Diseño y consideraciones

En este apartado de la norma se incluyen disposiciones para el diseño de los diversos componentes que conforman el sistema de muros perimetrales Tilt-Up de edificios industriales de un piso, con la posibilidad de un mezanine intermedio. En estas especificaciones no se contemplan edificios de mayor número de niveles.

19.8.7.1 Firme de trabajo para el colado

19.8.7.1.1 Debido a que el sistema constructivo de los muros Tilt-Up requiere que estos paneles se cuelen directamente sobre el firme de concreto de la nave, y en ocasiones sobre camas de colado provisionales, adicional a los requisitos de diseño para los firmes, en las zonas donde se colarán paneles de muros, se deberán tener las siguientes consideraciones en su diseño y proceso constructivo:

- a) Salvo que por especificaciones del proyecto se indique un valor mayor de carga viva por almacenamiento, la zona del firme donde se colarán los muros deberá diseñarse para soportar el peso de los paneles y sus accesorios para una carga no menor que 23.5 kN/m² (2 400 kg/m²)
- b) Se deberá evitar el paso de las grúas de montaje sobre el firme, en el caso contrario, se deben considerar las cargas en su diseño

Comentario:

Durante el izaje las ruedas de las grúas pueden generar presiones demasiado elevadas llegando a alcanzar valores en áreas reducidas de más de 21 t/m² (30 psi²), lo cual es, un valor excesivo para considerarlo como la carga de diseño del firme, tomando en cuenta que es temporal. En caso de que, la grúa requiera transitar por dentro de la nave se recomienda dejar una franja sin colar para la circulación.

- c) En el diseño del firme se deberán considerar los efectos del izaje y el apuntalamiento. En caso de ser necesario, se debe colocar acero de refuerzo adicional en estos tableros del firme o se debe aumentar su espesor en la zona de apoyo del apuntalamiento. Las acciones generadas por los puntales son principalmente debidas al viento, pudiendo ser importante en ciertas ocasiones el sismo

Comentario:

Al inicio del izaje, los muros se apoyan sobre una superficie reducida, esto puede llevar a una concentración importante de esfuerzos que podría generar fisuras en el firme. De igual forma, los puntos donde se apoyan los puntales generan cargas puntuales por acciones de viento sobre el firme, además de requerir perforarlo para su instalación, de ahí la sugerencia de evaluar su posible reforzamiento.

- d) El espesor del firme no será menor que 15 cm y su resistencia deberá cumplir con las acciones de diseño

Comentario:

El firme se deberá diseñar tomando en cuenta la carga establecida en el proyecto y considerando las diversas juntas de tal forma que tenga un buen desempeño sin patologías.

- e) Se deberán cumplir todas las especificaciones de durabilidad definidas en la NTC-Concreto
- f) Cuando los muros se conectan al firme en su base se deberá dejar en el perímetro una franja sin colar de al menos 150 cm para poder realizar la conexión de las varillas que se dejaron preparadas en el muro para tal finalidad.

19.8.7.2 Diseño de cimentación para los muros

19.8.7.2.1 La cimentación de los muros Tilt-Up se hará con base en el diseño geotécnico de la misma.

Comentario

En general los muros Tilt-Up están comentados con zapatas corridas y ocasionalmente en pilas, esto dependiendo de la capacidad de carga del suelo.

19.8.7.2.2 La conexión de los muros con la cimentación deberá diseñarse para transmitir únicamente las cargas verticales sobre la zapata. La cual se diseña de acuerdo con la NTC-Concreto.

Comentario

Se deberán evitar las excentricidades en la cimentación, por lo cual, en caso de existir demandas a flexión en dirección fuera del plano del muro, estas deberán diseñarse para ser tomadas por la conexión con el firme.

19.8.7.2.3 Las zapatas no podrán tener un espesor menor que 250 mm y deberán armarse con dos parrillas de acero de refuerzo.

19.8.7.2.4 En los casos donde la zapata se desplante sobre pilas, el espesor mínimo será de 400 mm y se diseñará de acuerdo con las acciones que se revisan en función de la ubicación de las pilas.

19.8.7.2.1 Pilas de cimentación para muros Tilt-Up

19.8.7.2.1.1 En los casos donde se requiera el empleo de pilas, estas se colocarán al menos en los extremos de cada panel de muro, de acuerdo con el diseño geotécnico, pudiéndose presentar el caso en que paneles contiguos compartan una pila (fig. 19.8.7.2.1.4.a).

19.8.7.2.1.2 La trabe de liga debe ser diseñada para la totalidad de la reacción del muro incluyendo su peso propio. El muro no podrá montarse hasta que el concreto de la trabe de liga haya alcanzado su resistencia y el módulo de elasticidad.

19.8.7.2.1.3 En los paneles en esquina deberá verificarse que la posición de los apoyos de los muros coincida con el centro geométrico de la pila, siendo necesario verificar los esfuerzos generados a los muros (fig. 19.8.7.2.1.4.b). La deformación de la trabe de liga incluyendo el flujo plástico, no deberá ser mayor que $L/360$, siendo L la distancia entre centros de pilas.

19.8.7.2.1.4 Se recomienda que los apoyos de los muros sean simétricos.

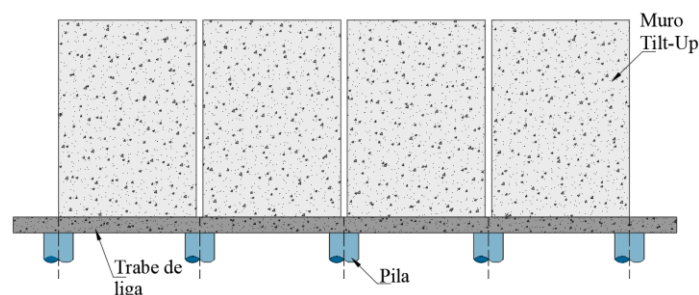


Figura 19.8.7.2.1.4.a - Arreglo de pilas para soporte de muros

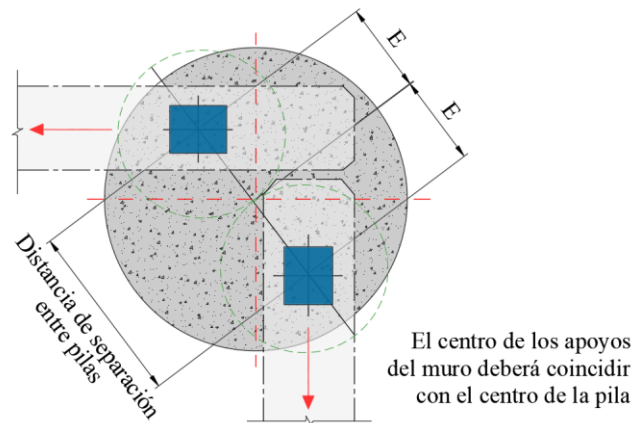


Figura 19.8.7.2.1.4.b - Posición de los apoyos de los Muros Tilt-Up en esquina con referencia a las pilas

19.8.7.2.1.5 Las traveses de liga deberán diseñarse para transmitir directamente la carga del muro hacia las pilas, lo que disminuirá las concentraciones de esfuerzos en los muros.

Comentario:

No es recomendable apoyar directamente los muros sobre las pilas pues podría generarse una concentración importante de esfuerzos en las esquinas ante pequeños asentamientos diferenciales del suelo, de ahí la conveniencia del uso de las traveses de liga como elemento rígido para la distribución de esfuerzos (fig. C.19.8.7.2.1.5).

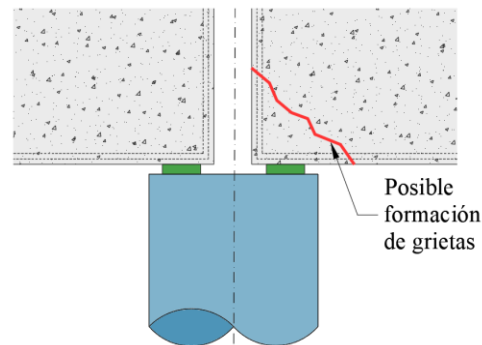


Figura C19.8.7.2.1.5 - Formación de grietas por asentamiento diferencial de pilas

19.8.7.2.2 Cimentaciones con cambios de nivel

19.8.7.2.2.1 Debido a la longitud de las naves industriales y a las necesidades del proyecto, la zapata corrida podrá requerir cambios de nivel en su longitud, los cuales podrán realizarse cumpliendo con los siguientes requisitos (fig. 19.8.7.2.2.1):

- Los desniveles deberán hacerse por medio de transiciones de forma que la zapata sobre la que apoyan los muros tenga un nivel horizontal. No se permite el uso de zapatas con nivel variable
- El desnivel siempre deberá coincidir con el borde del muro donde se requiera, estos no podrán ubicarse a distancias intermedias ni al centro del muro
- En la zona de transición podrá interrumpirse el armado de la zapata el cual deberá anclarse de acuerdo con la NTC-Concreto. En los lechos superior e inferior deberán colocarse bastones adicionales hasta una distancia igual que la altura (H_e) del desnivel. De igual forma se deberán colocar estribos en toda la zona
- El escalón para el desnivel deberá tener una longitud igual o mayor que H_e , formando un ángulo igual o menor que 45° .

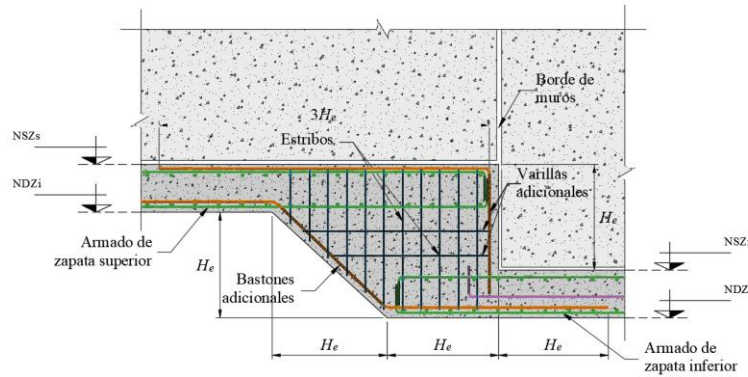


Figura 19.8.7.2.2.1 - Requerimientos geométricos para los escalones en cambios de nivel de zapatas corridas

Comentario:

Estos requisitos se estipulan de forma que se haga una transición paulatina entre los cambios de nivel. No es recomendable generar un escalonamiento a distancias intermedias del panel por efectos constructivos y para evitar discontinuidades en los armados de los muros. Los estribos en la zona de transición tienen como objetivo evitar fallas de cortante en la zona de transición.

19.8.7.3 Diseño de muros

19.8.7.3.1 Armado de refuerzo máximo y mínimo

19.8.7.3.1.1 En los muros Tilt-Up se distinguen dos zonas importantes: las pilastras a los lados de los huecos (fig. 19.8.7.3.1.1) y la zona maciza de los muros, para cada una de dichas zonas, se deberán tomar en cuenta las siguientes especificaciones de refuerzo:

- a) **Pilastras o bulbos:** El armado de las pilastras no podrá ser menor que 1 por ciento de su área aislada y en ningún caso podrá exceder 6 por ciento de esta. Dichas pilastras deberán reforzarse por cortante por medio de estribos de acuerdo con la NTC-Concreto.

En todos los paneles deberán colocarse refuerzos en los bordes para formar bulbos los cuales deberán armarse por lo menos con cuatro varillas de 13 mm (1/2") y estribos de 10 mm (3/8") a cada 20 cm.

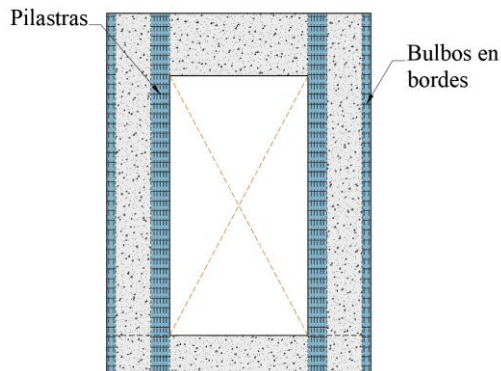


Figura 19.8.7.3.1.1 – Definición de pilastras y bulbos en muros Tilt-Up

Comentario:

El área de las pilastras se tomará como su ancho (el cual no deberá ser menor que 60 cm) por el espesor del muro. Se deberán colocar refuerzos en los bordes para generar los bulbos de al menos 20 cm de ancho para proteger los bordes de los paneles y asegurar un buen desempeño tanto en las etapas de izaje como durante las demandas de trabajo de los elementos.

- b) **Zonas macizas:** En las zonas de los muros que no tienen aberturas donde no se presentan cargas verticales concentradas, el armado mínimo del muro podrá ser igual que el indicado en la NTC-Concreto para elementos cuya dimensión es mayor que 1.5 m. En los casos donde hay cargas concentradas en las que la carga vertical supera $0.3f_c A_g$ el refuerzo mínimo deberá ser igual que 0.01^a_g . El armado de los muros en ningún caso deberá exceder de 0.06^a_g , siendo A_g el área de la sección transversal del muro.

El refuerzo horizontal mínimo será el menor del definido para efectos de temperatura en la NTC-Concreto, esto es el 0.25 por ciento. El refuerzo mínimo horizontal y vertical deberá incrementarse 50 por ciento si los muros están expuestos a la intemperie, como se indica en la NTC-Concreto, dado que son elementos donde es particularmente importante garantizar el buen aspecto de su superficie, ya sea garantizando que el concreto no se va a agrietar, o incrementando 1.5 veces los armados mínimos anteriores.

Comentario:

El incrementar los armados mínimos 50 por ciento por estar a la intemperie obedece a los criterios de durabilidad definidos en la NTC- Concreto. Por otro lado, debido que son elementos de fachada su aspecto es particularmente importante, por lo que, se debe minimizar la formación de fisuras. En caso de no tener evidencia suficiente que indique que el concreto no se va a fisurar, se deberá incrementar el armado mínimo adicionalmente 1.5 veces.

19.8.7.3.2 Dimensiones mínimas en muros con huecos

19.8.7.3.2.1 En los muros con huecos centrales donde la resistencia y rigidez del muro es proporcionada por pilastras de pequeñas dimensiones, el ancho mínimo deberá ser de 600 mm (fig. 19.8.7.3.2.2) siempre que se cumpla con la resistencia requerida, sin superar el armado máximo indicado en la sección anterior.

Comentario:

El ancho mínimo de 600 mm se define dado que puede haber problemas de inestabilidad en esa zona del muro y por ende una falla.

19.8.7.3.2.2 Cuando se tiene más de un hueco en la altura del muro y dichos huecos tienen un ancho mayor a 2 metros, el espacio entre huecos genera un segmento horizontal que deberá tener un peralte mayor que 900 mm (Fig. 19.8.7.3.2.2) y deberá ser diseñado por flexión y cortante, incluyendo el detallado de los estribos en su conexión con los elementos verticales del muro.

Comentario:

Al tener huecos consecutivos en la altura, el muro pierde una gran rigidez, por lo que, es conveniente que el elemento intermedio se detalle como una viga de acoplamiento entre los dos elementos verticales. Los huecos cuyo ancho es menor que 2 m, por ejemplo, hueco para aire acondicionado o ventilación, no generan este efecto por lo que no es necesario aplicar esta especificación.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

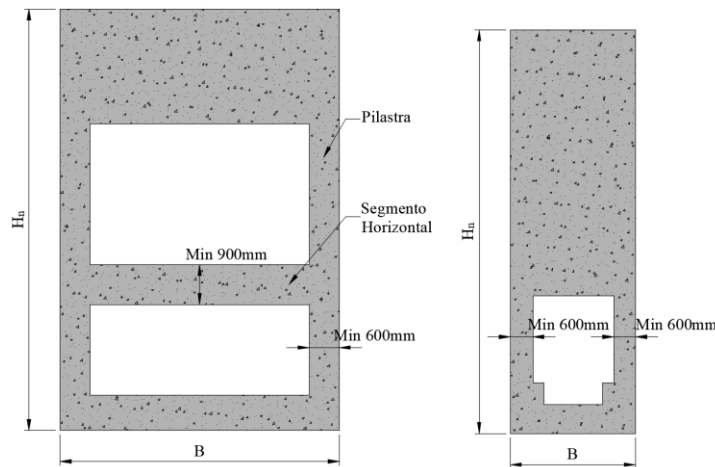


Figura 19.8.7.3.2.2 - Dimensiones mínimas de los elementos verticales y horizontales en muros con huecos.

19.8.7.3.3 Refuerzo en zonas de concentración de esfuerzos

19.8.7.3.3.1 Para prevenir la formación de grietas en las esquinas de los huecos se deben colocar refuerzos diagonales adicionales con una inclinación de 45° en las zonas de concentración de esfuerzos (Fig. 19.8.7.3.3.1.a)

- a) Se colocarán al menos dos varillas de 13 mm (1/2") en cada parrilla a 45°, y de por lo menos 1.2 m de longitud, en las esquinas de los huecos de puertas y ventanas

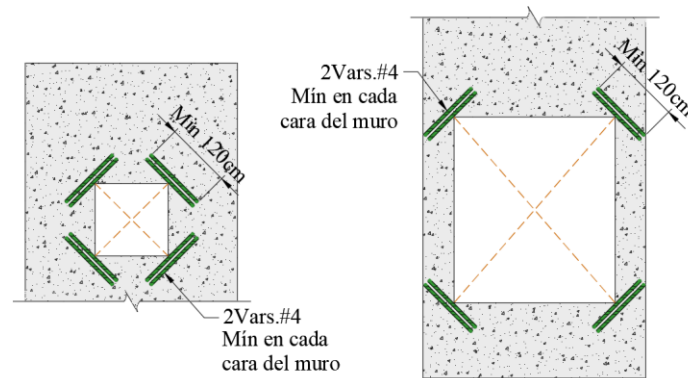


Figura 19.8.7.3.3.1.a - Refuerzos diagonales en huecos

- b) Se colocarán tres varillas de 13 mm (1/2") en las esquinas inferiores del muro en la zona donde se ubican las placas de conexión con la cimentación (fig. 19.8.7.3.3.1.b).

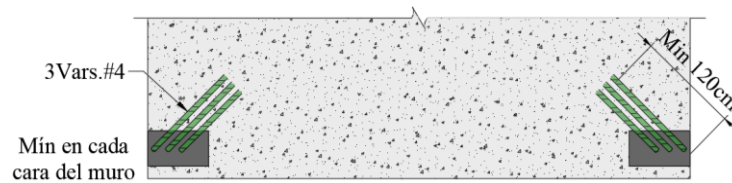


Figura 19.8.7.3.3.1.b - Refuerzos diagonales en la zona de conexión con la cimentación

Adicionalmente, en las conexiones laterales entre muros se deberán colocar dos varillas de 13 mm (1/2") en cada lecho a lo ancho de todo el muro. En las zonas donde se interrumpa la continuidad del refuerzo por las aberturas, estos se deberán anclar con escuadras a 90° como se indica en la fig. 19.8.7.3.3.1.c.

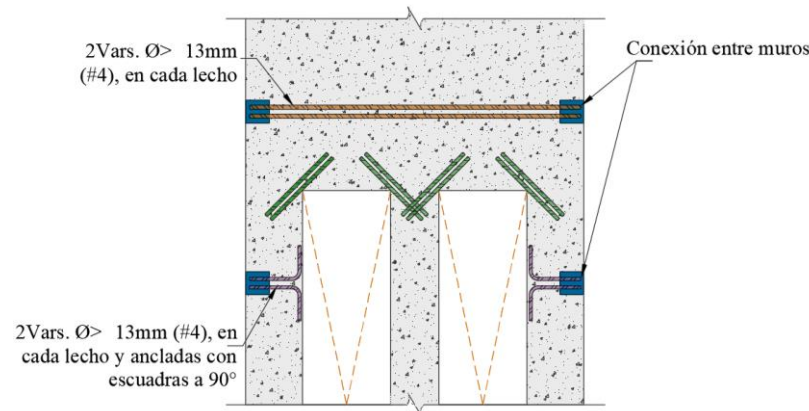


Figura 19.8.7.3.3.1.c – Refuerzos horizontales en las zonas de conexión lateral con otros paneles

Comentario:

Estos refuerzos se requieren debido a que, en las zonas de concentración de esfuerzos, como lo son las conexiones y las esquinas de los huecos, se generan esfuerzos aproximadamente a 45° que requieren refuerzo para limitar la formación de fisuras.

19.8.7.3.4 Espesor de los muros

19.8.7.3.4.1 El espesor de los muros sin huecos no podrá ser menor que $H_n/70$, donde H_n es la altura libre del muro medida entre apoyos (fig. 19.8.7.3.5.8), por ejemplo, desde el firme de la nave hasta el punto de conexión con el sistema de cubierta. Se podrán usar espesores menores al límite anterior siempre que se demuestre numéricamente que se cumple con la resistencia, pero en ningún caso podrá usarse un espesor menor que 20 cm.

19.8.7.3.4.2 Para el caso de muros con huecos podrán emplearse estos valores como referencia siempre y cuando dicho espesor cumpla con la resistencia requerida. Sin importar el espesor del muro resultante este deberá armarse con dos parrillas de acero.

Comentario:

Es probable que para algunas condiciones de carga y geométricas se requieran espesores mayores, principalmente por condiciones de esbeltez. La altura libre se medirá entre puntos de apoyo que puedan restringir al muro en desplazamientos perpendiculares a su eje (fuera del plano).

19.8.7.3.5 Efectos de segundo orden

19.8.7.3.5.1 Debido a la esbeltez de los muros, es necesario incluir en las fuerzas de diseño los efectos de segundo orden, los cuales deberán considerarse acorde con el apoyo en la base de los muros.

Comentario:

Acorde con las condiciones de apoyo de los muros, se deben considerar los efectos de segundo orden $P-\delta$ y $P-\Delta$.

Para el diseño de los muros se deberá obtener el momento actuante considerando su esbeltez por medio de la ec. 19.8.7.3.5.1 y acorde con 3.3.5.2.4 de la NTC-Concreto para elementos con extremos restringidos lateralmente.

Comentario:

Para considerar el momento amplificado de la ec. 19.8.7.3.5.1, se asume que el espesor de la sección resistente se mantiene constante en toda la altura y cumple con los límites de acero máximo y mínimo

$$M_u = \frac{C_m M_{ua}}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \tag{19.8.7.3.5.1}$$

M_{ou} Momento actuante máximo (multiplicado por el o los factores de carga correspondiente)

P_u Carga vertical máxima actuante (multiplicado por el o los factores de carga correspondientes)

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(H')^2}$$

19.8.7.3.5.2 EI es la rigidez efectiva y se calcula como:

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} \tag{19.8.7.3.5.2}$$

H' altura libre del muro

E_c módulo de elasticidad del concreto

I_g Momento de Inercia bruto de la sección en análisis

u Relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida contra la carga axial de diseño factorizada, en ningún caso u se tomará mayor que 1.0

a) En los muros cuya resistencia está dada por pilastras, la altura libre H' se tomará como la mayor de las siguientes longitudes (fig. 19.8.7.3.5.8):

- i. En muros cuya resistencia en la base está dada por pilastras, se tomará igual que la altura total hasta donde se llega al área cerrada del muro. En los casos donde hay más de un hueco consecutivos en altura, H' se tomará hasta el nivel superior del último hueco
- ii. La altura a la que se encuentra el primer apoyo lateral por arriba del hueco que tenga continuidad hacia el siguiente apoyo lateral por medio de varillas de refuerzo horizontales.

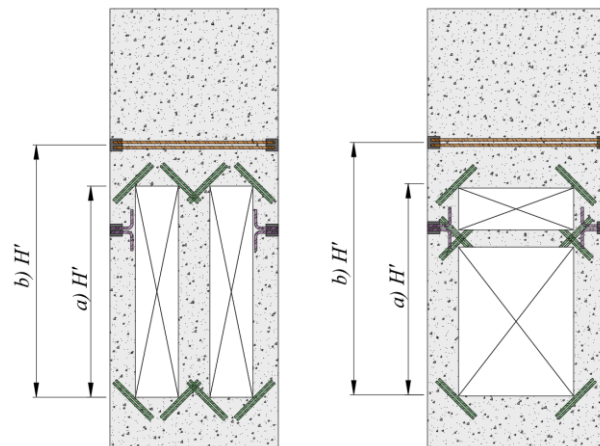


Figura 19.8.7.3.5.8 - Definición de la altura H' para el cálculo del factor de amplificación de momentos en la base

Comentario

La definición de H' depende de los elementos que limitan el pandeo de la zona crítica. En la dirección paralela al eje del muro ésta ya se encuentra restringida por el mismo muro, mientras que, en la dirección perpendicular, la restricción la da la conexión con el panel lateral. Esta conexión no se debe considerar en el modelado como un apoyo sino como un punto de arriostamiento lateral del muro.

19.8.7.3.5.3 La distorsión máxima permisible por sismo deberá ser acorde con la tabla 4.3.2 de las NTC-Sismo para marcos de ductilidad baja e igual a 0.015 con un factor de comportamiento sísmico Q igual a 2.

Comentario:

Aunque el sistema podría pensarse como un sistema dual a base marcos y muros de concreto, dado no se cumple con la condición de diafragmas horizontales rígidos por lo que se deben clasificar como marcos regulares de ductilidad baja.

19.8.7.3.5.4 Por otra parte, para las combinaciones de carga que incluyen efectos de viento, la deflexión máxima de servicio no podrá ser mayor que $H_n/240$.

Comentario:

El propósito de limitar las deflexiones fuera del plano y al centro del muro es para evitar deformaciones elásticas excesivas debidas a las cargas laterales y que, por efectos de esfuerzos pudieran generar deformaciones inelásticas. Los límites para viento se revisan en los muros expuestos en sotavento, en la dirección de análisis, y en el caso de sismo se revisará para la condición fuera del plano del muro en estudio.

19.8.7.3.5.5 La deflexión lateral a la mitad de la altura libre del muro para evitar el efecto $P-\delta$ deberá mantenerse por debajo de $H/150$ y podrá tomarse del análisis para las condiciones de servicio.

Alternativamente dicha deflexión podrá calcularse por medio de las siguientes ecs.:

Si $M_{ser} < 2/3 M_{ag}$

$$\delta_s = \frac{2}{3} \delta_{ag} + \frac{M_{ser} - \frac{2}{3} M_{ag}}{M_{ser} - \frac{2}{3} M_{ag}} \left(\delta_n - \frac{2}{3} \delta_{ag} \right) \quad (19.8.7.3.5.5.a)$$

Si $M_{ser} > 2/3 M_{ag}$

$$\delta_s = \left(\frac{M_{ser}}{M_{ag}} \right) \delta_{ag} \quad (19.8.7.3.5.5.b)$$

Comentario:

Se emplea como valor límite 2/3 de M_{ag} dado que se ha observado experimentalmente (SEAOSC, 1982) que las deflexiones se incrementan rápidamente cuando las demandas superan dos terceras partes del momento de agrietamiento. En caso contrario se mantienen bajas.

19.8.7.3.5.8 El momento de agrietamiento a flexión crítico M_{cr} y la deflexión crítica de servicio δ_r podrán calcularse como:

$$M_{ag} = f_t S \quad (19.8.7.3.5.8.a)$$

$$\delta_{ag} = \frac{5M_{ag}H_n^2}{48E_c I_{ag}} \quad (19.8.7.3.5.8.b)$$

$$\delta_{ser} = \frac{5M_{ser}H_n^2}{48E_c I_{ag}} \quad (19.8.7.3.5.8.c)$$

M_{cr}	momento de flexión que genera agrietamiento en el elemento resistente (base del muro o pilastra)
f_t	resistencia nominal del concreto en tensión
$S = bh^2/6$	módulo de sección transversal del muro o pilastra
C	distancia al del borde del muro
I_{ag}	Inercia de agrietamiento como se define en la sección 13.4.3 de la NTC-Concreto
d	peralte efectivo del muro
M_n	momento de flexión nominal del muro (considerando todo el ancho del muro)

M_a	momento actuante de diseño
H_n	altura libre del muro medida a partir del nivel de piso de la nave
δ_n	máxima deflexión esperada al centro del elemento resistente
δ_{cr}	deflexión esperada con la ocurrencia del momento de agrietamiento M_{cr}

19.8.7.3.6 Diseño por flexocompresión

19.8.7.3.6.1 Con los momentos flexionantes, incluyendo los efectos $P-\Delta$ y la amplificación por esbeltez, las pilastras del muro se diseñan como columnas por flexocompresión de acuerdo con lo establecido en la NTC-Concreto con una excentricidad de diseño no menor que $0.05H \geq 20$ mm.

19.8.7.3.6.2 El cálculo de las resistencias se hace por medio de diagramas de interacción. La superficie de falla, la cual se define con las zonas de tensión, compresión y los puntos intermedios, se grafica con las ecs. siguientes:

- a) Zona de compresión pura

$$P = F_R \left[f_c'' (A_g - A_s) + A_s f_y \right] \quad (19.8.7.3.6.2.a)$$

- b) Carga axial resistente en puntos intermedios

$$P = F_R \left(\sum_{n=1}^{NL} \frac{F_y A_{sn} \varepsilon_n}{\varepsilon_n} + \beta_1 c B f_c'' \right) \quad (19.8.7.3.6.2.b)$$

- c) Momento flexionante resistente en puntos intermedios

$$M_R = F_R \left(\sum_{n=1}^{NL} \frac{F_y A_{sn} \varepsilon_n}{\varepsilon_n} y_n + \beta_1 c B f_c'' \left(\frac{H}{2} - \frac{\beta c B f_c''}{2} \right) \right) \quad (19.8.7.3.6.2.c)$$

- d) Zona de tensión pura

$$P = F_R A_s F_y \quad (19.8.7.3.6.2.d)$$

ε_n	deformación unitaria
β_1	factor definido en 3.5.e de la NTC-Concreto, que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
A_g	área bruta de la sección transversal del muro
A_s	área total del refuerzo longitudinal del muro
y_n	distancia del centroide del lecho de acero al centroide de la sección
B	ancho de una sección rectangular
H	altura del segmento o tablero del muro perpendicular a la dirección de la fuerza cortante
f_c''	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión
P	carga axial que actúa en una sección
A_{sn}	área de acero del n-ésimo lecho de acero
NL	número de lechos de acero
F_R	factor de resistencia, se asignará de acuerdo con los criterios de la NTC-Concreto

19.8.7.3.7 Diseño de armadura horizontal estabilizadora

19.8.7.3.7.1 En los muros donde sea requerido, deberá colocarse una armadura estabilizadora horizontal en su parte superior que permita distribuir uniformemente los desplazamientos del muro debidos a las demandas laterales de sismo y viento.

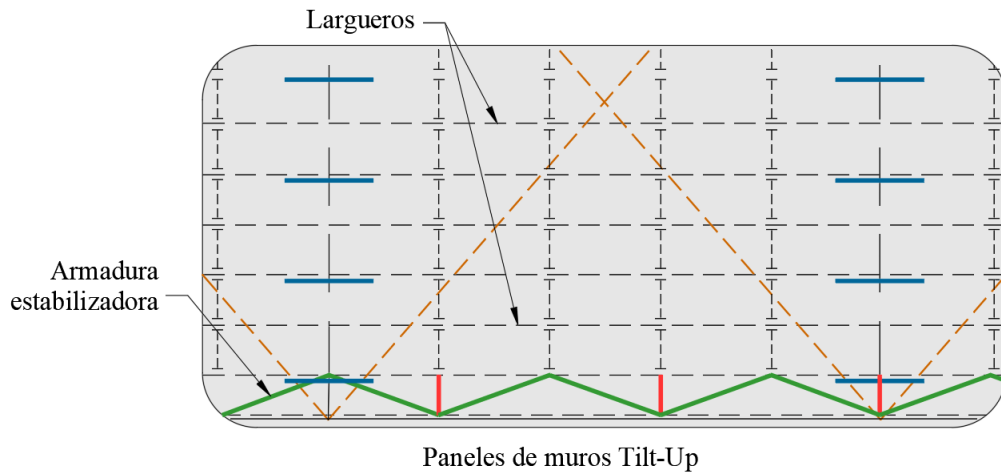


Figura 19.8.7.3.7.1 - Armadura horizontal estabilizadora en la parte superior de los muros

19.8.7.3.7.2 Los criterios de diseño para estas armaduras dependerán de las condiciones de apoyo del muro:

- a) Muros empotrados en la base. En los casos donde se empotran los muros en la base, las armaduras estabilizadoras se emplean como elementos de control de desplazamientos, de forma que los tableros de los muros se deformen de manera uniforme. No es necesario colocar estas armaduras en tableros perpendiculares al sistema de largueros.

Comentario

Se podrán emplear los mismos perfiles utilizados para el arriostramiento lateral de los largueros adicionando elementos diagonales de refuerzo y empleando los mismos largueros como cuerdas superior e inferior para formar las armaduras (fig. 19.8.7.3.7.1). Estas armaduras no se deben considerar como apoyos en el modelado de los paneles. Estas armaduras no son necesarias en los muros donde los largueros son perpendiculares al tablero de los muros dado que los mismos largueros generan la restricción lateral.

- b) Muros articulados en la base. Si los muros están articulados en su base, la armadura estabilizadora deberá diseñarse como un elemento estructural para generar el apoyo y evitar que los muros sean inestables. Estos elementos se apoyan en los marcos principales por lo que deberán revisarse que estos tengan la capacidad de tomar las reacciones por fuera del plano de los paneles de muros. Estas armaduras se colocan en la parte superior de todos los muros incluyendo los muros cabeceros.

La deflexión máxima de esta armadura en la dirección perpendicular a los muros deberá ser menor que $L/1000$ donde L es la separación entre ejes de marcos principales.

Comentario

En los muros simplemente apoyados en la base, estas armaduras deben funcionar como elemento estructural para garantizar la formación del apoyo y por tanto tienen demandas de carga mayores que deberán ser transferidas a los marcos principales. En este caso no se podrán emplear los largueros como cuerdas ya que estos elementos no tienen suficiente resistencia por lo que se deberán colocarse también armaduras horizontales.

19.8.7.3.8 Muros con aberturas a futuro (Knock-Out)

19.8.7.3.8.1 De acuerdo con el funcionamiento de la nave, es posible que se deban considerar aberturas a futuro denominadas “Knock-Out”, por lo que, deben ser previstas en el diseño.

19.8.7.3.8.2 Los muros donde se requieran estas aberturas futuras deberán diseñarse como si esta zona no existiese con el detallado de los muros antes descrito (fig. 19.8.7.3.8.2).

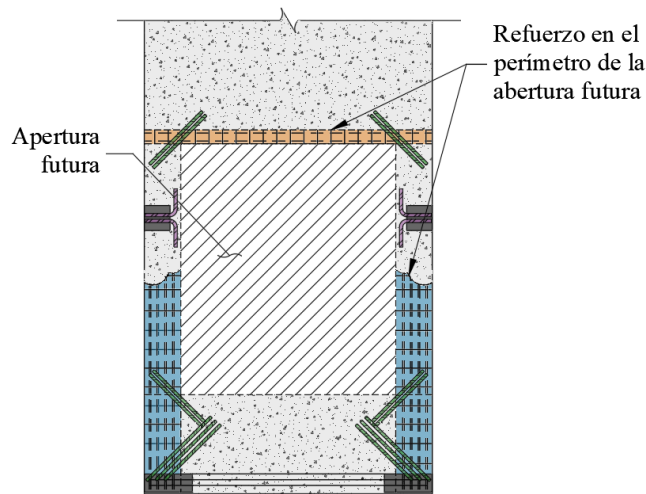


Figura 19.8.7.3.8.2 - Refuerzos perimetrales por colocar en los huecos que podrán demolerse en el futuro

19.8.7.3.8.3 La zona por retirar se armará con el acero mínimo vertical y horizontal, y no tendrán continuidad con el refuerzo del muro. Solamente se anclarán algunas varillas en los refuerzos perimetrales del hueco para proporcionarle estabilidad las cuales consistirán en una varilla del número 4 al centro del muro espaciadas a no más de 50 cm. Es importante que en el perímetro de la apertura se coloque una buña de tal manera que quede definida totalmente la zona a demoler (Fig. 19.8.7.3.8.3.a y 19.8.7.3.8.3.b).

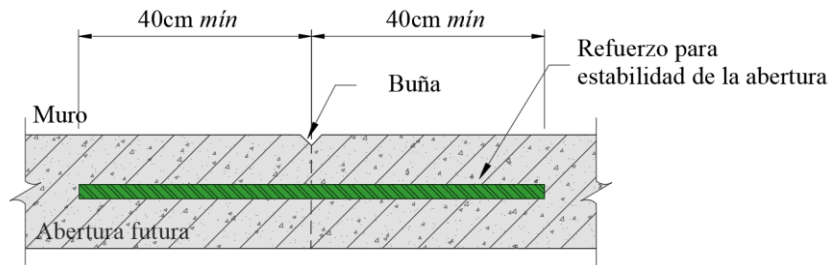


Figura 19.8.7.3.8.3.a - Buña en el perímetro de la apertura futura.

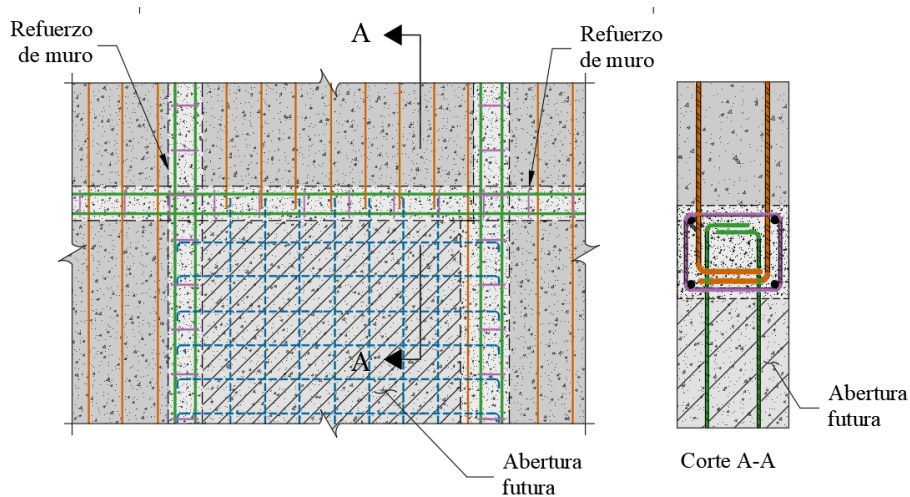


Figura 19.8.7.3.8.3.b - Anclaje del acero de refuerzo del muro en las aberturas futuras

19.8.7.3.9 Conexiones

19.8.7.3.9.1 En el diseño de las conexiones de los muros de Tilt-Up se deberá garantizar la estabilidad global del sistema y que no se presente una falla de tipo frágil. Los pernos de cortante deberán calcularse para los estados límite definidos en la sección 13.4 de esta Norma.

Para garantizar que los pernos se comporten de forma dúctil se deberá garantizar que la capacidad del grupo de anclas ante el desprendimiento del cono de concreto definido en la sección 13.4.5, sea menor o igual al 85 por ciento de la capacidad a tensión definida en la ec. 13.4.2.1 multiplicada por el total de anclas (n); por lo tanto, la longitud mínima requerida del perno h_{ef-min} se puede calcular con la ec. 19.8.7.3.7

$$h_{ef-min} = \left(\frac{0.85nA_b f_t}{\frac{A_N}{A_{No}} \Psi_1 \Psi_2 \Psi_3 \Psi_4 k_c \sqrt{f'_c}} \right)^{2/3} \quad (19.8.7.9.1)$$

n número de anclas definido en la conexión
 $\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4$ definidas en el Capítulo 13

Comentario:

Estos criterios coinciden con los definidos en el manual ACI 349.2 para el diseño de conexiones que se conforman por placas embebidas en el concreto para garantizar el correcto desempeño dúctil de la conexión.

La ec. 19.8.3.7 parte de igualar la ec. 13.4.3.1b (sin estribos) con 0.85 de la ec. 13.4.2.1 y despejando la longitud de anclaje h_{ef} .

Adicionalmente, para las conexiones formadas por una sola ancla, también se deberá verificar que la capacidad por extracción definida en 13.4.4 sea por lo menos el 85 por ciento de la capacidad a tensión.

19.8.7.3.9.2 El factor de reducción de resistencia para el diseño de anclas y placas embebidas será igual a $F_R = 0.5$.

Comentario:

Este tipo de conexiones si bien son eficientes en resistencia, tienen baja capacidad dúctil ya que dependen exclusivamente de los pernos de cortante, y la estabilidad del sistema es altamente dependiente de la capacidad de las conexiones, por tal razón es recomendable tener un factor de seguridad mayor que el utilizado en el resto del sistema.

a) Conexión del muro con las zapatas

19.8.7.3.9.3 La conexión del muro con las zapatas se realiza por medio de una placa instalada en las esquinas inferiores de los tableros de los muros la cual se suelda a placas colocadas en las zapatas (“Hold Down”). La unión se hace por medio de un ángulo. Se deberá prever la ubicación de las placas ahogadas en los planos de cimentación y la conexión deberá protegerse por medio de *grout*.

19.8.7.3.9.4 Las placas para la conexión con la cimentación deberán ubicarse en la cara que queda por fuera de la fachada de la nave y se recomienda colocar cartabones a los ángulos con la finalidad de que tengan la resistencia adecuada tanto en la etapa de construcción como la de servicio.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

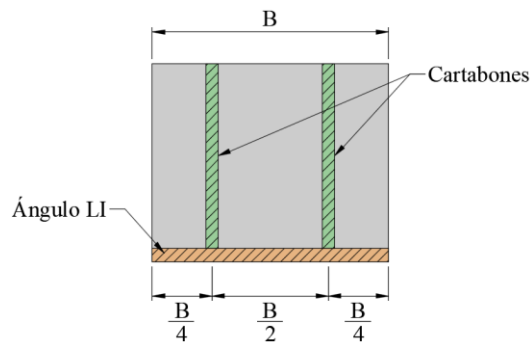


Figura 19.8.7.3.9.4.a - Cartabones de protección de los ángulos de la conexión

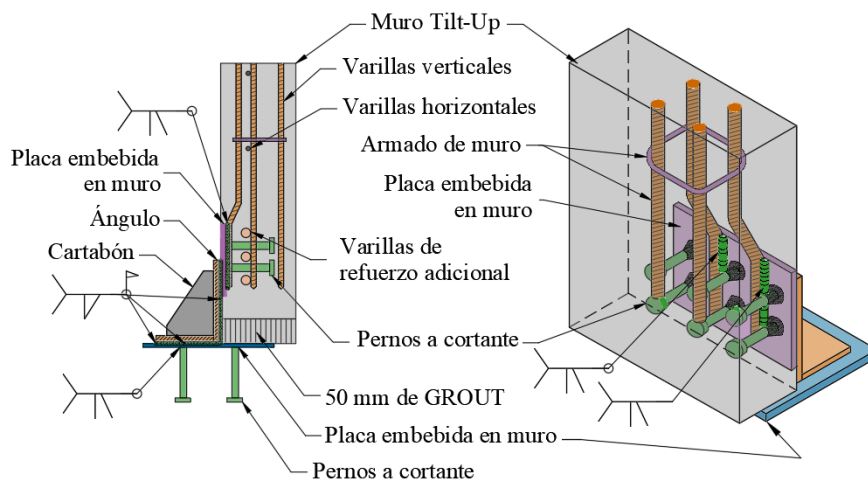


Figura 19.8.7.3.9.4.b - Conexión de los muros con las zapatas corridas

19.8.7.3.9.5 Se deberá colocar debajo del muro una capa de 5 cm de *grout*.

Comentario:

Esta capa se coloca para asegurar el apoyo regular del muro sobre la zapata y tomar posibles imperfecciones en la superficie de la zapata que provoquen concentraciones de esfuerzos en la base del muro.

19.8.7.3.9.6 El diseño de las placas ahogadas deberá hacerse acorde con las especificaciones para placas base considerando los efectos de cortante y momentos obtenidos del análisis. Adicionalmente deberá revisarse que los esfuerzos combinados (Von Mises) queden por debajo del esfuerzo de fluencia de la placa.

Comentario:

Se establece el esfuerzo de Von Mises como valor de revisión dado que con este se obtiene la resultante de los esfuerzos de flexión y cortante que actúan sobre la placa.

19.8.7.3.9.7 El diseño de los pernos a cortante deberá realizarse verificando todos los estados límite de falla correspondientes a las anclas para placas base, es decir deberán revisarse para las condiciones de arrancamiento, falla por tensión, falla por cortante y falla del cono de concreto a tensión y cortante (véase en Capítulo 13.4).

b) Conexión con el firme de concreto

19.8.7.3.9.8 Cuando el muro se conecta al firme, se colocarán varillas de diámetro $\phi = 10 \text{ mm}$ (3/8") con separaciones máximas de 30 cm a todo lo ancho del muro las cuales se deberán doblar y proteger durante la etapa de colado e izaje (Fig. 19.8.7.3.9.7).

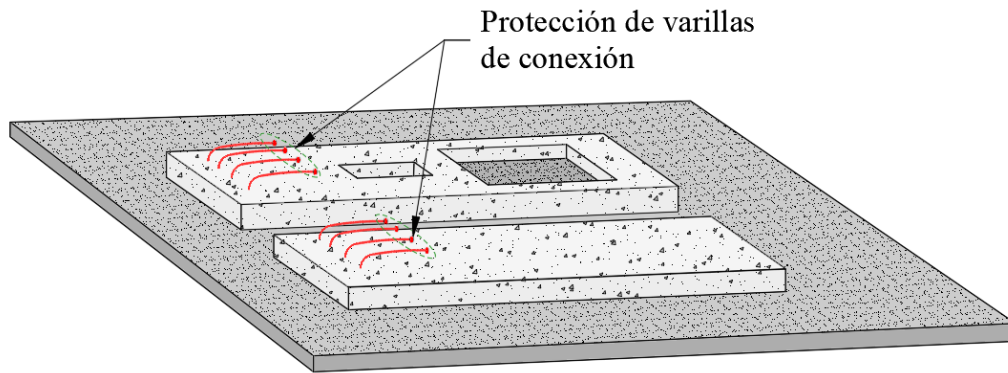


Figura 19.8.7.3.9.7 – Ubicación y protección de las varillas de conexión con el firme

c) Conexión lateral entre paneles de muros

19.8.7.3.9.9 A partir del nivel del piso de la nave, se deberá colocar una placa de conexión para conectar lateralmente los muros, ubicada a una distancia no mayor a 3 m, medida a partir de piso de la nave.

Comentario:

La principal función de esta conexión es transmitir las fuerzas laterales en el eje de los muros y restringir su longitud por fuera de su plano, su diseño queda regido por la fuerza lateral la cual es sensiblemente menor que la que tendría si se considerase apoyo por fuera del plano, fuerzas para las cuales no tiene sentido diseñar dado que no es su función, por tal razón, esta conexión no debe considerarse como apoyo por fuera del plano.

19.8.7.3.9.10 La conexión entre paneles laterales en su parte superior se hará como se muestra en la Fig. 19.8.7.3.10.9.a y 19.8.7.3.9.10.b. El diseño de las anclas y la placa se hará como se indica en la sección anterior. En esta conexión se deberán agregar los refuerzos horizontales indicados en 19.8.7.3.3 (Fig. 19.8.7.3.3.1.c).

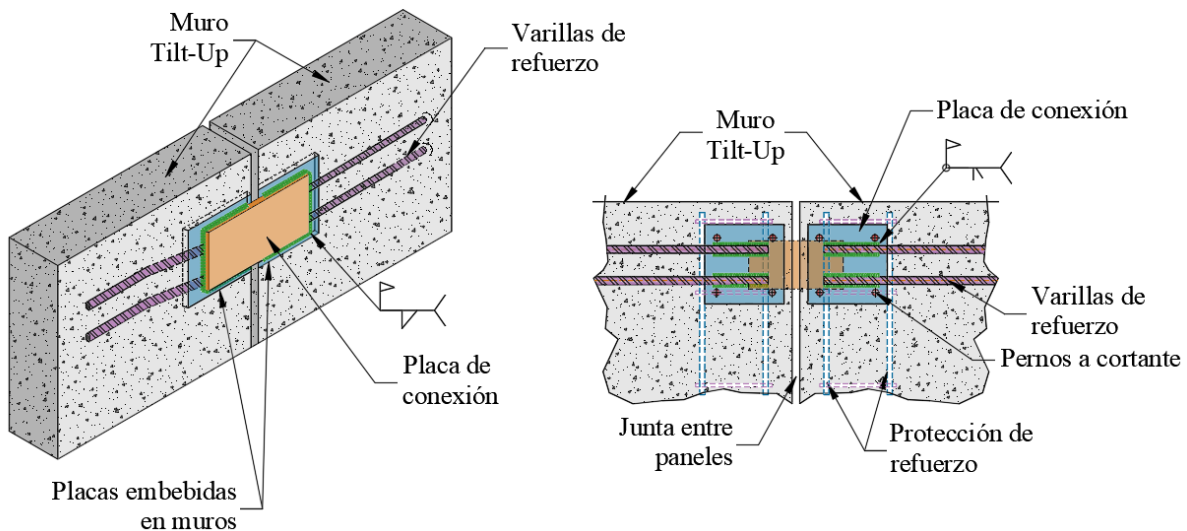


Figura 19.8.7.3.9.10.a – Conexión lateral entre paneles de muros

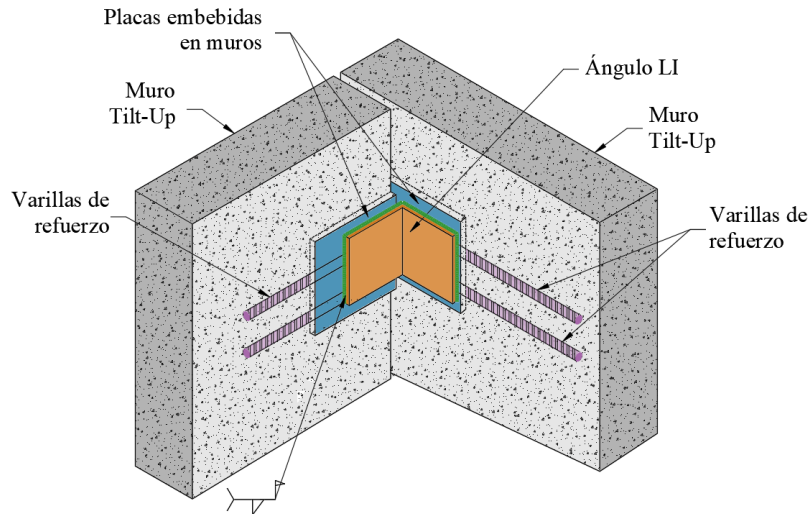


Figura 19.8.7.3.9.10.b – Conexión lateral entre paneles de muros en esquinas

d) Conexión de elementos principales con los muros

19.8.7.3.9.11 La conexión de los elementos principales con los muros deberá resolverse de forma que solamente se transmitan las fuerzas cortantes entre elementos, en el caso de armaduras únicamente se soldará a los muros la cuerda superior y en el caso de vigas por medio de placas a cortante tal como se muestra en la fig. 19.8.7.3.9.12.

19.8.7.3.9.12 El diseño de las anclas embebidas adicionalmente a lo definido en la sección 19.8.7.3.9.1 deberá realizarse para revisar tanto la capacidad a tensión (armaduras) como la capacidad a cortante (vigas), y en su caso, evaluar las acciones combinadas acorde a como se define en la sección 13.5.3.2. La capacidad a cortante de los pernos deberá diseñarse para transferir la carga de la estructura metálica hacia el muro siguiendo las especificaciones para pernos de cortante definido en 10.2.8 (Conectores a cortante) considerando que la carga se aplica sobre la placa embebida a través del perfil metálico.

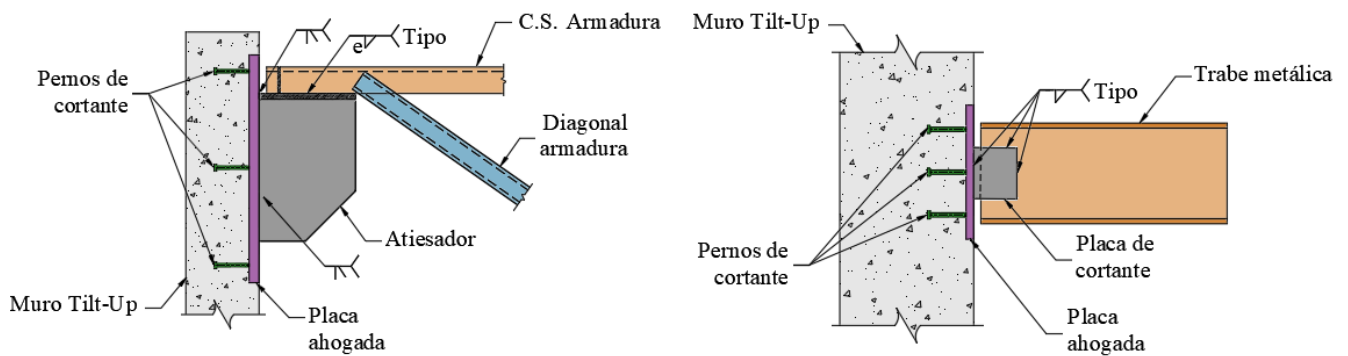


Figura 19.8.7.3.9.12 - Conexiones de elementos principales en muros

20. DISEÑO DE RACKS

En este capítulo se presentan consideraciones generales para el diseño de racks y de sus contenidos. Este capítulo está conformado por las siguientes secciones:

- 20.1 Alcance
- 20.2 Consideraciones generales
- 20.3 Análisis estructural
- 20.4 Parámetros de diseño por sismo
- 20.5 Contenidos
- 20.6 Placas base y anclajes
- 20.7 Diseño de elementos estructurales.

20.1 Alcance

20.1.1 En esta sección se definen los requisitos mínimos para el diseño de racks y de sus contenidos. El diseño de racks de varios niveles con sistema de piso o *pick mods* deberán verificarse como una estructura independiente bajo los criterios por sismo definidos en la NTC-Sismo para una estructura de acero regular.

20.2 Consideraciones generales

20.2.1 Los racks deben ser diseñados para resistir las cargas permanentes y accidentales a los que sean sometidos durante su vida útil, así como también la estabilidad de los contenidos.

20.2.2 Las acciones que deben ser consideradas en el diseño de los racks y de sus contenidos se definen en la NTC-Criterios. En cuanto a los contenidos se definen en la NTC-Sismo las especificaciones para determinar las fuerzas a las cuales estarán sometidos durante un evento sísmico, debiéndose considerar para posiciones y cargas que conduzcan a las mayores acciones de diseño para los racks.

20.2.3 Los racks podrán desplantarse sobre el firme de la nave siempre y cuando este sea revisado para esas cargas, en caso contrario deberán tener su propia cimentación diseñada de acuerdo con la NTC-Sismo.

20.2.3 EL desplomo medido como relativo entre la base y la cresta de la columna cargada se limitará a la altura entre 240. Si no se cumple con dicho límite, se deberá quitar la carga de la columna y plomarse nuevamente.

20.3 Análisis estructural

20.3.1 El análisis de los racks debe representar adecuadamente las condiciones reales de la estructura de tal manera de captar todos los efectos importantes para el diseño. Se deberá tomar en cuenta las condiciones de frontera de cada elemento. En cuanto a los apoyos de las columnas estas suelen estar simplemente apoyadas.

20.3.2 Por lo que respecta a las conexiones entre elementos son, en general, semirígidas (Fig. 20.3.3) por lo cual se deben considerar sus restricciones que generalmente son representadas por medio de un factor que se obtiene de pruebas experimentales y el cual está representado por una curva momento M - rotación θ . Si hay contraventeos en los sistemas de racks se deben considerar las excentricidades de sus conexiones.

20.3.3 En caso de no contar con la curva momento M - rotación θ se deberá hacer un análisis detallado de la conexión de acuerdo con el Capítulo 11 de esta Norma.



Figura 20.3.3 - Conexión tipo entre elementos de racks

Comentario:

El proveedor de los racks deberá proporcionar las curva momento M - rotación θ de las conexiones de los racks que deben ser obtenidas de ensayos de laboratorio o bien de análisis detallados de las mismas que tome en cuenta la fricción y la capacidad al giro de la conexión (fig. C20.3.3).

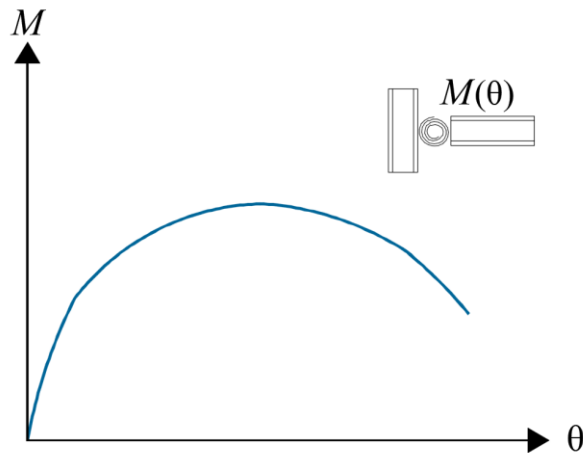


Figura C20.3.3 - Diagrama Momento - Rotación $M(\theta)$

20.4 Parámetros para diseño por sismo

20.4.1 Para el diseño de los racks se utilizarán los factores de comportamiento sísmico Q y de sobre-resistencia R_0 definidos en la NTC-Sismo, a menos que, se puedan justificar valores mayores por medio de estudios específicos y que sean aprobados por la Administración.

Comentario:

La razón de utilizar un valor de Q mayor para el sentido longitudinal es que en esa dirección es raro que se tenga una falla.

20.4.2 Se debe de tomar en cuenta la excentricidad vertical entre el centro de masa del producto almacenado y las vigas donde se apoya dicho producto. Para el análisis se permitirá que el momento ocasionado por dicha excentricidad se descomponga en fuerzas, como se ilustra en la siguiente fig. 20.4.3.

La elevación del centro de gravedad del palet referido a las vigas de soporte (excentricidad vertical) debe considerarse en general

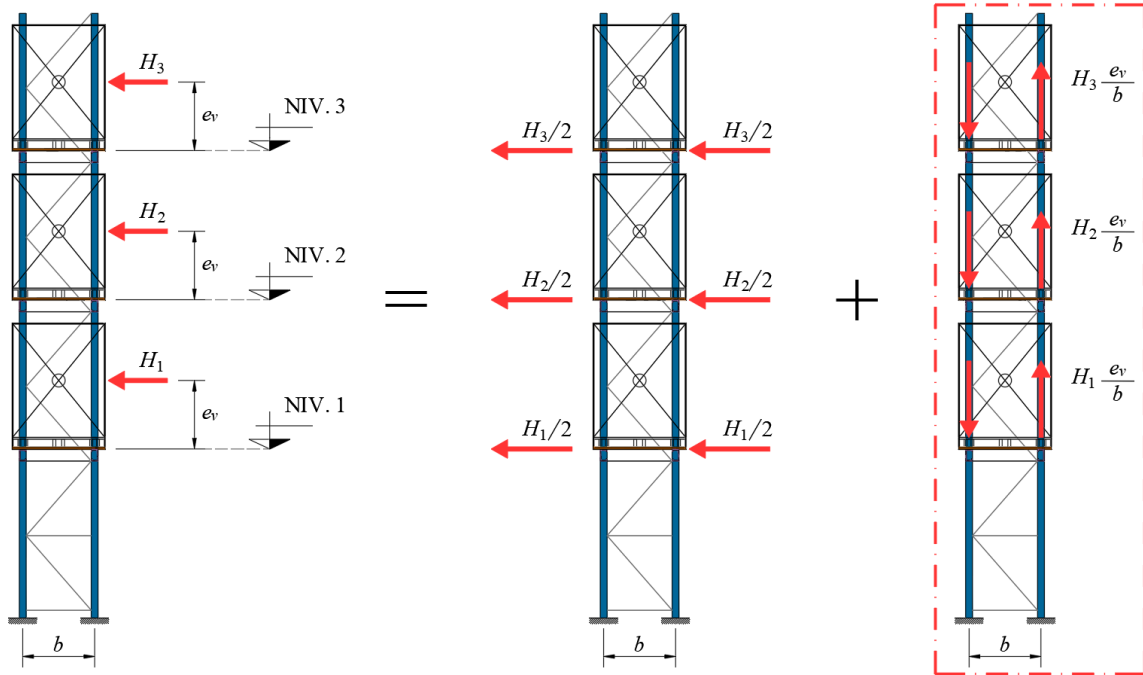


Figura 20.4.3 - Elevación del centro de gravedad de los pallets

20.4.3 Para obtener los periodos fundamentales del Rack se deberá considerar el 67 por ciento de la carga máxima almacenada en los pallets y el 25 por ciento de la carga viva (si aplica).

20.5 Contenidos.

20.5.1 Las fuerzas en los contenidos se deberán determinar siguiendo las especificaciones de Capítulo 8 de la NTC-Sismo debiéndose garantizar su estabilidad, en caso de no poderlo hacer será necesario colocar sujetadores externos apoyados en los elementos de los racks.

20.6 Placas base y anclajes

20.6.1 Por el tipo de apoyo en las columnas, las placas base de los racks cuando el perfil queda centrado en la placa, esta deberá revisarse para cargas axiales y cargas de cortante acorde con las secciones 13.1.1 a 13.1.3.

20.6.2 En los casos donde por geometría el perfil se ubica en el borde de la placa quedando excéntrica la carga, adicional a la revisión por cortante, la placa deberá revisarse para las fuerzas de flexión generadas por dicha excentricidad como se indica en 13.1.4.2.b cuando la excentricidad, e , es superior a la excentricidad crítica, e_{crit} . En su defecto, la placa base podrá revisarse por medio de modelos con elementos tipo área de modo que se puedan evaluar las flexiones generadas en la placa y el efecto de dicha excentricidad generada en las anclas (fig. 20.6.2).

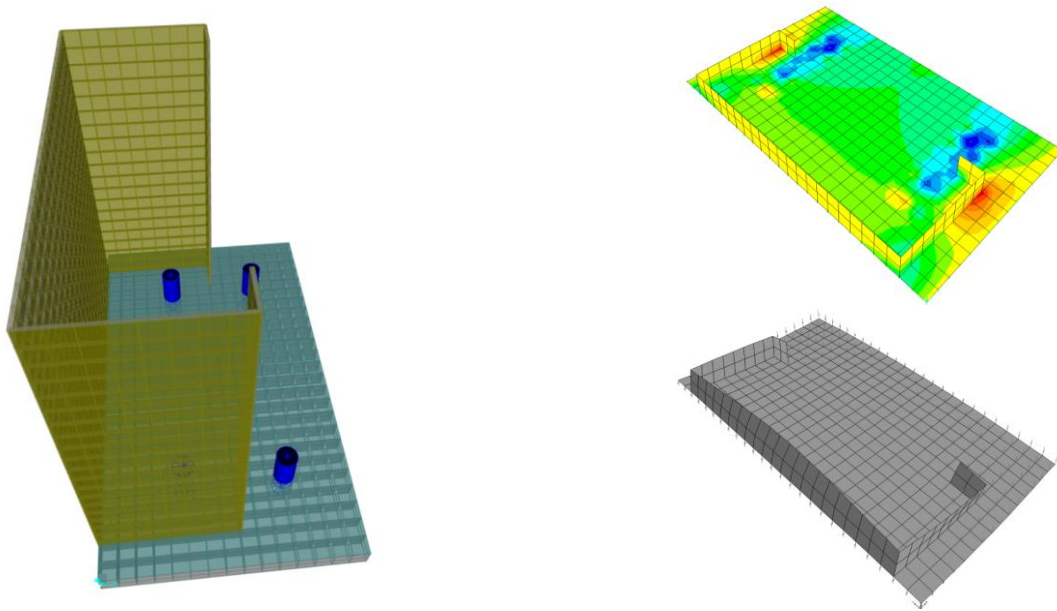


Figura 20.6.2 - Diseño de placa base para racks con excentricidad por medio de modelo de elementos área

20.6.3 En lo que respecta a los anclajes, estos deberán verificarse acorde con los límites de resistencia a, b, c y e definidos en 13.4.1. El desprendimiento el cono de concreto a tensión o a cortante, no es una condición de falla debido a la lejanía a los bordes.

20.6.4 En los casos donde el perfil queda excéntrico a la placa, el anclaje deberá revisarse considerando la flexión debida a la excentricidad.

20.6.5 El sistema de anclaje en la base de la columna del rack deberá diseñarse acorde con las condiciones de frontera definidas en el análisis.

Comentario:

Ejemplos de apoyos de racks en la base se muestran en la fig. C23.6.4.

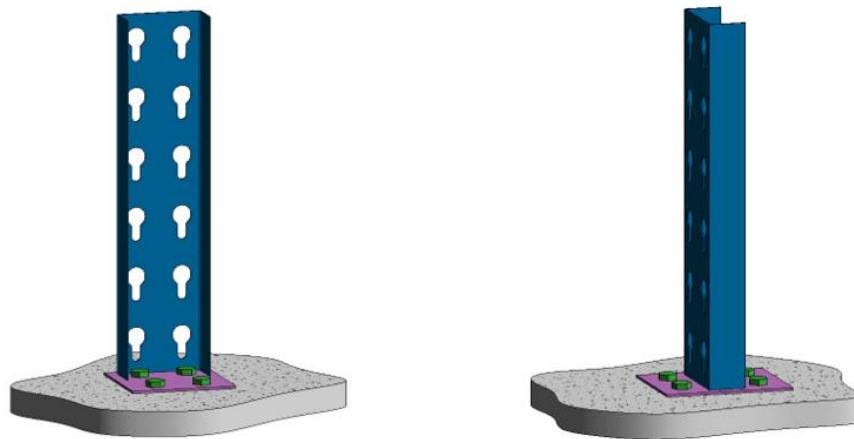


Figura C23.6.4-Apoyos en los racks

23.6.6 El firme de concreto deberá tener suficiente espesor para generar toda la profundidad de anclaje h_{ef} más dos diámetros o la distancia mínima que resulte de la revisión de la resistencia del concreto delante de las anclas para las fuerzas axiales.

20.7 Diseño de elementos estructurales

20.7.1 Para el diseño de elementos estructurales se deberán seguir los criterios establecidos en esta Norma considerando el tipo de sección de que se trate. Si son secciones tipo 4 (esbeltas), se deberán considerar las áreas netas y áreas netas efectivas de acuerdo con la 2.2.5.

20.7.2 Para los casos en los cuales los perfiles tengan perforaciones, las capacidades, considerando la inestabilidad cuando se tenga, se deberán realizar por medio de los dos siguientes procedimientos:

- a) Pruebas experimentales por parte del proveedor de los racks
- b) Por medio del procedimiento indicado en este capítulo.

20.7.3 Para el diseño de perfiles rolados en frío se recomienda tomar en cuenta lo indicado en las *North American Specification for the Design of Cold- Formed Steel Structural Members (American Iron and Steel Institute)*.

20.7.1 Pruebas experimentales por parte del proveedor de los racks.

20.7.1.1 El proveedor deberá hacer pruebas de resistencia considerando los agujeros y las posibles fuentes de inestabilidad tanto a compresión, a flexión y a flexocompresión, además del pandeo local en su caso, con los cuales se establecerá las capacidades de los elementos que forman los racks.

20.7.2 Revisión de elementos.

20.7.2.1 La revisión estructural de los elementos que forman el rack se deberá hacer con base en los procedimientos establecidos en esta Norma. En caso de que los perfiles tengan agujeros se deben considerar las áreas netas y áreas netas efectivas definidas en la sección 2.2.5.

20.7.2.2 Para tomar en cuenta la inestabilidad de perfiles con agujeros (Fig. 23.7.2.2) se deberá de considerar las propiedades geométricas modificadas en el cálculo de los esfuerzos críticos elásticos de pandeo conforme a la tabla 20.7.2.2. Las correcciones por inelasticidad se harán bajo los mismos procedimientos establecidos en la Norma.

Tabla 20.7.2.2 - Propiedades geométricas para la revisión de elementos

Propiedades Promedio	Formula
Momento de inercia alrededor de cualquier de los dos ejes principales de pandeo	$I_{avg} = \frac{I_g L_g + I_{net} L_{net}}{L}$
Constante de torsión de Saint Venant	$J_{avg} = \frac{J_g L_g + J_{net} L_{net}}{L}$
Distancia del centroide al centro de torsión en dirección X y Y	$x_{o,avg} = \frac{x_{o,g} L_g + x_{o,net} L_{net}}{L}$ $y_{o,avg} = \frac{y_{o,g} L_g + y_{o,net} L_{net}}{L}$
Radio polar de giro alrededor del centro de cortante	$r_{o,agv} = \sqrt{x_{o,avg}^2 + y_{o,avg}^2 + \frac{I_{x,avg} + I_{y,avg}}{A_{avg}}}$
Constante de torsión por alabeo	$C_{w,net}$
Grueso del material del perfil	$t_r = t \left[\frac{A_{n alma}}{A_{alma}} \right]$

A_g, A_{net}	Área bruta y neta respectivamente
L_g	Longitud del segmento sin agujeros
L_{net}	Longitud de agujeros o regiones de sección neta
L	Longitud no arriostrada sobre el eje de pandeo ($L_g + L_{net}$)
I_g, I_{net}	Momento de inercia de la sección transversal bruta y neta alrededor del eje de pandeo, respectivamente
$C_{w,net}$	Constante de torsión por alabeo considerando un espesor nulo en la zona de los agujeros.

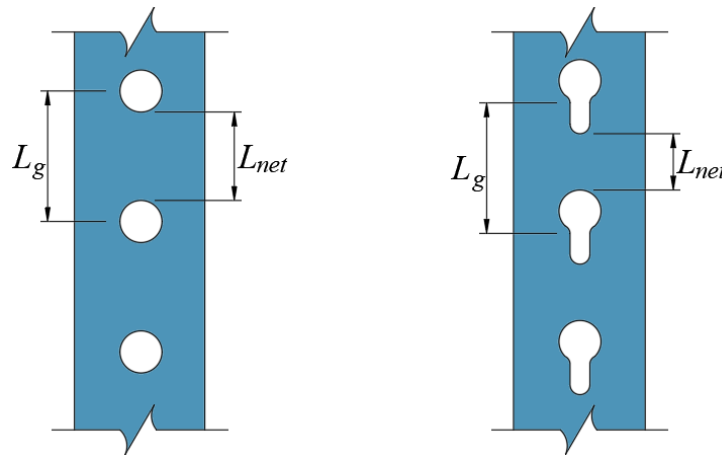


Figura 23.7.2.2 – Longitudes de los agujeros en los racks

20.7.2.3 Para calcular la carga crítica de pandeo se calculará multiplicando el esfuerzo crítico correspondiente por el área total de la sección transversal.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

21. CIMENTACIONES CON MIEMBROS DE ACERO

En este capítulo se presentan consideraciones generales para el diseño de miembros de acero utilizados en cimentaciones.

Está integrado por los incisos siguientes:

- 21.1 Consideraciones generales
- 21.2 Elementos de carga
- 21.3 Elementos de contención
- 21.4 Aspectos constructivos
- 21.5 Método de subexcavación.

21.1 Consideraciones generales

21.1.1 Alcance

21.1.1.1 A los elementos estructurales en cimentaciones se les aplicarán los requisitos específicos de este capítulo, en complemento con otros capítulos de esta Norma y de la NTC-Cimentaciones.

21.1.2 Análisis y diseño

21.1.2.1 El modelo de análisis debe de contemplar todo el sistema de cimentación. Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes y axiales, y los momentos flexionantes, torsionantes y de volteo inducidos por sismo, combinados con los que correspondan a las otras solicitaciones correspondientes a la condición de carga en estudio y afectados por los factores de carga correspondientes.

21.1.2.2 Las fuerzas actuantes en la cimentación se deben calcular según lo especificado en 1.2.3 de la NTC-Sismo.

21.1.3 Tipos de acero para elementos de cimentación

21.1.3.1 Los tipos de acero que se permiten utilizar para elementos de cimentación son los que se enlistan en la tabla 21.1.3.1. El uso de normas de acero que no se incluyan en esta lista deberán ser aprobadas por la Administración.

Comentario:

La tabla 21.1.3.1 muestra tipos de aceros que se recomiendan para su uso como elementos de cimentación. Los valores de los esfuerzos F_y y F_u de estos aceros se indican en la tabla 1.4.2.1.

Tabla 21.1.3.1 Aceros estructurales para cimentaciones

NMX (ASTM)	Título
NMX-B-069	Tubos sin costura o soldados, de acero de baja aleación y alta resistencia.
NMX-B-099 (ASTM A529/A529M)	Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 290 MPa (29 kg/mm ²) y con espesor máximo de 127 mm.
NMX-B-177 (ASTM A53/A53M)	Tubos de acero con o sin costura, negros y galvanizados por inmersión en caliente.
NMX-B-198	Tubos acero con o sin costura para pilotes.
NMX-B-199 (ASTM A500/A500M)	Tubos sin costura o soldados, de acero al carbono, formados en frío, para usos estructurales.
NMX-B-200 (ASTM A501/A501M)	Tubos de acero al carbono, sin costura o soldados, conformados en caliente para usos estructurales.
NMX-B-248 (ASTM A1011/A1011M)	Acero al carbono, alta resistencia, baja aleación y alta resistencia, baja aleación con formabilidad mejorada, laminado en caliente, en calidad comercial, troquelado y estructural, en rollo.
NMX-B-252 (ASTM A6/A6M)	Requisitos generales para planchas, perfiles, tablaestacas y barras, de acero laminado, para uso estructural.

Tabla 22.1.3.1 Aceros estructurales para cimentaciones (continuación)

NMX (ASTM)	Título
NMX-B-254 (ASTM A36/A36M)	Acero estructural.
NMX-B-281 (ASTM A283/A283M)	Planchas, perfiles y barras de acero al carbón para uso estructural con baja e intermedia resistencia a la tensión.
NMX-B-284 (ASTM A572/A572M y ASTM A992/A992M)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, al manganeso-niobio-vanadio; especificaciones y métodos de prueba.
NMX-B-286	Perfiles I y H de tres planchas soldadas.
NMX-B-461 (ASTM A595/A595M)	Tubos de acero de bajo carbono, troncocónicos, para uso estructural.
NMX-B-480	Perfiles y planchas de acero de baja aleación y alta resistencia, al manganeso-niobio-vanadio, para uso estructural.
(ASTM A618/A618M)	Tubos estructurales con y sin costura formados en caliente, de alta resistencia y baja aleación (Especificación estándar).
(ASTM A847/A847M)	Tubos estructurales con y sin costura formados en frío, de alta resistencia y baja aleación con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (Especificación estándar).
(ASTM A1065/A1065M)	Tubos estructurales formados en frío con soldadura de fusión por arco eléctrico, de alta resistencia y baja aleación con 345 MPa como mínimo de límite de fluencia (Especificación estándar).
(ASTM A1085/A1085M)	Secciones estructurales huecas formadas en frío por medio de soldadura, fabricadas a partir de acero al carbono (Especificación estándar).
(ASTM A588/A588M)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con límite de fluencia de hasta 345 MPa y resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (Especificación estándar).
(ASTM A913/A913M)	Perfiles estructurales de alta resistencia y baja aleación, fabricados por medio del proceso de temple y auto revenido (Especificación estándar).

21.1.4 Durabilidad

21.1.4.1 La tabla 21.1.4.1 presenta los valores mínimos de espesores de sacrificio (mm) que se deberán considerar para estructuras temporales y definitivas. Se podrá utilizar algún otro método, siempre y cuando lo apruebe la Administración.

Tabla 21.1.4.1 Espesores de sacrificio, t_c (mm), para miembros de acero enterrados en el suelo

Tipo de suelo	Espesores de sacrificio, t_c (mm)	
	Estructuras temporales	Estructuras definitivas
Suelos naturales no alterados y rellenos compactados no agresivos	0.1 mm	0.6 mm
Suelos naturales contaminados, rellenos industriales y rellenos compactados agresivos	0.3 mm	1.8 mm

Nota: en rellenos no compactados se deberá considerar el doble que el caso de los rellenos compactados.

21.1.4.2 El espesor remanente, t' , de una placa de acero sujeta a un proceso de corrosión está dado por la ec. 21.1.4.2:

$$t' = t - t_c \tag{21.1.4.2}$$

donde:

- t espesor nominal inicial de la sección transversal
- t_c espesor de sacrificio por corrosión obtenida de la tabla 21.1.4.1

21.1.4.3 En el caso de pilotes de acero, si el pilote se encuentra totalmente confinado por la masa de suelo, es posible desprestigiar los efectos de pandeo local para secciones transversales con relaciones ancho-espesor menores a los valores máximos que se indican en la tabla 21.1.5.1.

21.1.4.4 El área de la sección remanente, A' , y el momento de inercia remanente, I_x' , se pueden calcular para las secciones I (perfiles HP, HR, IR) de acuerdo con las ecs. 21.1.4.3.a, y 21.1.4.3.b:

$$A' = A_t - dt_c - 2b_p t_c \approx 2(b_p - t_c)(t_p - t_c) + (d - 2t_p + t_c)(t_a - t_c) \tag{21.1.4.3.a}$$

$$I_x' = I_x - \frac{d^3 t_c}{12} - \frac{b_p t_c (d - t_p)^2}{2} \approx \frac{(b_p - t_c)(d - t_c)^3 - (b_p - t_a)(d - 2t_p + t_c)^3}{12} \tag{21.1.4.3.b}$$

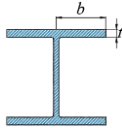
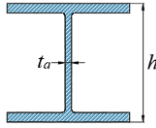
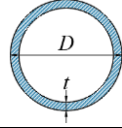
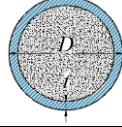
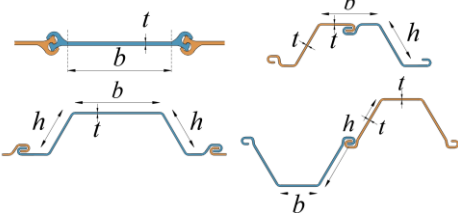
donde:

- d, b_p peralte de la sección y ancho del patín, respectivamente.
- t_a, t_p espesor del alma y espesor de los patines, respectivamente.
- A_t, I_x área total inicial y momento de inercia inicial, respectivamente, de la sección transversal.

21.1.5 Relaciones ancho-espesor

21.1.5.1 Los elementos de acero utilizados como elementos de cimentación (pilotes y tablaestacas) no deberán exceder las relaciones ancho-espesor establecido en la tabla 21.1.5.1, donde E es el módulo de elasticidad del acero, F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero que se define en la tabla 1.4.2.1, y R_y es el factor de sobrerresistencia esperado del acero que se define en la tabla 16.1.1.3.

Tabla 21.1.5.1 Valores máximos de las relaciones ancho-espesor para pilotes de acero

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Valores máximos de la relación ancho-espesor	Ejemplos
Patines de pilotes con sección I (perfiles HP, HR, IR)	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Alma de pilotes con sección I (perfiles HP, HR, IR)	h/t_a	$1.50 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Paredes de pilotes con sección tubular circular (perfil OC)	D/t	$0.044 \frac{E}{R_y F_y}$	
Paredes de pilotes con sección tubular circular (perfil OC) relleno de concreto	D/t	$0.15 \frac{E}{R_y F_y}$	
Patines y almas de ataguías o tablaestacas plana, omega, Z, U.	b/t h/t	$1.50 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

21.2 Elementos de carga

21.2.1 En una cimentación profunda se consideran elementos de carga a los pilotes o pilas trabajando por fricción lateral o por punta, apoyados en un depósito de suelo blando o de alta resistencia.

21.2.1 Pilotes

21.2.1.1 Los perfiles laminados de sección I (perfiles HP, HR o IR) son elementos que se pueden utilizar como pilotes para soportar una parte o la totalidad de las acciones de una estructura incluyendo la cimentación, ya sea trabajando por fricción o bien de punta, apoyados en un estrato de suelo resistente. Se consideran también, dentro de esta categoría de pilotes o micropilotes, a los perfiles de acero con sección tubular circular (perfil OC).

21.2.1.2 Estos elementos podrán utilizarse solos o en combinación con elementos de concreto, formando lo que se conoce como pilotes compuestos, donde parte de la longitud total del pilote es de concreto reforzado y el resto lo constituye un perfil laminado de acero.

21.2.1.3 Los perfiles de acero HP, HR, IR y OC, trabajando como pilotes, deberán tener una relación ancho-espesor menor al valor máximo que se indica en la tabla 21.1.5.1.

21.2.1.1 Acciones de diseño a considerar

21.2.2.1.1 Los pilotes de acero deberán diseñarse para cumplir lo descrito en 3.5 de la NTC-Cimentaciones.

21.2.1.2 Revisión estructural

21.2.1.2.1 Los pilotes de acero deberán diseñarse para cumplir con los Capítulos 5 a 9 de esta Norma.

21.2.1.2.2 Tomando en consideración las diferentes condiciones de trabajo a las que estarán sujetos los pilotes, las acciones que soportarán se determinarán con base en el modelo estructural de análisis. Las fuerzas actuantes en los pilotes serán el resultado de las acciones que la estructura transmita a la cimentación bajo las diferentes condiciones de carga y a la forma de trabajo de los pilotes, ya sea por fricción lateral o por punta.

21.3 Elementos de contención

21.3.1 Se consideran elementos de contención de acero o mixtos (acero-madera, acero-concreto), las tablaestacas de acero y aquellas formadas por miembros de acero con secciones I (perfiles HP, HR, IR) o tubulares (perfil OC) en combinación con elementos de madera o de concreto, conocidos como muros “Berlín”, para contener las paredes de una excavación.

21.3.1 Acciones de diseño a considerar

21.3.1.1 Las acciones a considerar en los elementos de contención serán las correspondientes al empuje de tierras, sobrecargas, presión hidrostática y las generadas por la acción de sismos.

21.3.1.2 La magnitud de estas acciones tomarán en cuenta la posibilidad de que se generen estados activos y pasivos del suelo, incluyendo el empuje hidrostático si existe, así como la fuerza horizontal generada por un sismo o viento.

21.3.2 Ataguías o tablaestacas

21.3.2.1 Las ataguías o tablaestacas de acero tienen su uso, principalmente, para contener excavaciones durante la construcción de cimentaciones. Las ataguías o tablaestacas de acero pueden tener forma plana, omega, Z (Fig. 22.3.3.1) o U.

Comentario:

En la figura 22.3.3.1 se ilustra la geometría de una ataguía o tablaestaca de acero en Z. La tablaestaca en Z tiene el alma de forma continua, mientras que la ubicación de los conectores se tiene en la parte externa del perfil. La conexión entre ataguías o tablaestacas es mediante machimbrado o rótulas.

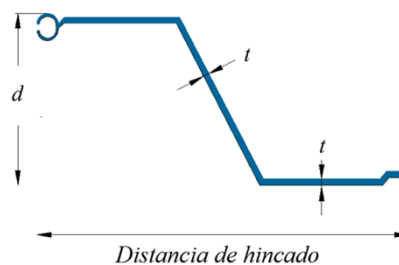


Figura 22.3.3.1 - Geometría de ataguía o tablaestaca en Z

21.3.2.2 Las ataguías o tablaestacas de acero deberán tener una relación ancho-espesor menor al valor máximo que se indica en la tabla 21.1.5.1.

21.3.3 Muros Berlín

21.3.3.1 El sistema de contención de suelos conocido como Muro Berlín, consiste en la colocación de perfiles de acero verticales, entre los cuales se coloca madera o malla reforzada con concreto y vigas horizontales que integran el sistema. En ciertos casos, se colocan sistemas de anclaje o apuntalamiento apoyados en las vigas horizontales.

21.3.3.2 El diseño de los elementos de acero, vigas horizontales y verticales, debe ser realizado tomando en cuenta las acciones a las que estén sometidos durante los procesos de excavación de la cimentación; teniendo en cuenta que los empujes sobre estos elementos varían en función de las diferentes etapas de excavación y del proceso de colocación de éstos.

21.3.4 Anclas activas

21.3.4.1 Los elementos estructurales que componen el ancla deberán diseñarse de acuerdo con su función, si ésta será del tipo temporal o permanente. Algunos elementos de acero que componen las anclas se indican a continuación, mencionándose la consideración a tomar en cuenta en el diseño.

- 1) Tendón (barra o cables), tirante introducido en la perforación que trabajará a tensión. Las barras deberán cumplir con lo especificado en la norma ASTM A722/A722M que indica los requerimientos de relajación; los torones por su parte tienen que ser de baja relajación para aprovechar su baja pérdida de carga a largo plazo y cumplir, además, con la norma ASTM A416/A416M. Los torones son principalmente de 12.7 y 15.2 mm de diámetro (0.5 y 0.6 pulg.). Se deberán presentar reportes de ensayos de fábrica para cada lote de material utilizado; estas pruebas deberán incluir, en caso de requerirse, las correspondientes a los coples, de acuerdo con la norma ASTM A981/A981M
- 2) El "tejo" es el accesorio de acero con los huecos cónicos para que pasen los cables, que se sujetan por las cuñas, lo que permite transmitir la fuerza de tensión hacia la masa de suelo
- 3) La placa de reacción tiene la función de redistribuir la concentración de carga que genera el tendón, transmitiéndola a la zapata de reacción; ésta última debe tener el espesor suficiente para evitar su flambéo y posible plastificación por momento flexionante.

21.3.4.2 Se emplearán factores de reducción de resistencia de $F_R=0.5$ para anclas temporales y de $F_R=0.35$ para anclas permanentes. Para la carga de diseño y la carga de bloqueo se utilizarán diferentes factores de seguridad, aplicados con respecto al mecanismo potencial de falla del tendón. La carga de diseño no deberá exceder el 60 por ciento de la resistencia mínima a la tensión especificada del acero (RMTE); la carga de bloqueo no deberá exceder el 70 por ciento de la resistencia RMTE, y la máxima carga de prueba no será mayor del 80 por ciento de la SMTS. El factor de seguridad en el tendón para la carga de diseño no deberá ser menor que 1.67. Por lo tanto, los tendones deberán diseñarse de tal forma que la carga de diseño no sea mayor que el 60 por ciento de la resistencia mínima a la tensión especificada del acero de presfuerzo (ASTM A722/A722M y ASTM A416/A416M, grado 270). La carga de bloqueo de los tendones deberá ser elegida en función del tiempo previsto por cambios en la magnitud de la carga dependientes de la actividad, pero no deberá exceder del 70 por ciento de la resistencia mínima a la tensión especificada del acero de presfuerzo. La máxima carga de prueba no deberá ser mayor que el 80 por ciento de la resistencia mínima a la tensión especificada del acero de presfuerzo.

21.4 Aspectos constructivos

21.4.1 Fabricación

21.4.1.1 Considerando que los miembros de acero que se utilizan para cimentaciones se fabrican en un taller o planta especializada en la fabricación de estructuras de acero, se deberá de solicitar el certificado de calidad del material antes de su colocación final, que deberá de contar como mínimo con el número de colada, las propiedades mecánicas y químicas, además de la Norma que aplique.

21.4.1.2 En el caso de elementos armados por varios tipos de secciones, por ejemplo, vigas IR con tablaestaca o secciones formadas por placas de acero soldadas (sección IS), además del certificado de calidad de cada material, se deberá revisar el proceso de fabricación de acuerdo con la especificación del procedimiento de soldadura correspondiente.

21.4.2 Hincado de pilotes

21.4.2.1 Para el habilitado del pilote se considerará lo señalado por el proyecto estructural en relación con la ejecución de obra. Si así lo estable el proyecto, los pilotes de acero se someterán a un tratamiento o recubrimiento de pintura para su protección. Se deberá asegurar que el tratamiento o recubrimiento, en su caso, no modifique la adherencia entre el elemento de cimentación y el suelo. En caso de que la adherencia se modifique, se deberá contar con la aprobación del especialista en mecánica de suelos.

21.4.2.2 El transporte y almacenamiento de los pilotes se realizará de tal forma que no sufran alteraciones que ocasionen deficiencias en la calidad de la obra. Se deberá evitar en todo momento la acumulación de óxido en la superficie del pilote producto de su almacenaje en zonas húmedas. En caso de que, se identifique acumulación de óxido en la superficie, esta se deberá limpiar antes del hincado y se deberá verificar el espesor final de las placas después del proceso de limpieza. En caso de que, la pérdida de espesor sea mayor a la considerada en el diseño de pérdida de espesor por corrosión, se deberá revisar la capacidad estructural del elemento considerando este nuevo espesor como el espesor inicial del elemento.

21.4.2.3 Los pilotes deberán ser manejados con cuidado para evitar golpes o deformaciones en los mismos. Para el izaje, se emplearán eslingas (fig. 21.4.2.3). En caso de ser necesarias perforaciones para el manejo de los pilotes, éstas no excederán 25 mm (1 pulg.) de diámetro. Para secciones de pilotes muy largos, longitudes mayores a los 12 m, se deberá realizar una revisión de la posición de la perforación para determinar el punto de izaje (fig. 21.4.2.3).

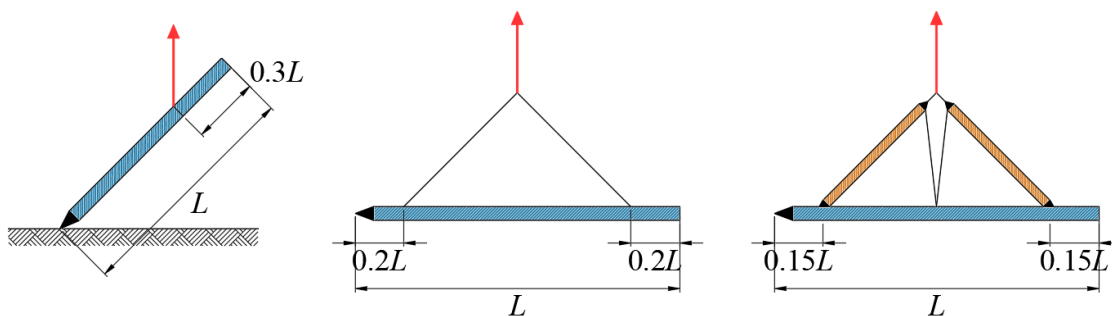


Figura 21.4.2.3. Puntos de izaje

21.4.2.1 Verticalidad y posición final

21.4.2.4.1 Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de los elementos mediante equipo topográfico. La desviación de la vertical del elemento (pilote, tubo o tablaestaca) no deberá ser mayor de 3 por ciento de su longitud total.

21.4.2.4.2 La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 200 mm para pilotes de carga o fricción, y no más de 100 mm en elementos utilizados para contención, y en éstos puede también regir la restricción de espacio del proyecto.

21.4.3Empalmes

21.4.3.1 En el caso de pilotes de acero, los empalmes son frecuentes (Fig. 21.4.3.1), debido al uso de longitudes de tramos estándar de hasta 12 m de longitud. Los empalmes o uniones deben ser diseñados para resistir todas las solicitaciones que puedan ocurrir durante la manipulación, hincado y uso del pilote.

Comentario:

La reducción del tiempo de ejecución de las uniones es un factor importante para la productividad del proceso de hincado. En ese sentido, es práctico ejecutar previamente las soldaduras en la base de la sección superior a ser hincada. De esta forma, las placas soldadas del segmento superior sirven de guía para su posicionamiento y alineamiento para el segmento inferior, reduciendo el tiempo de inactividad del hincado, ocupando el tiempo mínimo necesario para soldar las placas en la sección ya hincada. Algunos ejemplos de empalmes para pilotes de acero se muestran en la fig. 21.4.3.1.

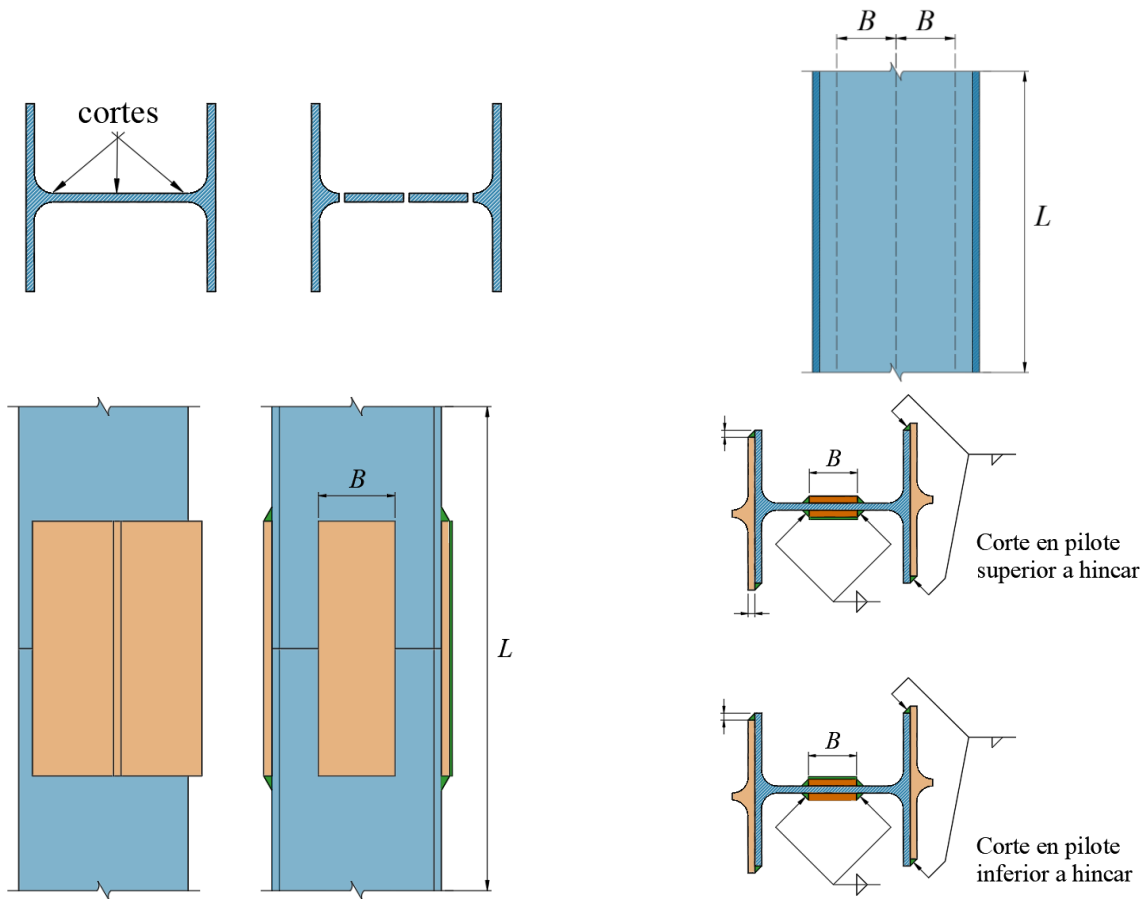


Figura 21.4.3.1 – Ejemplos de empalmes para pilotes de acero

21.4.4Conexiones

21.4.4.1 La unión de los pilotes de acero a la cimentación debe ser realizada de tal modo que las cargas de la estructura sean transmitidas adecuadamente a los pilotes (Fig. 21.4.4.2).

Comentario:

Una unión recomendada para conectar un pilote de acero con un elemento de concreto reforzado de cimentación es dejando embebido el pilote de acero dentro del bloque de concreto, y complementando con una sección a través de la espiral de varilla posicionada por encima del acero de refuerzo del bloque (fig. 21.4.4.2).

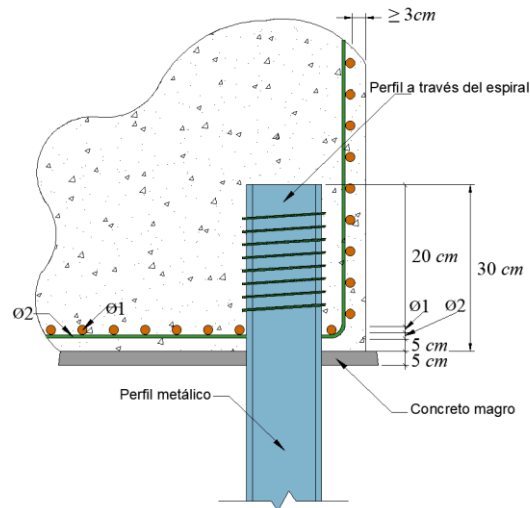


Figura 21.4.4.2 - Unión de pilote de acero con elemento de concreto

21.4.4.3 Cuando se utilicen conexiones en las que, se encierra el pilote con un bloque de concreto reforzado debajo del nivel de la cimentación, se deberá detallar para garantizar la transferencia de la carga de la cimentación al pilote (Fig. 21.4.4.3).

Comentario:

Se pueden utilizar varillas soldadas utilizando el código AWS D1.4 para mejorar la transferencia de carga entre la cimentación y el pilote. Un detalle sugerido de esta conexión se muestra en la Fig. 21.4.4.3.

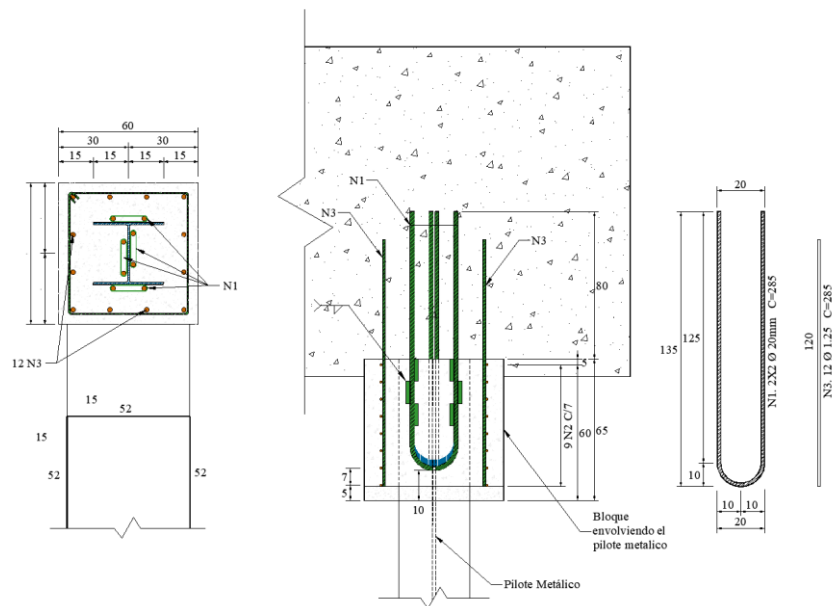


Figura 21.4.4.3 - Unión de pilote de acero con un elemento de concreto

21.4.4.4 En caso de pilotes que trabajen en tensión, la conexión entre el pilote y la cimentación de concreto deberá garantizar la transferencia de la fuerza de tensión (Fig. 21.4.4.4).

Comentario:

Un detalle sugerido para pilotes en tensión se muestra en la Fig. 21.4.4.4.

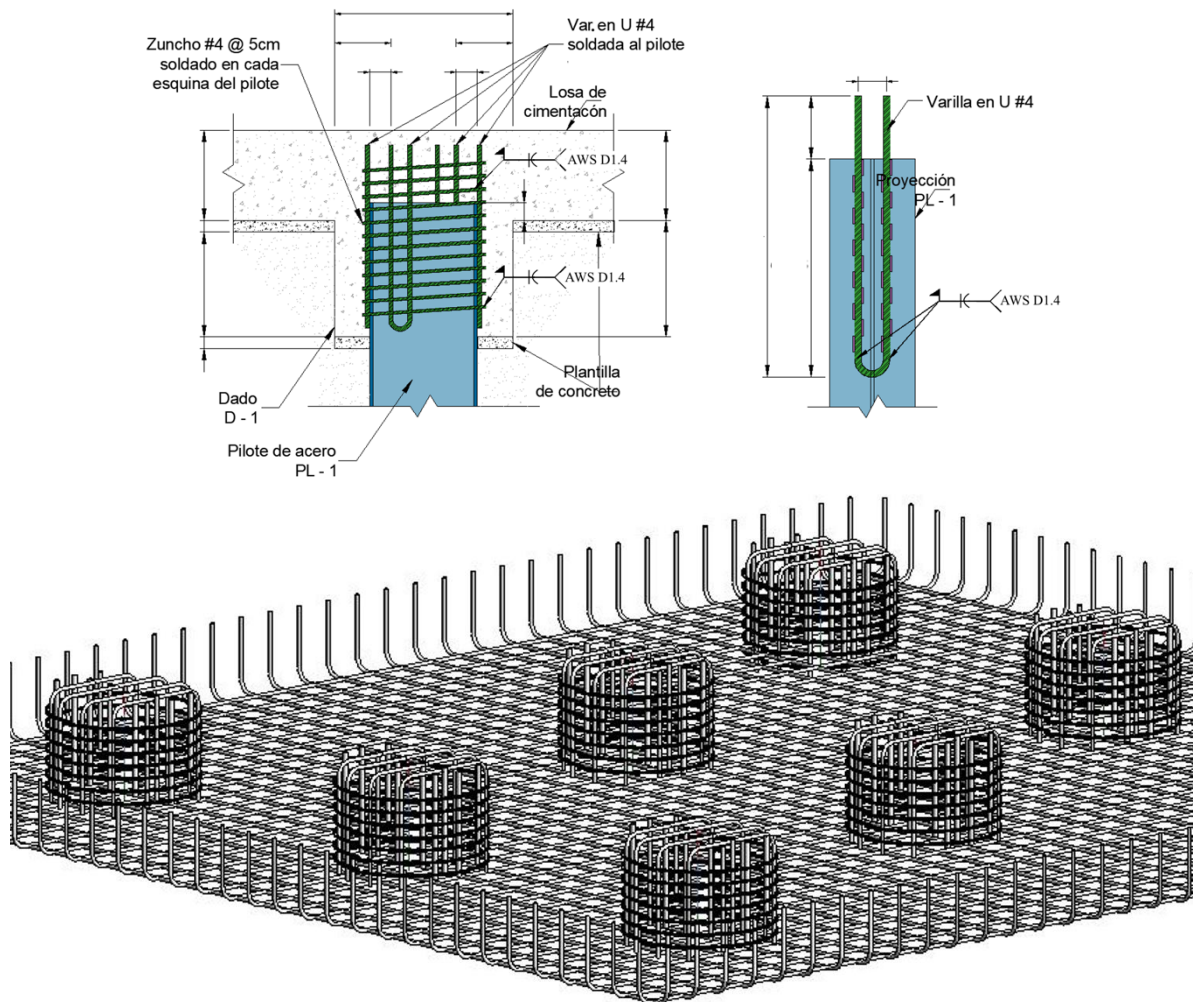


Figura 21.4.4.4 - Conexiones de elementos que soportarán tensiones

21.5 Método de subexcavación

21.5.1 Alcances

21.5.1.1 Para ciertas condiciones de proyectos, las condiciones de colindancia, tipo de suelo y programas de obra, se podrá implicar que el proceso de excavación se realice mediante técnicas de subexcavación, conocido comúnmente como “*top down*”.

21.5.1.2 Este proceso deberá garantizar la estabilidad de las construcciones colindantes y el evitar daños a las instalaciones existentes en el perímetro del predio en cuestión.

21.5.1.3 Garantizar la estabilidad, también implica controlar las deformaciones del suelo circundante para garantizar la operación de las instalaciones y mantener condiciones de circulación adecuada para personas y vehículos.

21.5.2 Factores de carga

21.5.2.1 Se considerará un factor de carga igual a 1.3 de acuerdo con lo establecido en la NTC-Criterios para cargas muertas sostenidas.

21.5.3 Factores de reducción de resistencia

21.5.3.1 Para el diseño de las columnas de acero precimentadas que soportarán las cargas durante el proceso de excavación, el factor de reducción resistencia será $F_R = 0.8$.

21.5.3.2 Para el diseño de todas las conexiones que se presenten en los perfiles de acero utilizadas durante el proceso de excavación, se utilizará un factor de reducción de resistencia $F_R = 0.75$.

21.5.3.3 Para el diseño de los conectores de cortante, encargados de transferir cargas durante el proceso de excavación, se utilizará un factor de reducción de resistencia $F_R = 0.75$.

21.5.4 Verticalidad

21.5.4.1 La máxima pérdida de verticalidad de un elemento precimentado, no será mayor a 0.005 veces la longitud del elemento medida desde la losa más superficial hasta la cabeza de la pila o elemento de cimentación que soporte la columna precimentada.

21.5.4.2 La verticalidad tendrá que medirse de manera continua para cada etapa de excavación que se ejecute y se irán tomando medidas de control en el caso de que se proyecte una desviación mayor a la indicada en el inciso anterior.

21.5.4.3 Si en un nivel intermedio de la excavación se observa una pérdida de verticalidad mayor al límite establecido para dicho nivel, será necesario garantizar que el efecto $P-\Delta$ en dicha columna, no ponga en riesgo la estabilidad de la estructura.

21.5.4.4 Si al llegar al último nivel de excavación se observa que no se cumplió con el límite de verticalidad establecido, se proveerán los refuerzos necesarios en las columnas precimentadas y en los elementos correspondientes de cimentación.

21.5.5 Acción compuesta

21.5.5.1 Se deberá revisar la resistencia de las columnas precimentadas considerando la acción compuesta del perfil de acero y la sección de concreto que lo rodea. La sección compuesta deberá diseñarse de acuerdo con 10.3 de esta Norma.

21.5.6 Revisión de losas

21.5.6.1 El análisis y diseño de las losas que se construyen durante el proceso de subexcavación, seguirán las especificaciones correspondientes a la NTC-Concreto.

21.5.6.2 Estas losas deberán tener capacidad y rigidez suficiente para los efectos de flexión y cortante debidas a cargas gravitacionales, así como los posibles efectos de compresión debidos al empuje del terreno fuera de la excavación.

21.5.7 Cargas vivas mínimas

21.5.7.1 La carga viva mínima que deberá considerarse en la losa superficial (losa de planta baja) será igual a 2.0 t/m^2 , a menos que pueda justificarse una carga menor de acuerdo con la experiencia del contratista y que se lleven los controles necesarios para no exceder este valor.

21.5.7.2 La carga viva mínima que deberá considerarse en las losas de los sótanos será igual a 0.3 t/m^2 , a menos que pueda justificarse una carga menor de acuerdo con la experiencia del contratista y que se lleven los controles necesarios para no exceder este valor.

22. MODELADO

22.1 Consideraciones generales

22.1.1 Para el análisis de edificaciones nuevas o existentes deberán usarse modelos tridimensionales o bidimensionales. El modelo deberá incluir todos los elementos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta ante las distintas solicitaciones. Ejemplos de estos elementos son vigas, columnas, paneles, conexiones, muros estructurales, contravientos, elementos del sistema de piso y cimentación, etc. Se deberán considerar las condiciones de frontera para los elementos estructurales de acuerdo con las características reales de conexión y apoyo.

Comentario:

Lo procedimientos de modelado que se presentan en este capítulo no son limitativos, por lo que si se utilizan otros procedimientos se debe validar y calibrar con resultados analíticos o experimentales, de ser posible.

22.1.2 Cuando se modelen miembros estructurales como barras, y la conexión de dos o más miembros estructurales no sea concéntrica debido a que sus ejes longitudinales centroidales no se interceptan en el mismo nodo, se deberán considerar en el modelo la excentricidad de las barras. No se requiere considerar esta excentricidad en el modelo cuando el eje centroidal del miembro estructural de menor ancho quede en el tercio medio, medido en la dirección transversal del miembro estructural con el que conecta.

22.1.3 En el caso de que las columnas del sistema estructural se desplanten sobre zapatas aisladas, sin trabes de liga, o en circunstancias donde la condición de apoyo de las columnas sobre la base de la cimentación se encuentre en un punto intermedio entre un apoyo empotrado y uno articulado, se deberá considerar la condición de frontera que resulte crítica para el diseño del sistema estructural, que es la que resulta en los mayores desplazamientos laterales para el sistema estructural en la dirección de interés.

Comentario:

Si no se tienen elementos que tomen en cuenta los giros de los elementos de frontera, no se puede considerar una condición de empotramiento debido a que implica giro cero; basta un giro muy pequeño para que se libere el momento de empotramiento.

El no considerar correctamente los efectos de frontera podría generar condiciones que posiblemente no correspondan a la respuesta de la estructura. En el caso de conexiones entre columnas y cimentación, el error más común es suponer los apoyos como empotramiento, donde con el mínimo giro de las columnas o de la cimentación deja de existir el empotramiento, por lo que la respuesta modelada de la estructura ya no represente adecuadamente el comportamiento de la estructura.

22.1.4 Las rigideces en flexión de los miembros estructurales, caracterizadas por el módulo de elasticidad del material y los momentos de inercia asignados a las barras que modelan dichos miembros, deben establecerse de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 2 de esta Norma. En el caso de los miembros estructurales compuestos, las propiedades estructurales se deben establecer bajo la consideración del trabajo conjunto de todos los materiales estructurales que conforman la sección transversal de acuerdo con los requisitos del Capítulo 10.

22.1.5 Es importante modelar el sistema de piso, tal que garantice las condiciones reales, verificando si tiene la rigidez y resistencia para transferir las fuerzas inerciales por sismo a los miembros sismorresistentes, lo que deberá verificarse de acuerdo con el Capítulo 8 de la NTC-Sismo.

22.2 Validación del modelo

22.2.1 En casos en que se requiera el uso de modelos complejos, se deberán validar los resultados del análisis con modelos simplificados o pruebas experimentales con el fin de establecer la pertinencia de los resultados obtenidos. Entre las demandas que deben revisarse están el cortante basal, los momentos de volteo, las fuerzas internas en los miembros estructurales y los desplazamientos laterales del sistema estructural.

22.3 Imperfecciones

22.3.1 Esta sección se refiere a las consideraciones que se deben tomar para incorporar en el análisis los efectos debidos a las imperfecciones como esfuerzos residuales e imperfecciones geométricas como desplomos, falta de verticalidad u horizontalidad, etc.

22.3.2 Cabe mencionar que en la presente Normas se incluyen metodologías para calcular las imperfecciones, en este apartado únicamente se incluyen recomendaciones para cuando se busca incluir el efecto de las imperfecciones directamente en el análisis como se establece en 3.5.2.1 (a).

22.3.3 Para el análisis se deben tomar en cuenta dos tipos de imperfecciones: las globales para marcos y contraventeos y las correspondientes a miembros individuales. Las imperfecciones deberán ser consideradas como efectos de segundo orden teniendo en cuenta que para el análisis global se toma la deformación con el efecto **P-Δ** y para miembros individuales por medio de los efectos **P-δ**, en esta sección se indican las bases para incluir en el análisis dichos efectos a partir de la estimación de los desplazamientos y deformaciones.

22.3.4 Consideraciones para las imperfecciones globales en marcos: la configuración del marco debido a las imperfecciones de puede obtener a partir del análisis elástico del marco en el plano donde se considera el pandeo. El pandeo modelado corresponderá al que resulte menos favorable para la estructura entre los tres posibles modos (dentro, fuera del plano y torsional) por lo que deberá evaluarse en la dirección con menor relación de esbeltez sin arriostar.

22.3.5 Para marcos sensibles a deformaciones laterales (balanceo), el efecto de las imperfecciones deberá tenerse en cuenta en el análisis del marco por medio de una imperfección equivalente a una deformada lateral inicial. Cuando se desconoce el desplazamiento lateral debido a la imperfección, éste se podrá estimar de la forma siguiente:

$$\phi = \phi_0 \alpha_n \alpha_m \tag{22.3.5}$$

- ϕ_0 imperfección base definida como 1/200
- α_n factor de reducción por la altura h de las columnas, que se calcula como $\alpha_n = 2 / \sqrt{h}$, pero no puede ser menor que 2/3 ni mayor que 1.0
- α_m factor de reducción debido al número de columnas en la fila en revisión, $\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$
- m numero de columnas en revisión, pero incluyendo únicamente aquellas que soportan más del 50 por ciento de la carga vertical promedio.

22.3.6 En el análisis deberá incluirse el desplazamiento ϕ o en su defecto el momento flexionante debido a la fuerza axial actuante en las columnas multiplicada por ϕ .

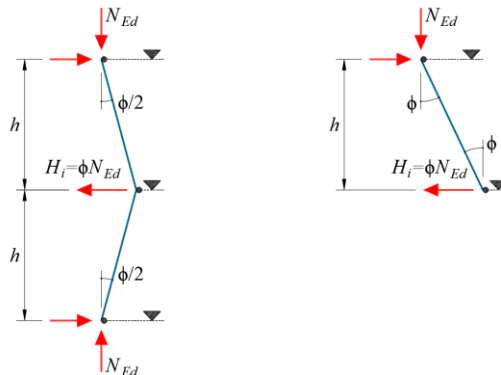


Figura 22.3.6 – Aplicación de la deformación lateral en el modelo

22.3.7 En marcos con arriostros diseñados para generar la estabilidad lateral de traves, las imperfecciones globales se pueden evaluar por medio de una deflexión equivalente al centro del claro:

$$e_0 = \frac{\alpha_m L}{500} \quad (22.3.7.a)$$

L longitud libre del contraenteo

α_m factor relativo al número de elementos m que serán restringidos por lo contraenteos y se calcula como:

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (22.3.7.b)$$

22.3.8 Los efectos de las imperfecciones al centro que están restringidos pueden reemplazarse por una fuerza unitaria estabilizadora equivalente P_e es igual a:

$$P_e = P_d \frac{8(e_0 + \delta_q)}{L^2} \quad (22.3.8)$$

δ_q es la deflexión en el plano del elemento en el punto de la imperfección obtenida del análisis elástico de primer orden

22.3.1 Consideraciones para considerar las no-linealidades de los materiales

22.3.1.1 Para considerar el efecto de las propiedades no lineales de los materiales, en una primera etapa se deberán obtener las fuerzas y momentos a partir de un análisis elástico lineal.

22.3.1.2 En este análisis se asume que el comportamiento de la curva esfuerzo deformación del elemento, aún con la imperfección, es lineal independiente al nivel de esfuerzos.

22.3.1.3 Para considerar los efectos no-lineales posteriormente se genera un análisis plástico con una de las tres características siguientes:

- A partir de un análisis elastoplástico considerando las secciones o los apoyos de todos los elementos plastificados.
- A partir de un análisis plástico no-lineal considerando la plastificación en los elementos donde se prevé en el diseño que formarán las articulaciones plásticas
- A partir de un análisis plástico despreciando el comportamiento elástico de las articulaciones.

22.3.1.4 Este análisis deberá ser empleado cuando los elementos se diseñan para tener suficiente capacidad de rotación de forma que se garantice la distribución de momentos y que esté asegurada la estabilidad de los elementos que se plastifican.

22.3.1.5 Para el análisis se podrán emplear las relaciones no lineales de las curvas esfuerzo deformación definidas en el Capítulo 17 de esta Norma.

22.4 Estabilidad

Se debe garantizar la estabilidad de la estructura y de cada una de las partes que la componen para todas las combinaciones de carga.

Comentario:

Las especificaciones de la norma tienen como objetivo dar la capacidad y resistencia adecuadas, evitando la estabilidad de los elementos y de la estructura.

22.4.1 Secciones

22.4.1.1 Cada uno de los miembros que forman las secciones transversales deben de cumplir con las relaciones acho/grueso de acuerdo con el tipo de sección y el factor de ductilidad asociado al diseño.

Comentario:

Al cumplir con la relación ancho/grueso se está garantizando que las placas que forman la sección no tendrán pandeo local además que tendrán la capacidad de rotación requerida.

22.4.2 Columnas

22.4.2.1 Para las columnas se deben incluir los efectos **P- δ** y **P- Δ** , ya sea directamente en el análisis o bien por medio de las ecs. 3.7.2.7.a, y 3.7.2.7.b o 3.7.2.7.c, respectivamente, aplicándolas en cada una de las direcciones de análisis.

Comentario:

La inestabilidad de los elementos estructurales son fallas frágiles. Las especificaciones de estas normas contemplan que no se alcancen los estados de inestabilidad de los distintos elementos que forman la estructura.

*En general al cumplir con las distorsiones máximas permisibles para diseño por sismos definidas en la NTC-Sismo los valores de **B₂** (ec. 3.7.2.7.b) suelen ser muy bajos, esto es, 1.11 o 1.15 lo que significa que la estructura tiene buena rigidez lateral y que los efectos **P- Δ** son pequeños.*

22.4.3 Entrepisos

22.4.3.1 Para determinar la estabilidad del entrepiso se debe realizar un análisis no lineal de segundo orden de manera aproximada la estabilidad se puede verificar por medio del índice de estabilidad definido en 3.3.3.

Comentario:

La ec. 3.3.3.1, se define cuando la rigidez de segundo orden del entrepiso se anula. Aunque se ha determinado para un marco plano y considerando pandeo elástico da resultados adecuados más cuando se tienen valores menores a 0.3.

Aunque se ha determinado para un marco plano en una dirección se puede extrapolar para aplicarla en la dirección de análisis aun para estructuras irregulares.

*Considerando las distorsiones límite definidas en la NTC-Sismo los valores del índice de inestabilidad, **I**, suele ser del orden de 0.1 a 0.15, lo que es bajo.*

22.5 Interacción suelo-estructura

22.5.1 La interacción entre el suelo y la estructura se puede modelar mediante un método simplificado donde el suelo se represente con resortes, o bien, mediante análisis numéricos con un modelo con elementos finitos sólidos y utilizando elementos especiales que minimice la defracción en las fronteras. Para el modelado de la interacción del suelo con la estructura y de las propiedades mecánicas del suelo se debe cumplir con las especificaciones del Capítulo 9 de la NTC-Sismo.

22.6 Fatiga

- a) Este inciso se refiere al modelado de miembros y conexiones sometidos a un número elevado de ciclos de aplicación de cargas, dentro del intervalo de comportamiento elástico, de magnitud y frecuencia suficientes para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva que definen el estado límite de fatiga
- b) El análisis numérico por fatiga se utilizará para determinar los intervalos de esfuerzos normales y cortante entre dos casos de carga. Los esfuerzos corresponden a valores nominales, los cuales deberán evaluarse de acuerdo con lo descritos en 18.2. Se tomarán al menos dos casos de carga; el primero es el de referencia y puede ser el peso propio y los otros a las demás acciones que produzcan fatiga. Los esfuerzos normales y cortantes nominales son los intervalos de esfuerzo entre las acciones de fatiga y el caso de carga de referencia, los cuales se determinan con los métodos de esfuerzos nominales y del punto de concentración de esfuerzos. Las bases y la aplicación de estas aproximaciones se describen a continuación.

22.6.1 Métodos de esfuerzos nominales

22.6.1.1 Las curvas S-N nominales se deberán determinar a partir de resultados de pruebas experimentales en especímenes sujetos a cargas axiales y flexión. Los esfuerzos de referencia utilizados en las curvas S-N se calculan con base en la carga aplicada y las propiedades geométricas de los especímenes.

Comentario:

Al utilizar curvas S-N de diseño en evaluación por fatiga, los esfuerzos de referencia corresponden a los nominales, sin embargo, en una estructura existente, es poco común que la geometría y la carga coincida con las de los especímenes de prueba. En la mayoría de los casos los detalles existentes son más complejos que los de los especímenes de prueba, tanto en geometría como en cargas aplicadas, y los esfuerzos nominales necesarios no son fácilmente disponibles o son difíciles de determinar. En la fig. 22.6.1.1 se muestra una curva S-N de dos segmentos, donde N es el número de ciclos a la falla. La relación entre N y el intervalo de esfuerzos (S) es:

$$N = AS^{-m} \quad \text{si } N < N_Q \quad (C22.6.1.1.a)$$

$$N = CS^{-r} \quad \text{si } N > N_Q \quad (C22.6.1.1.b)$$

A coeficiente de resistencia a fatiga y m es el exponente de resistencia a fatiga, C y r, también son coeficientes determinados a partir de pruebas de fatiga.

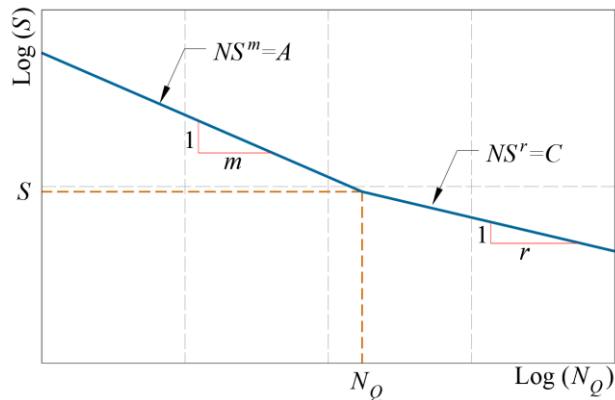


Figura C22.6.1.1 - Curva S-N de dos segmentos

22.6.1.2 Para una evaluación por resistencia a fatiga y la determinación de esfuerzos se deberán considerar las siguientes especificaciones:

- En los cortes o huecos, los esfuerzos de referencia son los esfuerzos locales nominales. Se determinan considerando los cambios geométricos como: los cortes, reducciones, ampliaciones, orificios, discontinuidades, desalineamientos, etc.
- El efecto de concentración de esfuerzos debido a la soldadura de elementos no se considera, pues este efecto se incluye en las curvas S-N de diseño.
- Frecuentemente, la curva S-N seleccionada para el detalle estructura incluye el efecto de concentración de esfuerzos debido a un abrupto cambio geométrico. En este caso el efecto de concentración de esfuerzos debe ignorarse, pues su efecto está incluido implícitamente en la curva S-N.
- El estado de esfuerzos es más complejo que un estado uniaxial, se utilizará el estado principal de esfuerzos vecino a la ubicación del agrietamiento potencial.
- En la construcción del modelo de elementos finitos de la estructura, se utilizarán transiciones suavizadas para evitar cambios abruptos en los tamaños de malla.

Comentario:

Es importante hacer notar que, en la aproximación del punto de concentración de esfuerzos se debe realizar una excepción respecto a los incisos iii y v. La curva S-N utilizada en la aproximación de concentración de esfuerzos no considera cambios geométricos locales. Por lo que es necesario realizar un análisis estructural para determinar explícitamente la concentración de esfuerzos debido a estos cambios. Además, en la mayoría de los casos se requieren modelos con una malla fina de elementos finitos. Se recomienda mallas de tamaño $t \times t$ para elementos cascarón adyacentes a la zona de concentración de esfuerzos, donde t es el espesor del miembro estructural.

22.6.2 Método de punto de concentración de esfuerzos

22.6.2.1 La aproximación del punto de concentración de esfuerzo se puede utilizar cuando se evaluara una conexión, placas de apoyo o atiesadores. En conexiones no tubulares, el punto de concentración de esfuerzos es en la soldadura. En conexiones

tubulares, los puntos de concentración de esfuerzos ocurren en la soldadura del elemento principal y secundario a lo largo de la circunferencia de la soldadura. La distribución de esfuerzos local se puede determinar por medio de un análisis con elementos finitos.

Comentario:

En la fig. C22.6.2.1 se muestran tres categorías de esfuerzos que se describen a continuación:

- Esfuerzo nominal, S_{nom} . Es el esfuerzo en la sección transversal del espécimen o de un detalle estructural fuera del punto donde el inicio del agrietamiento puede ocurrir.*
- Esfuerzo máximo, S_{max} . Es el esfuerzo en la zona de concentración. El cambio de esfuerzo producido por el efecto de la soldadura no está incluido en el esfuerzo máximo, pero el efecto general de la conexión geométrica se representa en el esfuerzo nominal.*
- Esfuerzo pico, S_{pico} . Es el esfuerzo total en el pie de la soldadura. Éste incluye el esfuerzo máximo y el esfuerzo debido a la presencia de la soldadura.*

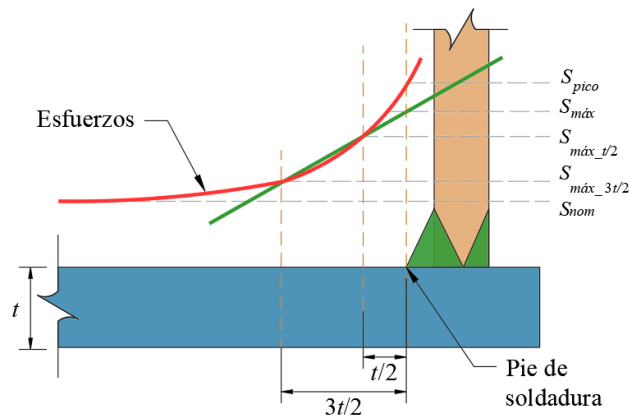


Figura C22.6.2.1 - Gradiente de esfuerzos en la vecindad de la soldadura: real e idealizado con interpolación lineal

22.6.3 Consideraciones de modelado

22.6.3.1 El análisis con elementos finitos para determinar la ubicación del punto de concentración de esfuerzos en un detalle estructural requerirá de una malla fina relativa, tal que se obtenga una representación suficientemente precisa del gradiente de esfuerzos actuante.

22.6.3.2 En el modelado se utiliza elementos tipo cascarón de cuatro nodos, aunque se pueden utilizar elementos cascarón cuadráticos de 8 nodos, si la formulación es adecuada para placas delgadas. La malla se construye en la parte media de la placa y el perfil de soldadura no se representa en el modelo. Se debe evitar el uso de elementos triangulares en las regiones donde ocurran concentraciones de esfuerzos. En casos especiales, donde el objetivo del análisis sea el revisar la influencia de la soldadura, se pueden utilizar modelos con elementos sólidos en tres dimensiones.

22.6.3.3 El tamaño del elemento en los puntos de concentración de esfuerzos será aproximadamente $t \times t$ (fig. C22.6.3.2).

22.6.3.4 Se procurará utilizar un radio de aspecto de la malla de elementos finitos de 1:1 en la zona vecina a el punto de concentración de esfuerzo. Fuera de la zona del punto de concentración de esfuerzos, el radio de aspecto idealmente se limitará a un radio de 1:3, y cualquier elemento que exceda este radio estará fuera del área de interés y no excederá un radio de aspecto de 1:5. Los ángulos de las esquinas de los elementos cuadriláteros tipo cascarón serán dentro de un intervalo de 45° a 135°.

22.6.3.5 La transición del tamaño de malla, de fina en el punto de concentración, a gruesa fuera del punto de concentración deberá realizarse de una manera suavizada y uniforme. Se sugiere que inmediatamente al punto de concentración de esfuerzos se tenga una malla igualmente fina.

22.6.3.6 La aproximación del punto de concentración de esfuerzos depende de una extrapolación lineal de esfuerzos, donde los esfuerzos de referencia en cada una de las dos ubicaciones adyacentes al punto de concentración de esfuerzos se extrapolan.

Comentario:

El esfuerzo máximo es el principal máximo de superficie obtenido en la ubicación del pie de la soldadura por extrapolación en dos puntos de referencia localizados en $t/2$ y $3t/2$ del pie de la soldadura (fig. C22.6.2.1). Cuando se realiza un análisis con elementos finitos con elementos tipo cascarón y se tiene una placa que intercepta, la cual es paralela a la soldadura, la localización del pie de soldadura se determina como la longitud de la pierna, l_{pie} , y la mitad del espesor del plano de intersección, $t/2$, como se muestra en la fig. C22.6.3.6.a. Para elementos tipo cascarón, los esfuerzos de referencia son aquellos obtenidos en la superficie del elemento en el plano que contiene la línea sobre el pie de soldadura. En conexiones soldadas se revisarán los esfuerzos en los planos ubicados a 1.5 veces la longitud de la pierna de la soldadura, como se muestra en la fig. C22.6.3.6.b (a), o donde ocurran los puntos de concentración de esfuerzo. En uniones atornilladas se revisarán los esfuerzos en los planos de los huecos de los tornillos, como se muestra en la fig. C22.6.3.6.b (b).

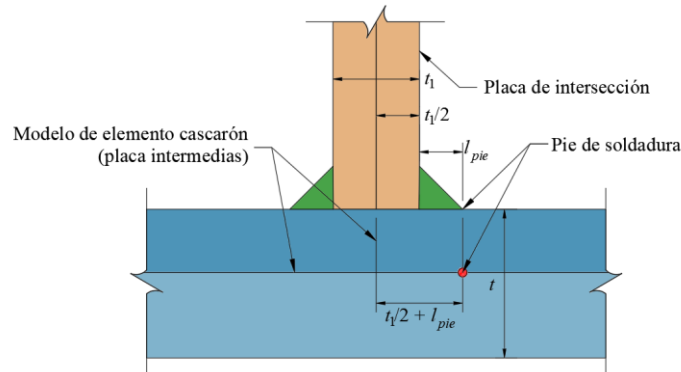


Figura C22.6.3.6.a - Localización de punto de concentración en modelos con elementos cascarón

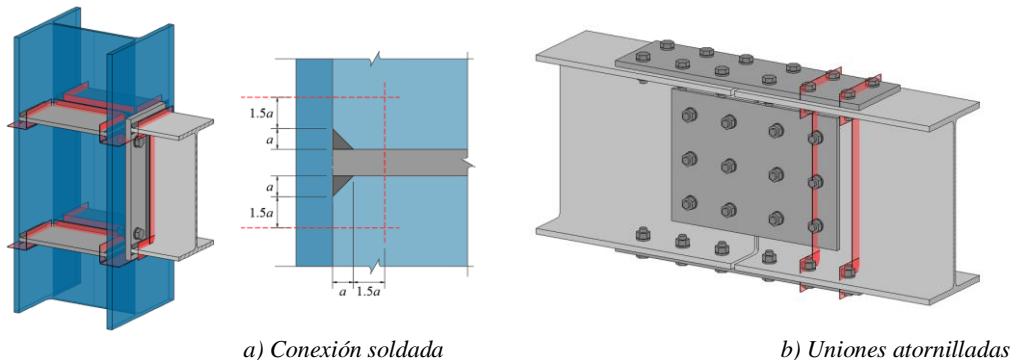


Figura C22.6.3.6.b - Planos de revisión en: a) conexiones soldadas y b) uniones atornilladas

22.7 Soportes

22.7.1 Esta sección se refiere a los parámetros para el modelado de los apoyos de las estructuras de acero acorde con los grados de libertad esperados en la configuración o arreglo estructural global.

22.7.2 No se incluyen disposiciones para el modelado de la interacción suelo-estructura que deben ser considerados en el análisis dado que eso forma parte del análisis global de la estructura y deberá realizarse acorde con la NTC-Sismo y lo descrito en 22.5.

22.7.3 En el análisis global de las estructuras se debe considerar los efectos del comportamiento de los nodos por su impacto en la distribución de fuerzas y momentos flexionantes, la cual depende de las propiedades de su relación momento-rotación.

22.7.4 Los apoyos en la base de las columnas se clasifican en tres categorías principales: rígidos, semirrígidos y articulados.

22.7.5 Para clasificar un apoyo como rígido se deben cumplir con los siguientes parámetros:

- a) En marcos donde existen elementos diagonales que por rigidez reducen los desplazamientos laterales en un 80 por ciento de forma que los giros en la base quedan restringidos
- a) En marcos simples que cuenten con columnas cuya relación de esbeltez (Lc/r) sea menor que 40 y su conexión tenga una rigidez superior a la del elemento que se conecta
- b) Adicionalmente y aunque la conexión pueda clasificarse como rígida, deberá garantizarse que la cimentación tenga suficiente rigidez y resistencia para restringir las deformaciones angulares para tomar las demandas a flexión generadas en la conexión.

Comentario:

Los marcos con contraventeos generan que en la dirección donde se ubican las diagonales los giros en la base queden restringidos por lo que de forma natural estos elementos generan apoyos rígidos, sin embargo, esto no ocurre en elementos esbeltos por lo que se establece el límite del 80 por ciento para evaluar que tenga suficiente rigidez.

En marcos donde no hay contraventeos, la rigidez del apoyo depende directamente de la configuración de la conexión, sin embargo, cuando el elemento que se conecta es demasiado flexible, tiende a comportarse como una articulación debido a la flexibilidad rotacional propia del elemento.

De igual modo, aunque la conexión tenga alta rigidez y los perfiles sean robustos, si la cimentación permite giros (por ejemplo, en zapata aisladas en suelos compresibles) los apoyos deberán clasificarse al menos como semirrígidos con la rigidez rotacional indicada en 22.7.7. De igual forma, la cimentación deberá tener suficiente rigidez y resistencia para tomar las demandas a flexión generadas por la conexión.

22.7.6 En los apoyos clasificados como rígidos en bases de columnas se deberán seguir las siguientes recomendaciones para el análisis:

- a) La rigidez en la base podrá considerarse infinitamente rígida, siempre que se garantice que el suelo, la cimentación y la conexión en la base tendrán suficiente resistencia y rigidez
- b) En el caso de que se requiera considerar un apoyo rígido nominal (por ejemplo, cuando se revisa si el marco es susceptible a efectos de segundo orden, o bien, para revisión de estados límite de servicio), se puede modelar el apoyo con un resorte rotacional con una rigidez elástica de $4EI/L$, donde EI es la rigidez a flexión de la columna, y L es la altura de la columna que se conecta al apoyo.

Comentario:

Se considera que el suelo, la cimentación y la conexión en la base tienen una suficiente resistencia a flexión cuando estos elementos resistan más que el momento plástico máximo probable de la columna, y una suficiente rigidez rotacional cuando estos elementos tengan una rigidez de entre dos a cinco veces la rigidez nominal $4EI/L$ de la columna. La cimentación puede garantizar estos requisitos por medio de elementos auxiliares, por ejemplo, trabes de liga. Como se observa en la fig. C22.7.6, la conexión puede garantizar estos requisitos por medio de la placa base y las anclas, así como posibles elementos auxiliares como cartabones.

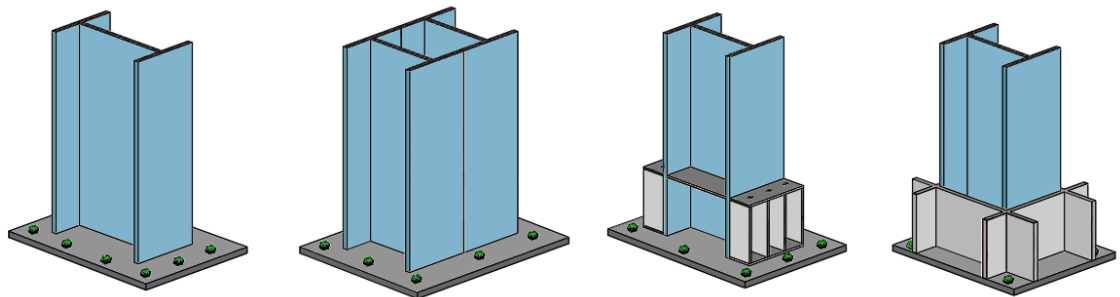


Figura C22.7.6 - Ejemplo de apoyos rígidos en la base

22.7.7 En los apoyos clasificados como articulados, se deberán seguir las siguientes consideraciones:

- a) La rigidez en la base podrá suponerse igual a cero, siempre que se garantice que la rotación sólo se desarrollará en los elementos dúctiles de la conexión; el suelo y la cimentación deberán mantener una adecuada resistencia y rigidez conforme a las demandas que le transfiere la conexión
- b) En el caso de que se requiera considerar un apoyo articulado nominal, por ejemplo, cuando se revisa si el marco es susceptible a efectos de segundo orden, o bien, para revisión de estados límite de servicio, se puede modelar el apoyo

- con un resorte rotacional con una rigidez elástica de $0.4EI/L$, donde EI es la rigidez a flexión de la columna, y L es la altura de la columna que se conecta al apoyo
- c) La placa base deberá ser diseñada para las fuerzas cortantes y axiales provenientes de esta condición de apoyo.

Comentario:

En la fig. C22.7.7 se muestran algunas conexiones donde se procura que la rotación sólo se desarrollará en los elementos de la conexión y para los estados límite dúctiles (fluencia por flexión en la placa base y fluencia por tensión en las anclas).

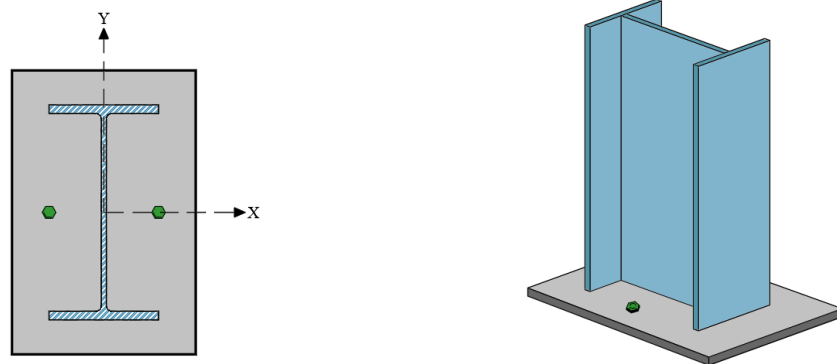


Figura C22.7.7 - Ejemplo de apoyos articulados

22.7.8 En los apoyos clasificados como semirrígidos, se deberá modelar el apoyo con un resorte rotacional con una rigidez elástica de entre $0.4EI/L$ y $4EI/L$, donde EI es la rigidez a flexión de la columna, y L es la altura de la columna que se conecta al apoyo, siempre que se garantice que la cimentación y la placa base se diseñarán para tomar los elementos mecánicos resultantes de esta consideración. El suelo y la cimentación deberán tener una adecuada resistencia y rigidez conforme a las demandas que le transfiere la conexión. La rigidez rotacional del resorte, así como su resistencia, se deberán determinar a partir de pruebas experimentales, o bien, de simulaciones numéricas con elementos finitos que reproduzcan la respuesta de la conexión de la base.

22.7.9 El diseño de los apoyos deberá realizarse de conformidad con el Capítulo 13 de esta Norma.

22.8 Restricciones impuestas

22.8.1 En general en el modelado de estructuras de acero, y dado que normalmente se tiene un sistema de piso de concreto sobre una lámina acanalada donde la capa de compresión es menor que en una losa maciza, se deberá tratar de evitar el uso de restricciones impuestas (constrains) como es el caso de diafragmas impuestos.

22.8.2 En el caso de losas de concreto sobre una lámina acanalada, es importante verificar que tiene la suficiente rigidez y resistencia para transmitir las fuerzas inerciales de sismo.

Comentario

No se puede garantizar el comportamiento como diafragma infinitamente rígido normalmente impuesto en los análisis estructurales. Este aspecto tiene relevancia cuando se tienen grandes geometrías con elementos resistentes, como contraventeos, en los extremos de la planta, o bien, con aberturas importantes en el sistema de piso tal que se generen concentraciones de esfuerzos.

En la fig. C22.8.2 se muestra la planta de un edificio, donde las fuerzas inerciales de piso tienen que hacer un gran recorrido dado que los elementos sismorresistentes se encuentran en los extremos y, por lo tanto, el sistema de piso debe de tener rigidez y resistencia. Como posibles soluciones en caso de que el sistema de piso no sea adecuado se puede incrementar su espesor en conjunto con el armado, o bien, colocar contraventeos horizontales por la parte inferior.

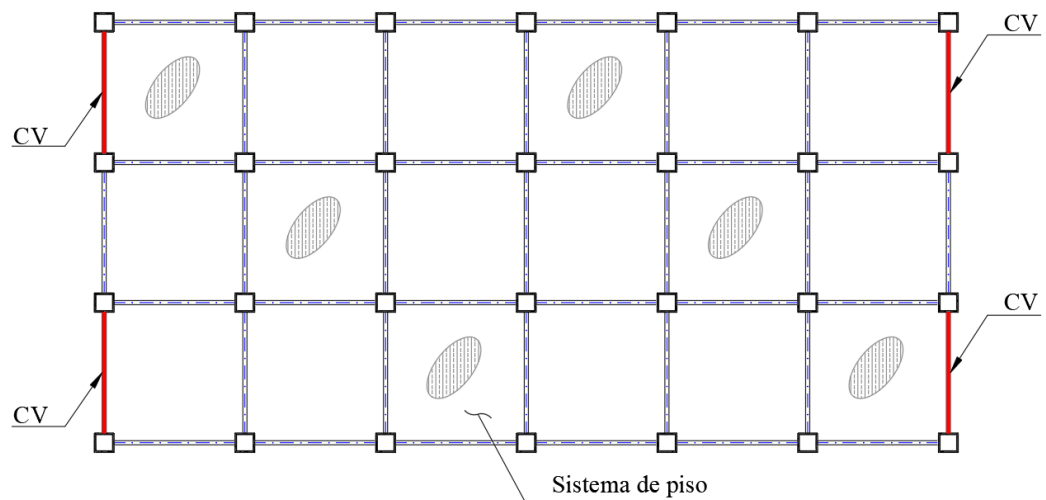


Figura C22.8.2 - Sistema de piso con grandes recorridos de fuerzas inerciales

22.8.3 En zonas con huecos, aunque globalmente para el entrepiso sean menores que 30 por ciento del total del área como se indica en la NTC-Sismo para considerarlo como diafragma rígido, cuando localmente sean mayores a un tercio del tablero, para el diseño de los elementos sismorresistentes verticales (columnas, contraventeos, etc.) se deberá modelar la losa con sus propiedades de modo que se haga la distribución del cortante de entrepiso acorde con la rigidez local de la losa.

Comentario:

En zonas con grandes huecos el diafragma no se comporta como rígido y la transferencia de las cargas no es uniforme, lo que ocasiona que algunas columnas cercanas a la zona del hueco tomen menores cargas que las cercanas a la zona sin huecos lo que podría llevar a diseños inadecuados.

22.8.4 En el diseño de techos ligeros no se puede considerar el diafragma como rígido, dado que físicamente no existen elementos que lo generen.

Comentario.

Se debe tener cuidado de no incluir como diafragma rígido los elementos de un techo ligero pues los elementos de esta como la lámina no cuentan con suficiente capacidad para tomar las demandas del diafragma. Los contraventeos deberán diseñarse en conjunto con las armaduras para generar la transmisión de fuerzas.

22.8.5 Para el diseño de los elementos principales de soporte del sistema de piso, y en general en cualquier elemento donde no se puede garantizar que se forme la sección compuesta, es necesario realizar el análisis estructural de tal forma que la rigidez de la losa no participe, y de ese modo las fuerzas generadas en tal análisis sean tomadas de forma íntegra por estos elementos. Se entiende como elementos principales del sistema de piso aquellos que contribuyen al sistema sismorresistente y sobre los cuales se apoya la losa, como son las vigas principales. Principalmente en sistemas de piso formados por celosías o armaduras no deberá considerarse la contribución de la losa

Comentario.

La razón por la cual la losa no debe contribuir en el análisis en elementos principales es debido a que por un lado no hay forma de anclar la fuerza transmitida por la losa a los elementos principales verticales dado que esto implicaría grandes cantidades de acero en espacios mínimos y la segunda es que no es fácil anclar este acero. Este efecto se incrementa en el caso de armaduras. Adicionalmente se tendrían elementos diseñados del lado de la inseguridad.

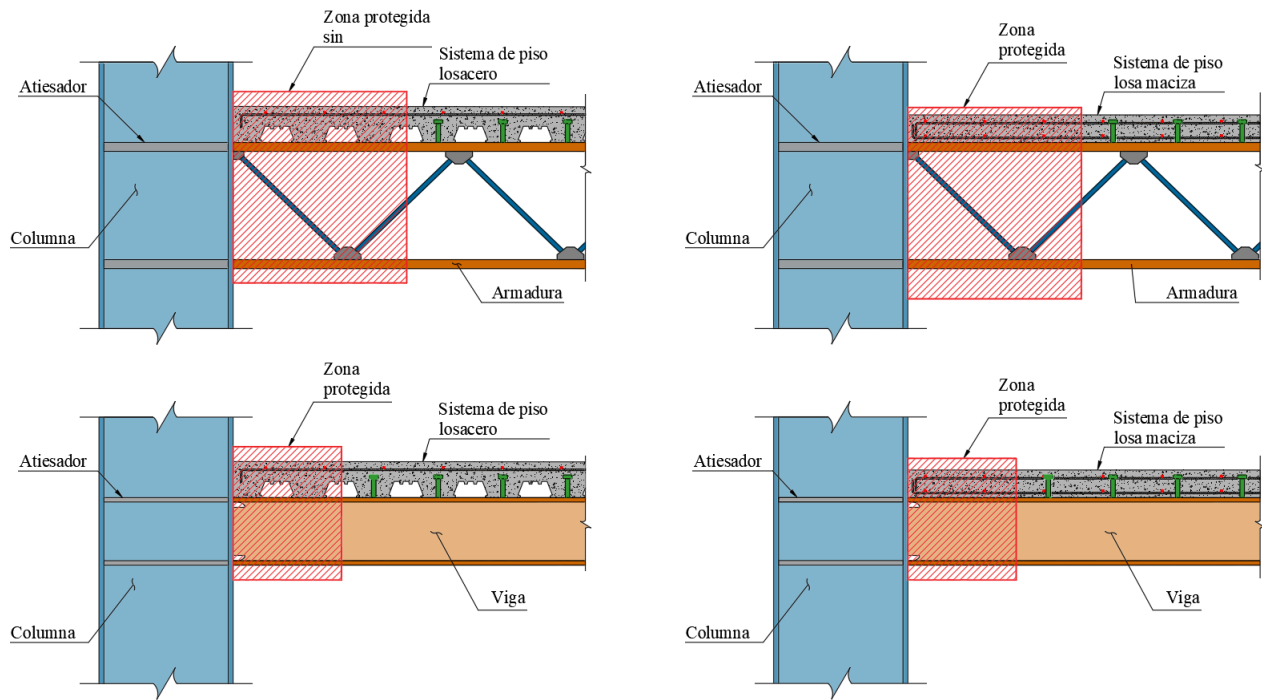


Figura 22.8.5 - Elementos en los cuales no se debe considerar la participación de la losa a la capacidad de los sistemas principales sismo resistente.

Comentario:

En los casos en los cuales se requiere que la losa participe (por ejemplo, para incluir su rigidez como parte del diafragma), esta deberá modelarse separada físicamente de los elementos donde no se va a generar la sección compuesta y solo conectada con aquellos donde se hayan especificado el número de pernos mínimo para la sección compuesta definidos en el capítulo 10 de esta norma.

Esta separación se logra ubicando la malla de elementos con los que se modela la capa de compresión en donde estaría su centroide geométrico (losacero $h_r + t_c/2$ y en losa maciza $t_c/2$). La malla se conectará con los elementos secundarios por medio de elementos barra verticales con la sección y ubicación de los pernos de cortante definidos.

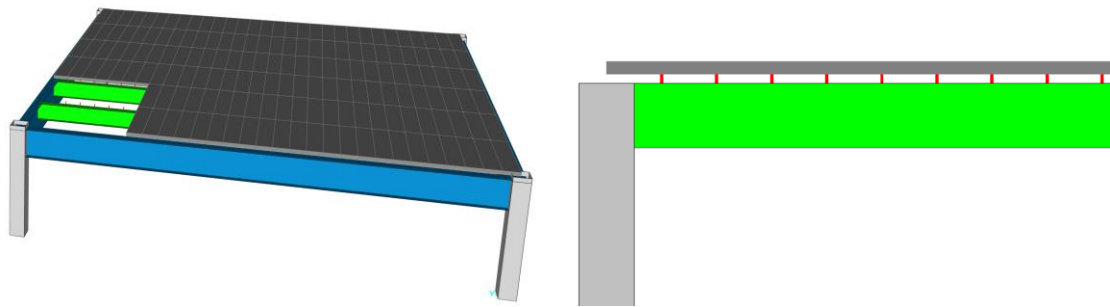


Figura C22.8.5 – Ejemplo de modelado de la losa para que no participe en las vigas secundarias

22.8.6 Cuando se coloquen pernos de cortante cuyas cabezas no sobrepasen la altura de los valles de la lámina acanalada, al no generarse el plano de cortante, no deberá considerarse en el modelado que existe la sección compuesta.

22.9 Conexiones

- a) Este inciso se refiere a los parámetros generales para el modelado de las conexiones. Estas recomendaciones son para modelos que permitan realizar su diseño estructural que cumplan con los niveles de seguridad requeridos por la

presente norma con el empleo de modelos elásticos. Para evaluar el comportamiento de la conexión en el rango no lineal, tales como su ductilidad o efectos de contacto, se deberá consultar literatura especializada

- b) El diseño de las conexiones y placas base requeridas para los apoyos modelados deberá realizarse acorde con las especificaciones para cada tipo de elemento definido en las presentes normas.

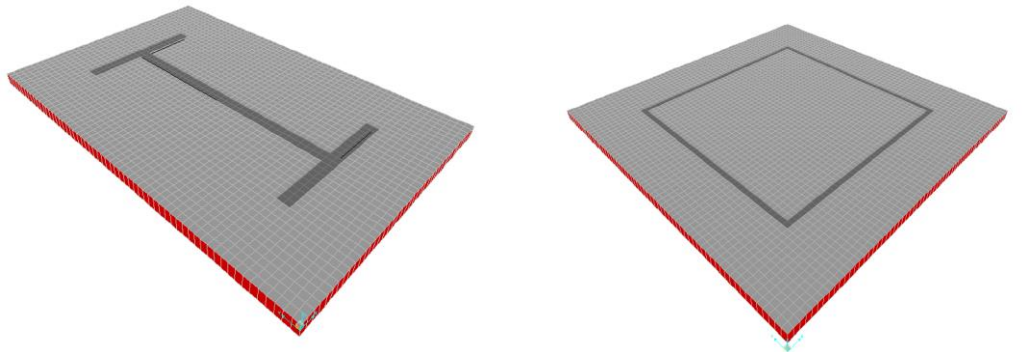
22.9.1 Placas base

22.9.1.1 Para la placa base se podrá hacer un modelo por medio elementos tipo área o por medio de una malla refinada. En el modelado se deberá tomar en cuenta la rigidez proporcionada por los patines y almas de la columna por lo que se deberá modelar una sección de esta o bien por definir zonas rígidas para considerar los efectos del perfil metálico en la flexibilidad de la placa.

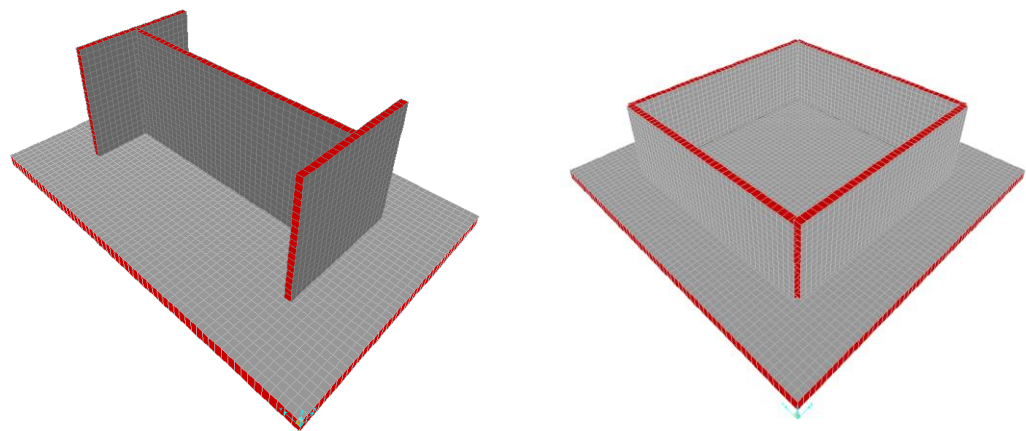
22.9.1.2 En la zona de la placa que trabaja a compresión se debe considerar la rigidez del apoyo de concreto la cual esta proporcionada por su resistencia al aplastamiento, mientras que para la zona a tensión de la placa se deberán modelar los apoyos dados por las anclas.

Comentario:

Esta metodología permite modelar y diseñar placas base con cartabones. En la fig. C22.9.1.2.a, se muestra un ejemplo de este tipo de modelados para secciones IR y OR cuadradas y el tipo de elementos mecánicos esperados.



a) Columna como zona rígida



b) Con un segmento de la columna

Figura C22.9.1.2 - Ejemplo de modelado de placas base

Comentario:

En este tipo de modelados se generan concentraciones de esfuerzo debidos al efecto de las columnas y de los apoyos los cuales no son valores de diseño. Se recomienda tomar los valores a partir de las zonas de deformadas a flexión de la placa no restringidas que se aprecien en los resultados del análisis. Una distancia sugerida podría ser de aproximadamente tres veces el espesor del elemento rígido.

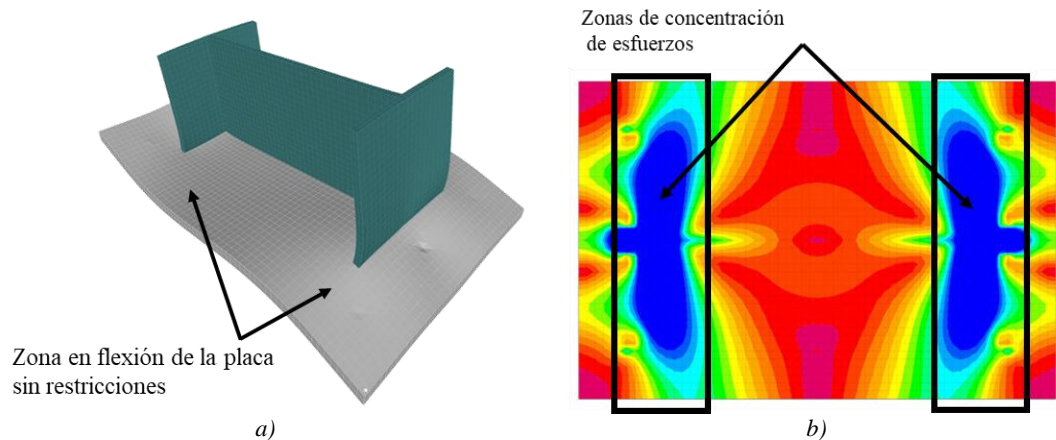


Figura C22.9.1.2.a - Zonas de concentraciones de esfuerzos y zonas en flexión de placa base con modelo de elementos finitos- comentario

22.9.2 Conexiones viga-columna

22.9.2.1 El modelado de conexiones viga-columna se deberá realizar acorde con el tipo de conexión que se considere en el diseño estructural conforme a los siguientes casos:

- a) **Conexiones a cortante o simples:** son las que únicamente transfieren fuerza cortante al elemento de apoyo. Esta conexión se deberá modelar como apoyo articulado, en el cual se liberen todos los giros en el apoyo de forma que no se generen demandas de flexión.

Comentario:

En este tipo de conexiones se deberá tener en cuenta que, aunque en el modelado se liberen los giros, podrán observarse en los resultados que se generan demandas a flexión en los apoyos debido a la continuidad generada ya sea por la losa por tener elementos colineales o por otros efectos. La implicación de tales demandas deberá considerarse en el diseño por ejemplo, reforzar firmes en la parte superior cuando se apoyan en las trabes principales.

- b) **Conexiones a momento o rígidas:** son aquellas que se diseñan para transferir la fuerza cortante y los momentos flexionantes hacia el miembro donde se conecta. Estas conexiones se moderarán como rígidas con restricción de los giros, siempre y cuando los patines y el alma de los elementos estén conectados.

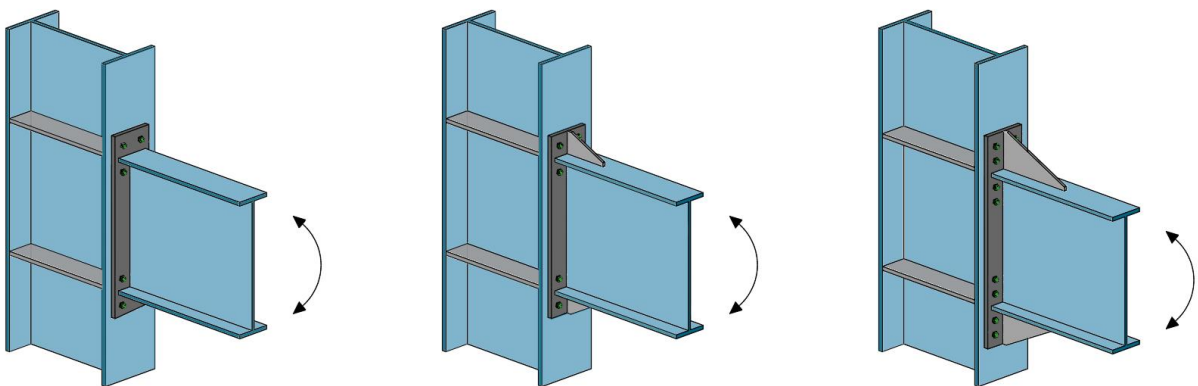


Figura 22.9.2.1 - Configuración de conexiones

- c) **Conexiones semirrígidas:** son aquellas que se diseñan para transferir la fuerza cortante y, de forma parcial, los momentos flexionantes hacia el miembro donde se conecta y permitiendo cierto grado de rotación del miembro que

se conecta. La flexibilidad de las conexiones semirrígidas se deberá contemplar en el modelo para el análisis estructural, y su diseño deberá converger con las consideraciones contempladas en su análisis.

Comentario:

Un caso particular de una conexión semirrígida se presenta en 16.5.4.

- d) **Conexiones para armaduras o tensores:** En las conexiones definidas para transferir únicamente fuerza axial aun cuando no se espera que se generen momentos flexionantes la unión deberá modelarse continua.

Comentario:

Las propiedades de la relación momento rotación se ilustran en la fig. C22.9.2.1.a, donde se muestran los límites entre conexiones rígidas, semirrígidas y simples. La rigidez a rotación de una conexión corresponde a la línea secante con la intersección con la línea de la viga, la cual une los puntos de momento plástico y la rotación libre de la viga. Las conexiones simples son aquellas que desarrollan una rigidez rotacional menor que $2EI/L$ de la viga, mientras que las conexiones rígidas son aquellas con una rigidez rotacional mayor que $20EI/L$ de la viga, y las conexiones semirrígidas con una rigidez rotacional entre estos dos límites.

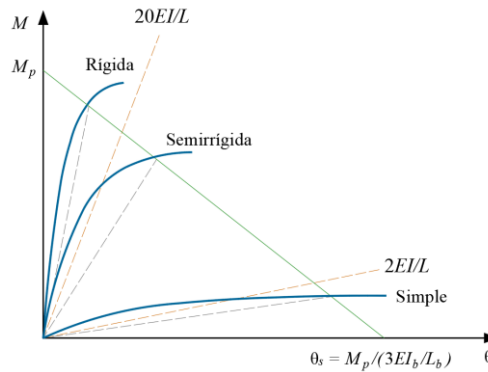


Figura C22.7.2.1.a - Diagrama momento-rotación en un apoyo

Comentario:

Modelado de conexiones con placa de extremo: este tipo de análisis se ha observado que, aunque el análisis se haga en el rango elástico, tienen una alta eficiencia en la representación de un comportamiento esperado de la conexión.

Este procedimiento consiste en modelar la conexión en conjunto con segmento del marco donde se ubicará la conexión. Dado que se espera que trabaje en el mismo plano que el marco, no es necesario modelar los elementos perpendiculares a este (fig. C22.7.2.1.b)

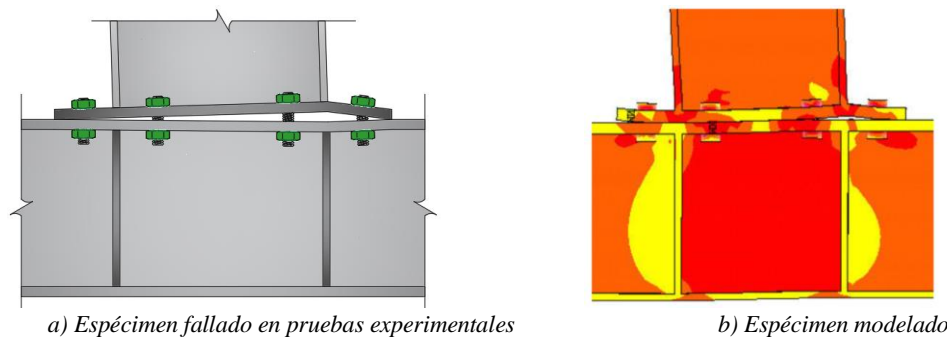


Figura C22.7.2.1.b - Comparativa del modelado contra resultados experimentales

22.9.2.3 En el modelado se deben considerar las condiciones de borde. Una alternativa adecuada, es modelar la columna inferior, y superior en su caso, desde la conexión hasta su punto de inflexión, que se puede asumir en el centro de la altura de la columna. De forma similar, se recomienda modelar la viga desde la conexión hasta el punto de inflexión, que se puede asumir en el centro del claro de la viga. Alternativamente, se pueden modelar todas las crujías del marco.

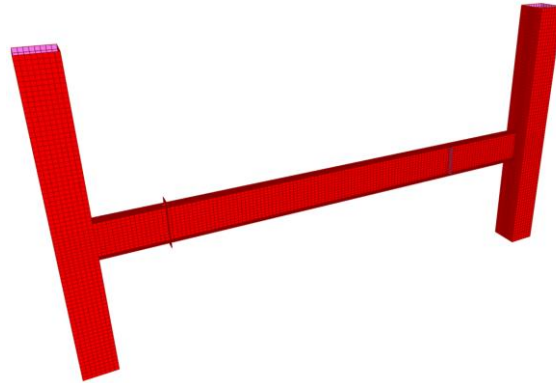


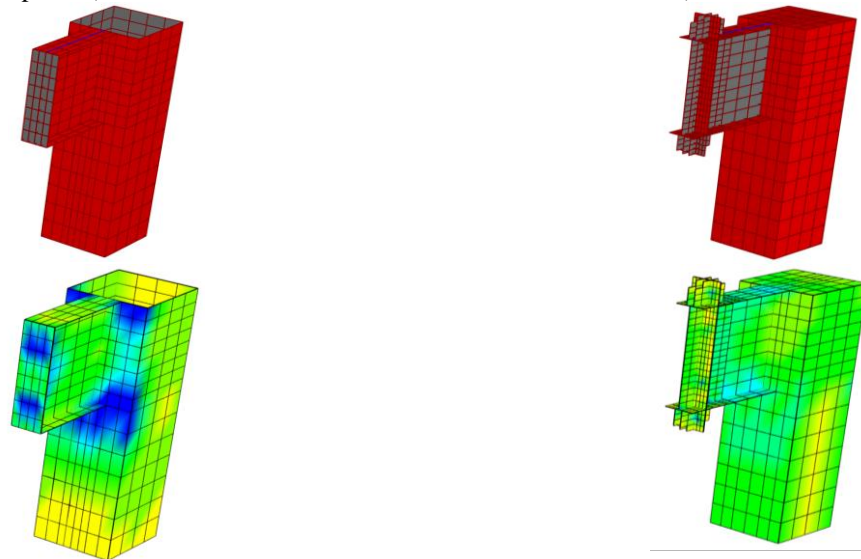
Figura 22.9.2.3 - Modelado de un segmento del marco para revisar la conexión

22.9.2.4 Este procedimiento se emplea para identificar las zonas donde existen concentraciones de esfuerzos para las cuales se requiere verificar que los espesores de las placas sean adecuados o en su defecto para definir la colocación de atiesadores o cartabones para reforzarla.

22.9.2.5 Esta metodología permite modelar y diseñar cada una de las placas de la conexión, así como el poder verificar si esta cumple con el comportamiento esperado para el cual ha sido diseñada. En la fig. 22.9.2.7 se muestra un ejemplo de este tipo de modelados para una conexión tipo brida únicamente con las placas de los perfiles más la placa de conexión con sus correspondientes elementos mecánicos y, por otra parte, se muestra también el comportamiento de la misma conexión a la cual se le agregan cartabones y atiesadores.

22.9.2.6 La revisión de esfuerzos bajo este concepto deberá hacerse por medio del criterio de fluencia de *Von Mises* el cual define el límite elástico de aceros dúctiles y por su forma de cálculo establece el estado de esfuerzos combinados a tensión en cualquier punto de los componentes de la conexión.

22.9.2.7 El mallado del modelo deberá hacerse tal que se permita revisar los esfuerzos en las principales zonas de interés, una buena práctica sería emplear una malla con ancho de por lo menos 2 veces el espesor de los elementos, pero no mayor a un cuarto del ancho del patín, (es decir, al menos dos elementos de cada lado del alma).



a) modelado de la conexión sin cartabones ni atiesadores en columnas

b) modelado de la conexión con cartabones y atiesadores en las columnas

Figura 22.9.2.7 - Verificación de concentraciones de esfuerzos en la conexión

Comentario:

La fig. 22.9.2.7 permite observar que el empleo de cartabones reduce los esfuerzos en la conexión y permite realizar diseños adecuados de estos elementos a partir de las teorías de placas de forma semejante al diseño de placas base.

22.9.2.8 En lo que corresponde al modelado de la unión entre placas es posible definir directamente los tornillos por medio de elementos barra, que en el modelado no se separen las placas más de 1 mm entre ellas, de modo que el tornillo no trabaje como un elemento esbelto. Con esta alternativa, también es posible verificar directamente los elementos mecánicos a cortante y axiales en los tornillos.

22.10 Zona del panel

22.10.1 En marcos con conexiones rígidas se deberá modelar las zonas del panel para tomar en cuenta su flexibilidad en la respuesta global del sistema.

Comentario:

La zona del panel es un componente del sistema que puede tener comportamiento no lineal dúctil al estar bajo altas fuerzas cortantes que generen fluencia y distorsiones del panel (Becker, 1971; Krawinkler, 1978; Slutter, 1981; Popov et al., 1996; Lee et al. 2005; Shin y Engelhardt, 2013). El diseño o revisión de la zona del panel es necesario para evitar distorsiones excesivas en el panel que generen concentración de esfuerzos y fracturas en la conexión con la viga, así como mayores distorsiones de entrepiso que las estimadas del análisis sin considerar la zona del panel (Krawinkler, 1978; Englekirk, 1999; El-Tawil et al., 1999; Perea et al., 2018).

22.10.2 En análisis elásticos, las zonas del panel se pueden modelar utilizando el modelo de la tijera, el modelo del paralelogramo, o el modelo con restricción cinemática. La rigidez elástica, K_e , del resorte rotacional en los modelos de la zona del panel se puede obtener con la ec. 22.10.2.

$$K_e = G \frac{w_z t_p h_o}{\gamma^2} \quad (22.10.2)$$

- G módulo de elasticidad por cortante del acero ($G = 77,200 \text{ MPa} = 784,000 \text{ kg/cm}^2$)
- w_z ancho de la zona del panel, igual a la altura del alma de la columna de acero ($w_z = d_c - 2t_{cp}$).
- t_p espesor de la zona del panel, igual al espesor de la columna de acero más, en su caso, el espesor de la placa adosada.
- h_o brazo de palanca del par de fuerzas cortantes en el panel, igual a la distancia entre centros de patines de viga ($h_o = d_v - t_{vp}$), entre centros de placas de continuidad, o entre centros de cubreplacas si hay.
- γ factor de ajuste por compensación en el modelo de tijera, donde:

$$\gamma = 1 - \frac{d_c - t_{cp}}{L} - \frac{d_v - t_{vp}}{H}$$

cuando se utilice el modelo del paralelogramo, $\gamma = 1$.

- t_{cp} espesor del patín de la columna
- t_{vp} espesor del patín de la viga
- d_c peralte de la columna
- d_v peralte de la viga
- L suma de longitudes medidas desde el centro del nodo hasta el punto de inflexión de cada viga (izquierda y/o derecha), que se puede asumir en el centro del claro de cada viga
- H suma de alturas medidas desde el centro del nodo hasta el punto de inflexión de cada columna (inferior, y superior si la hay), que se puede asumir en el centro de la altura de cada columna

Comentario:

El modelo aproximado de tijera consiste en dos barras rígidas biarticuladas, los cuales se interconectan con una articulación y un resorte rotacional que restringe el giro relativo entre los elementos rígidos (fig. C22.10.2 a). Las propiedades del resorte rotacional en este modelo se deben ajustar con el factor γ propuesto por Charney y Downs (2004) para compensar por la desviación en la aproximación de la cinemática del panel.

El modelo de zona rígida es similar al de tijera, pero con un nodo rígido en la interconexión de las dos barras, o bien, con un resorte rotacional de rigidez infinita. La longitud de las barras rígidas en este modelo se suele variar a través del factor de zona rígida con un rango de entre 0 a 1.

El modelo del paralelogramo, también conocido como modelo del marco o de Krawinkler (1978), consiste en ocho barras rígidas que forman un paralelogramo (fig. C22.10.2 b), donde los cuatro nodos centrales son rígidos que conectan los elementos barra para las vigas y columnas, mientras que los cuatro nodos en las esquinas están articulados. Las propiedades de resistencia y rigidez del panel se pueden modelar mediante un resorte rotacional en alguna de las esquinas de la zona del panel. Este modelo reproduce la cinemática real del panel, por lo que no es necesario aplicar el factor de ajuste por compensación ($\gamma = 1$).

El modelo del paralelogramo con resorte diagonal (fig. C22.10.2 c) es una variante del anterior, en donde la rigidez del panel se introduce a través del resorte lineal que se conecta entre dos nodos extremos y opuestos.

El modelo con restricción cinemática (fig. C22.10.2 d) es conceptualmente similar al modelo del paralelogramo, con la diferencia que utiliza ecuaciones de restricciones cinemáticas para conectar los cuatro nodos circundantes de vigas y columnas con el nodo central del panel. El enfoque de este modelo es más eficiente ya que tiene menos nodos y grados de libertad (Altoontash, 2004).

Se pueden consultar referencias sobre la modelación de la zona del panel y su influencia en estructuras de acero en Krawinkler (1978), Charney y Downs (2004), Mora et al. (2014), Perea et al. (2018), Ruiz-García et al. (2019), entre otros.

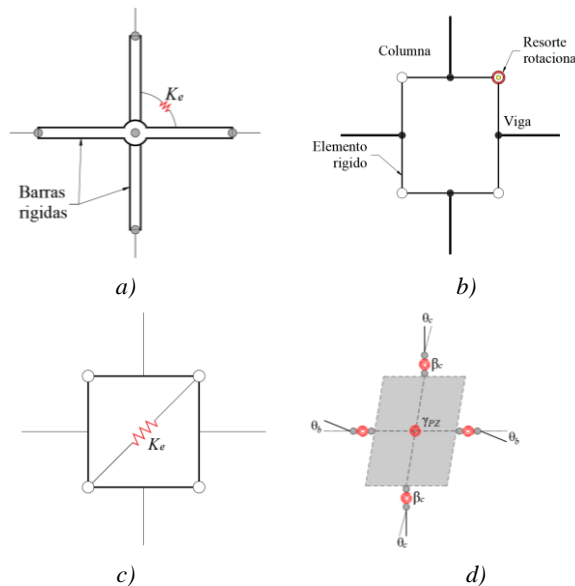


Figura C22.10.2 - Modelado para la zona del panel: (a) modelo de la tijera, (b) modelo del paralelogramo con resorte rotacional, (c) modelo del paralelogramo con resorte diagonal, (d) modelo con restricción cinemática - comentario

22.10.3 Las zonas del panel para análisis no lineales se pueden modelar utilizando el modelo de la tijera o el modelo del paralelogramo. El resorte rotacional en los modelos de la tijera o del paralelogramo se puede considerar con una ley constitutiva histerética tri-lineal. Los primeros dos puntos de la respuesta momento-rotación, $M-\theta$, del resorte rotacional del panel correspondientes al punto elástico y plástico se pueden determinar con las ecs. 22.10.3.a, a 22.10.3.c. La rigidez en la zona de endurecimiento por deformación corresponde a la del material de acero.

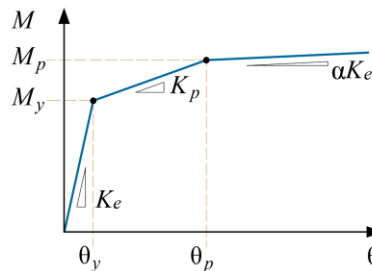


Figura 22.10.3 - Ley constitutiva tri-lineal

$$M_y = 0.6 F_y \frac{w_z t_p h_o}{\gamma} \tag{22.10.3.a}$$

$$\theta_y = 0.6 F_y \frac{\gamma}{G} \tag{22.10.3.b}$$

$$M_p = M_y \left(1 + \frac{3b_{cp} t_{cp}^2}{w_z t_p h_o} \right) \tag{22.10.3.c}$$

$$\theta_p = 4\theta_y \tag{22.10.3.d}$$

b_{cp} ancho del patín de la columna

Comentario:

Los momentos resistentes del resorte rotacional se determinan como la resistencia a cortante del panel, que se obtiene respectivamente con las ecs. 11.8.7.1.a y 11.8.7.1.c de esta norma, multiplicada por el brazo de palanca del par de fuerzas cortantes en el panel. La rotación del resorte es igual al ángulo de distorsión de la zona del panel. Cuando se utilice el modelo de la tijera se ajustan las propiedades con el factor λ propuesto por Charney y Downs (2004) para compensar por la desviación en la aproximación de la cinemática del panel.

22.10.4 Se permite modelar las zonas del panel con un modelo de zona rígida sólo en el caso de que se refuerce esta zona con una placa adosada cuyo espesor se determine a través de un diseño por capacidad como se describe en 16.2.1.10.

22.11 Sistemas de piso

22.11.1 Los diafragmas de losas de concreto o de concreto colado sobre láminas de acero se clasificarán como rígidos o flexibles de acuerdo con la NTC-Sismo.

22.11.2 Aquellos diafragmas que no satisfacen las condiciones anteriores se permiten idealizar como flexible si:

$$\frac{\Delta_c}{\Delta_p} > 2.0 \tag{22.11.2}$$

donde el desplazamiento máximo, Δ_c , y el desplazamiento promedio Δ_p se muestra en la fig. 22.11.2.

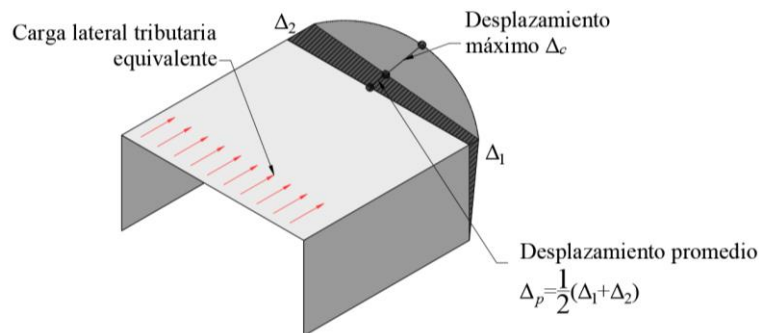


Figura 22.11.2 - Diafragma flexible

Comentario:

Si el diafragma es flexible se debe considerar en el modelado. Para incluir la flexibilidad del sistema se deben utilizar las herramientas que cuentan algunos programas de análisis, asignando la condición de diafragma flexible o semi-rígido. Otra manera más rigurosa de incluir que el diafragma es flexible es mediante un modelo detallado en tres dimensiones de los elementos estructurales, tal que la losa se divida con elementos sólidos en tres dimensiones, las láminas con elementos cascarón y las vigas de apoyo con elementos viga-columna, como se muestra en la fig. C22.11.2. Además, los diafragmas de losas compuestas por concreto y lámina de acero se pueden

modelar con elementos sólidos en los que el comportamiento del concreto y la lámina de acero se incluyen mediante relaciones ortótropas de la mecánica, como se detalla en Tena-Colunga et al. (2015) o Chinchilla-Portillo (2012)

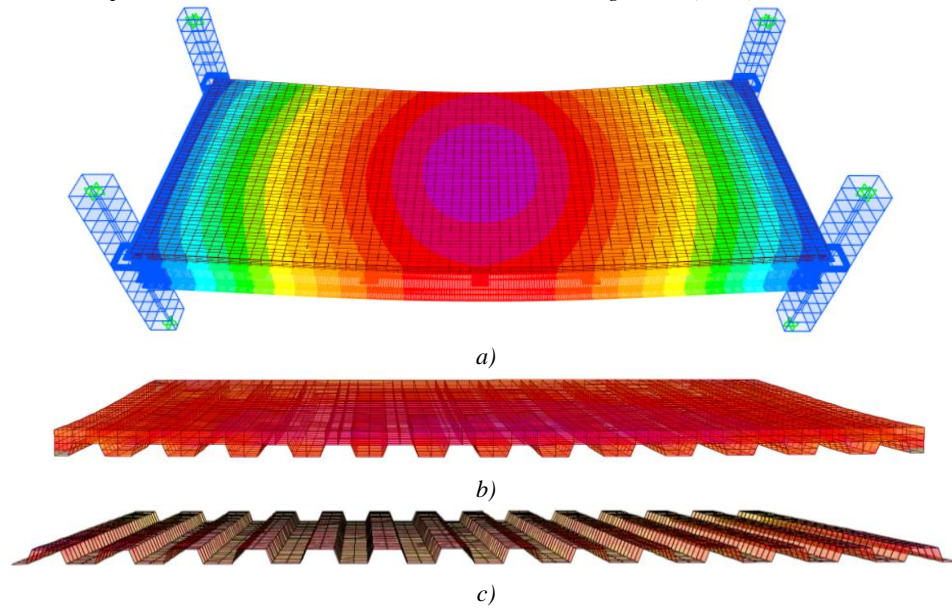


Figura C22.11.2 - Modelo detallado de piso de concreto sobre lámina acanalada colaborante. Mallado: a) completo, b) concreto y c) lámina colaborante.

22.12 Armaduras

22.12.1 Las armaduras deben ser modeladas de acuerdo con la geometría real, considerando los siguientes aspectos:

- a) **Excentricidad de las conexiones.** Si los centroides de los elementos no son concurrentes se tienen excentricidades las cuales generan momentos
- b) **Aplicación correcta de las cargas.** Si el sistema de piso se apoya directamente sobre la cuerda superior, al tener una carga uniformemente repartida, dichos elementos estarán trabajando en flexocompresión o flexotensión
- c) Cuando se analice un segmento de armadura, deberán modelarse a los lados suficientes elementos para minimizar los efectos de borde.

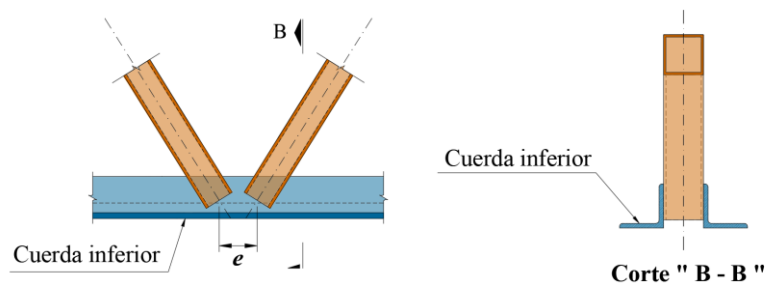


Figura 22.12.1 - Ejemplo de excentricidades en elementos de armaduras

22.12.2 Adicionalmente, para el diseño es necesario considerar correctamente los puntos de arriostamiento lateral y, en su caso, verificar los efectos de pandeo. Estos arriostamientos deberán ser colocados físicamente.

Comentario.

Los puntos de inflexión de la cuerda inferior no son puntos de soporte lateral

22.12.3 En elementos secundarios, donde no se espera que haya transferencia de demandas de flexión en sus apoyos sino únicamente de cortante, se podrán analizar quitando todas las restricciones a giro excepto las de torsión.

22.12.4 En elementos secundarios colineales, o donde la losa genera continuidad, el apoyo deberá diseñarse para el momento negativo que se genera dado que, aunque se hayan liberado los giros, esa continuidad físicamente existe y se formarán demandas en tensión en la losa que deberá ser capaz de resistir.

Comentario.

En general se espera que los elementos secundarios en sus apoyos no tengan demandas de flexión dado que físicamente están liberados los giros por lo que, en el modelado es correcto imponer dichas restricciones. Sin embargo, no se debe omitir que en elementos colineales o por efectos de la losa, aún con esa restricción, se podrán generar momentos debidos a la continuidad que se forma con esas condiciones, por lo que los momentos negativos que ocasionan tensiones en la losa deberán ser considerados en el diseño.

22.13 Miembros de sección variable o acartelados

22.13.1 Los miembros acartelados se pueden modelar como una serie de elementos cortos, cada una con la inercia y área correspondiente al peralte promedio del elemento en esa posición.

Comentario:

En la fig. C22.13.1 se muestra un ejemplo de modelación de un miembro acartelado como una serie de elementos cortos. Con dos a cinco elementos por transición se tiene una precisión razonable, aunque se recomienda considerar al menos cinco elementos en cada segmento sin cambios en la pendiente.



Figura C22.13.1 - Geometría de miembro acartelado: a) original y b) idealizado

22.14 Marcos rígidos

22.14.1 Para el análisis elástico lineal de marcos, las vigas y las columnas se pueden modelar como elementos viga-columna.

22.14.2 Se procurará modelar los soportes como se indica en 22.7, las zonas de panel como se indica en 22.10, y los sistemas de piso como se indica en 22.11.

Comentario:

Para el modelado de marcos de acero es común utilizar los elementos siguientes:

Elementos resorte: Estos elementos pueden representar uno o varios grados de libertad en 2D o 3D, traslación o rotación, los cuales pueden estar acoplados o desacoplados, dependiendo de la aplicación y de las capacidades de los programas de análisis.

Elementos unidimensionales. Estos son los elementos viga-columna, que se representan por una barra, los cuales se utilizan para modelar columnas, vigas, vigas de acoplamiento, contravientos o riostras, cuerdas y montantes de armaduras. Estos elementos tienen la capacidad que la sección transversal se mantenga plana y perpendicular al eje para una formulación de Euler-Bernoulli y, que considere las deformaciones por cortante, para una formulación de Timoshenko. Es importante incluir estas deformaciones por cortante en elementos con relaciones peralte entre longitud mayores o iguales que 0.1.

Elementos finitos bidimensionales. Elementos finitos en dos dimensiones se utilizan para modelar diafragmas, muros, pisos, almas y patines de perfiles de pared delgadas y otros componentes tipo placas. Estos elementos son sólidos en 2D, los cuales pueden ser de deformación plana o de esfuerzo plano. Además, otros elementos son los elementos placa y los elementos tipo cascarón, los cuales se subdividen en tipo delgado o grueso. Las delgadas consideran que la sección se mantiene perpendicular al eje neutro y las gruesas incluyen la deformación por cortante. Se recomienda utilizar elementos tipo grueso cuando el espesor entre la longitud corta del elemento estructural tenga una relación mayor o igual que 0.10.

Elementos finitos tridimensionales. Los elementos finitos en tres dimensiones y continuos, que incluyen formas de tetraedros y hexaedros, se utilizan para modelar la respuesta de elementos estructurales que no se pueden modelar confiablemente con un modelo unidimensional o bidimensional.

22.14.3 Los marcos rigidizados con contravientos se deben modelar como se indica en 22.15.

22.14.4 Los marcos rigidizados con muros de placa de acero se deben modelar como se indica en 22.16.

22.14.5 Los marcos rigidizados con muros compuestos se deben modelar como se indica en 22.17.

22.14.6 Para el análisis no lineal de sistemas estructurales se puede incorporar modelos de plasticidad concentrada, o bien, llevarse a cabo mediante modelos de plasticidad distribuida.

Comentario:

La elección del tipo de elemento no lineal para un proyecto dado implica buscar un equilibrio entre confiabilidad, practicidad y eficiencia computacional, sujeto a las capacidades del sistema software y los recursos computacionales disponibles. En los incisos (a) y (b) de la fig. C22.14.6 se muestran un par elementos no lineales de plasticidad concentrada, y en los incisos (c), (d), (e) se muestran elementos no lineales de plasticidad distribuida.

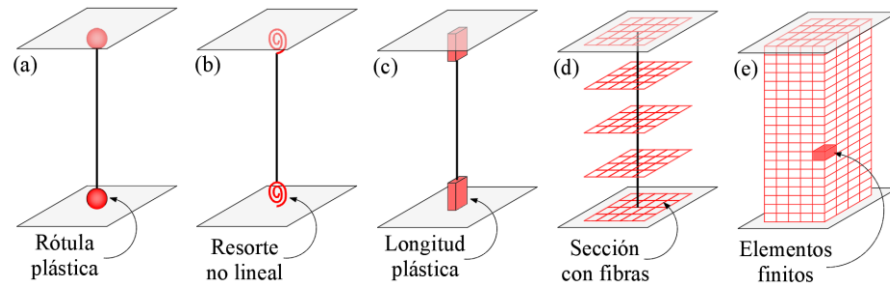


Figura C22.14.6 - Tipos de elementos para modelos no lineales (adaptado del ATC, 2017)

22.14.7 Para el análisis no lineal de sistemas estructurales se procurará que el modelo considere todos los elementos que puedan incursionar en el rango no lineal, incluyendo la potencial inelasticidad en las vigas, columnas, zonas de panel, contraventeos, muros, entre otros posibles elementos y sus conexiones (viga-a-columna, placas base, empalmes, contravientos-placa de unión, entre otras). Las zonas de panel se deberán modelar como se indica en el inciso 22.10.

Comentario:

Para un marco momento resistente de acero, como se muestra en la fig. C22.14.7, los principales miembros estructurales son las vigas, las columnas, las zonas de panel, el sistema de piso, las conexiones (placas base, empalmes, conexiones viga-a-columna), y su cimentación

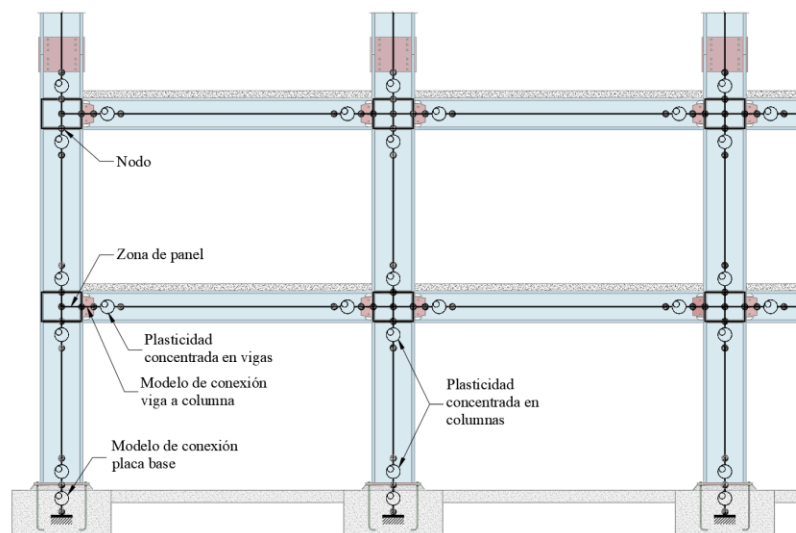


Figura C22.14.7 - Ejemplo de un modelo de marco momento resistente de acero (adaptado del ATC, 2017)

22.15 Marcos contraventeados

22.15.1 En análisis elásticos de marcos contraventeados, los contraventeos se pueden modelar como elementos armadura (con sólo carga axial), o bien, como elementos viga-columna con liberación de los giros en los extremos, a menos que las conexiones en los extremos de ellos se detallen para transferir flexión.

22.15.2 Los contraventeos con esbeltez mayor que 200, o bien aquellos con resistencia a compresión menor que $0.14F_yA_t$, se deberán modelar como elementos que solo resisten fuerzas axiales en tensión.

22.15.3 En análisis no lineales de marcos contraventeados, se pueden modelar los contravientos con elementos viga-columna discretizados en fibras. Se deberá validar la respuesta del contraviento para simular su fluencia, pandeo global y pandeo local, y se procurará que también se reproduzca el inicio de su fractura. Se sugiere que para la modelación del contraviento se subdivida éste en al menos cuatro elementos, se contemple una imperfección geométrica inicial central de 1/500 de la longitud del contraviento con una distribución sinusoidal, y se discretice la sección transversal con al menos quince fibras en su peralte y al menos dos fibras en su espesor. En el modelo constitutivo se deberá utilizar resistencias esperadas del material, y una relación de endurecimiento por deformación sugerida de 0.01 para el acero ASTM A500, A572 y A992. Este valor debe verificarse para otros aceros.

Comentario:

En un marco contraventado es importante modelar los contraventeos para simular la respuesta a fluencia, pandeo global y pandeo local. Cuando se calibra correctamente con propiedades de materiales inelásticos e imperfecciones geométricas iniciales, un modelo no lineal puede capturar de manera confiable la respuesta del contraviento hasta el punto de su fractura debido a la localización de altas deformaciones. Para contravientos con secciones compactas, según lo especificado por esta norma, el pandeo local generalmente se retrasa lo suficiente como para ser insignificante hasta grandes deformaciones (con distorsiones de piso del orden de 2 a 4 por ciento, dependiendo de la compactad y esbeltez del contraviento). En la fig. C22.15.3 se muestra esquemáticamente el modelo de un contraviento que utiliza elementos viga-columna discretizados en fibras.

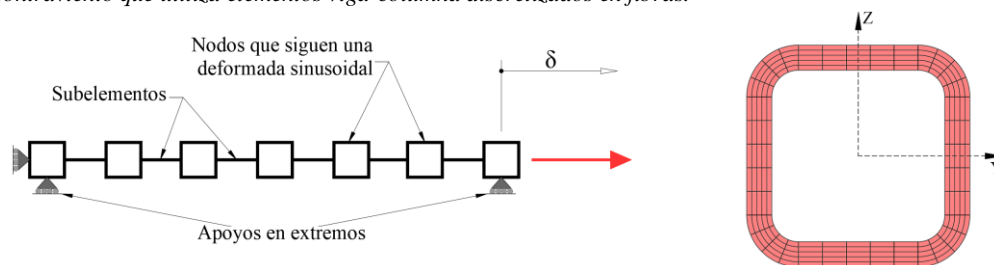


Figura C22.15.3 - Ejemplo de modelado de un contraviento con elementos fibra. comentario

22.15.4 El modelo de los contravientos y de sus conexiones en los extremos deberán contemplar la rigidez que proporcionan las placas de unión que se detallen en la conexión.

22.15.5 Debido a que el contraviento suele ser más rígido y resistente en la conexión dada la presencia de la placa de unión y la adición de la placa de refuerzo para la sección neta, en el modelo se recomienda simular la conexión usando un elemento más rígido en los extremos del contraviento, o bien, mediante una zona rígida.

Comentario:

Si se utiliza un elemento más rígido en los extremos del contraviento, se recomienda que el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia del acero se amplifique por un factor de 3 para asegurar que esta parte del contraviento permanezca elástico. Si se utiliza un modelo de zona rígida, se recomienda considerar la propuesta de Hsiao et al. (2012) que se muestra en la fig. C22.15.5. En éste, las barras rígidas se conectan rigidamente entre ellas y se extienden desde el punto concéntrico que une los ejes del contraviento, columna y viga hacia los extremos rígidos en el contraviento, columna y viga, respectivamente. La zona rígida en el contraviento se extiende desde el punto concéntrico hasta el extremo físico del contraviento. La zona rígida en la columna se extiende desde el punto concéntrico hasta una longitud igual a la mitad del peralte de la viga más la altura vertical de la placa de unión (distancia b en la fig. C22.15.5 a). La zona rígida en la viga se extiende desde el punto concéntrico hasta una longitud igual a la mitad del peralte de la columna más un porcentaje de la dimensión horizontal de la placa de unión (distancia a en la fig. C22.15.5 a); este porcentaje se deberá determinar como la relación del espesor de la placa de unión entre la placa del alma de la viga, pero no se debe tomar menor que 0.75 ni mayor que 1.0. La placa de unión se modela como un resorte rotacional con una respuesta bilineal, como se muestra en la fig. 22.14.4b. La

resistencia a la flexión del resorte (M_y) es una función del esfuerzo de fluencia (F_{yp}) y el espesor de la placa de unión (t_p), y el ancho de Whitmore (W_w) como se define en esta norma. La rigidez elástica (K_e) del resorte es además función del módulo de elasticidad del acero (E) y la longitud efectiva de la placa de unión (L_p), que se puede tomar como el promedio de las longitudes L_1 , L_2 y L_3 que se muestran en la fig. 22.15.5 a. Se sugiere que la rigidez posterior a la fluencia se tome como el 10 por ciento de la rigidez inicial.

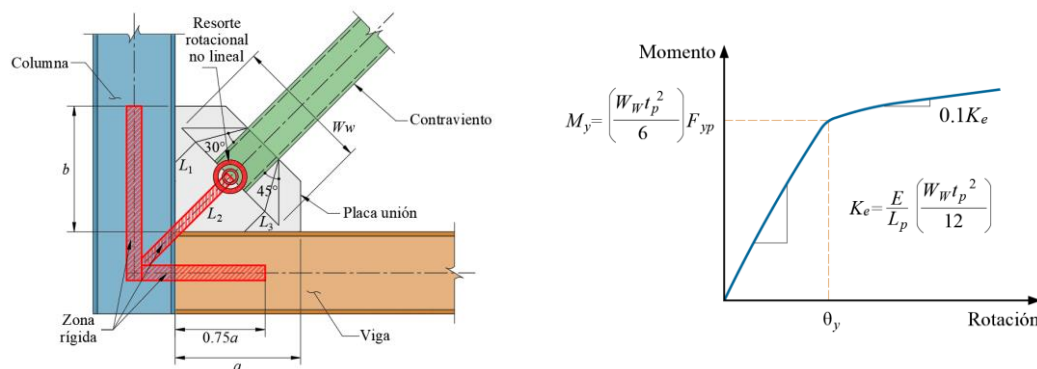


Figura C22.15.5 - Ejemplo de modelado de conexión de contravento (adaptado del ATC, 2017). a) Modelo de zona rígida en conexión de contravento, b) Ley constitutiva del resorte que simula la rigidez de la placa de unión. comentario

22.15.5 En modelos no lineales de contravientos restringidos a pandeo (CRP) se pueden modelar con resortes uniaxiales no lineales utilizando leyes constitutivas fuerza-deformación bilineales. Los parámetros de resistencia a la fluencia, endurecimiento por deformación cíclica y resistencia a la fatiga de bajo ciclaje generalmente están disponibles por los fabricantes de los CRP. Los criterios de aceptación para los CRP se pueden inferir de los requisitos de prueba de calificación para CRP como se indican en 16.3.2.

Comentario:

A diferencia de los contravientos convencionales, los contravientos restringidos a pandeo (CRP) son fáciles de modelar con resortes uniaxiales no lineales. Los modelos bilineales fuerza-deformación son suficientemente precisos para capturar su comportamiento.

22.16 Marcos compuestos

22.16.1 Para el análisis de marcos con columnas compuestas se deberán aplicar las disposiciones del Capítulo 10 y las de este inciso. Se permite aplicar otras metodologías de modelado y análisis siempre que éstas sean aprobadas por la Administración.

22.16.2 El análisis de las estructuras compuestas se efectuará como se describe en el Capítulo 3, y su diseño se efectuará con el método de la longitud efectiva o el método directo.

22.16.3 En vigas y columnas, en los análisis se deberá utilizar las rigideces nominales de la sección de acero, EI_a .

22.16.4 Para el análisis con miembros compuestos se deberán utilizar sus rigideces efectivas, las cuales se pueden determinar a partir de una sección transformada agrietada.

22.16.5 Si las vigas principales son compuestas, se podrá utilizar la ec. 22.16.5 para determinar su rigidez efectiva, donde E es el módulo de elasticidad del acero, I_e es el momento de inercia efectivo de la sección compuesta que se determina con la ec. 10.2.10.2, y los coeficientes a y b son, respectivamente, 0.4 y 0.6 para las combinaciones sin carga accidental y de 0.5 para ambos, para las combinaciones con carga accidental.

$$EI_e = aEI_a + bEI_e \tag{22.16.5}$$

Comentario:

De acuerdo con la ec. 10.2.10.2, el momento de inercia efectivo, I_e , de una viga parcialmente compuesta tiende al valor del momento de inercia de la sección transformada agrietada, I_{tr} , para vigas en acción compuesta completa.

22.16.6 En columnas compuestas, la posición del eje neutro de la sección transformada se determina considerando la carga axial y los momentos de segundo orden. Alternativamente, se puede considerar en columnas compuestas que la rigidez efectiva en flexión, EI_e , es igual que:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c E_c I_c \quad (22.16.6)$$

22.16.7 El coeficiente de rigidez C_c para el concreto se determina con la ec. 10.3.2.8 para columnas compuestas embebidas, y con la ec. 10.3.2.9 para las rellenas.

22.16.8 En el diseño de columnas compuestas con el método de la longitud efectiva, el coeficiente de longitud efectiva, K , puede calcularse con los cocientes de rigideces de las columnas compuestas que se determina con la ec. 10.3.9.3, entre las rigideces de las vigas que llegan al nodo.

22.16.9 En el diseño de columnas compuestas con el método directo, se deberán incluir las imperfecciones iniciales o fuerzas ficticias que se indican en el Capítulo 3, y una rigidez efectiva reducida de $EI^* = 0.65EI_e$, donde EI_e se obtiene con la ec. 10.3.9.3.

22.16.10 La ec. 10.3.9.3 también puede emplearse en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño.

Comentario:

En investigaciones recientes esta ecuación de rigidez efectiva reducida, EI^ , resulta en errores conservadores para estructuras cuya estabilidad es muy sensible (Denavit et al., 2016a). El uso de esta rigidez reducida, EI^* , solamente corresponde al análisis para estados límites relacionados con la resistencia o estabilidad, es decir, no aplica en los análisis que requieran emplear la rigidez para otras condiciones o criterios tales como: deflexiones, evaluación de vibraciones, etc. No obstante, se tiene evidencia que la rigidez a flexión efectiva, EI_e (ec. 10.3.9.3), proporciona valores razonables cuando se usa en análisis elásticos para la determinación de distorsiones de entrepiso, así como en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño (Denavit et al. 2016b, Perea et al. 2017).*

Es importante señalar que la reducción de rigidez de 0.65 veces también se requiere para las otras propiedades de los miembros compuestos y de acero incluyendo la constante de torsión (J) y de alabeo (C_a) para considerar de manera adecuada los efectos de torsión en el análisis. Para facilitar su aplicación, el factor de 0.65 de la inercia I , área, A , torsión, J y alabeo, C_a se podría aplicar afectando directamente en el análisis a los módulos de elasticidad (E y G) por 0.65. El módulo de elasticidad no debe ser reducido en ecuaciones de resistencia nominal que emplean E para evaluar los efectos de pandeo o de esbeltez (e.g., en la carga crítica de Euler, o en el parámetro de esbeltez límite de secciones transversales). El uso de rigideces reducidas en el análisis de segundo orden solo se emplea para considerar los efectos de estabilidad en los estados límite de resistencia, pero no aplica en la revisión de los estados límites de servicio (e.g. en el cálculo de los desplazamientos laterales, distorsiones de entrepiso, deflexiones, vibraciones, o en la determinación del periodo fundamental).

22.16.11 Para el modelado de la zona del panel en marcos con columnas compuestas rellenas y embebidas se puede realizar de forma simplificada a través de zonas rígidas, o bien, se puede utilizar el modelo de tijera o del paralelogramo si se determina la rigidez de la zona del panel.

Comentario:

La presencia del concreto en columnas compuestas rellenas y embebidas rigidiza la zona del panel de la columna de acero, por lo que se espera que un modelo de zona rígida reproduzca adecuadamente la rigidez del nudo. En el caso de columnas embebidas, la capacidad de deformación del concreto en la zona del panel también dependerá del confinamiento del concreto en el nudo por el refuerzo transversal.

22.17 Marcos con muros de cortante de placa de acero

- Para el modelado y análisis de marcos con muros de cortante de placa se deberán aplicar las disposiciones descritas en 16.4 y las de este inciso. Se permite aplicar otras metodologías de modelado y análisis siempre que éstas sean aprobadas por la Administración
- El modelado de los elementos de borde horizontales y verticales se pueden realizar con elementos barras
- El modelado de las placas de acero se puede realizar con alguno de los dos métodos que se describen a continuación.

22.17.1 Modelado con riostras sólo a tensión

22.17.1.1 La placa de acero se puede modelar a través de un grupo de al menos diez elementos diagonales que sólo resisten carga axial en tensión (la resistencia en compresión se debe ignorar).

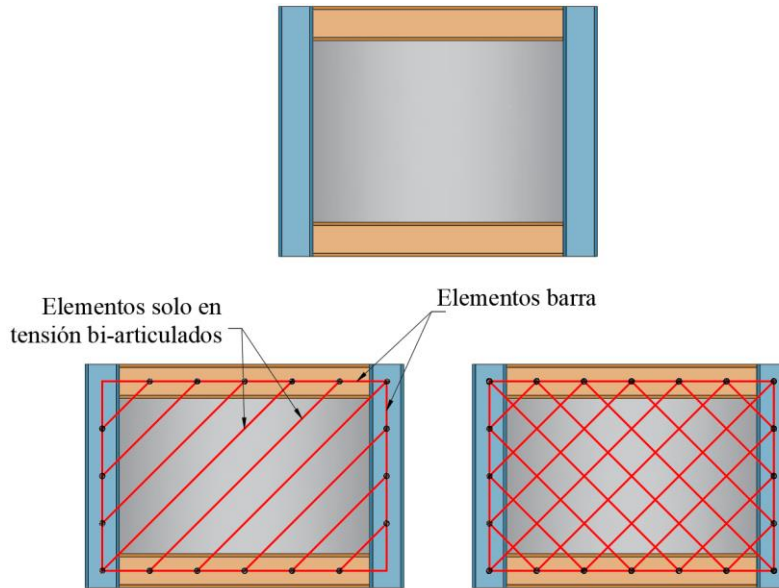


Figura 22.17.1.1 - Modelado con riostras sólo a tensión

22.17.1.2 El ángulo α de los elementos respecto al eje vertical se puede tomar igual a 40 grados, o bien, determinarse con:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1 + \frac{t_a L}{2A_c}}{1 + t_a h \left(\frac{1}{A_v} + \frac{h^3}{3600I_c L} \right)} \right)^{\frac{1}{4}} \tag{22.17.1.2}$$

22.17.1.3 El área de acero de cada riostra, A_s , se puede determinar con:

$$A_s = \frac{(L \cos(\alpha) + h \operatorname{sen}(\alpha)) t_a}{n} \tag{22.17.1.3}$$

22.17.1.4 La separación horizontal entre riostras, Δ_x , se puede determinar con:

$$\Delta_x = \frac{L + h \tan(\alpha)}{n} \tag{22.17.1.4}$$

22.17.1.5 En el caso de marcos con varios niveles, las placas se pueden modelar con elementos con diferentes ángulos en cada nivel determinados con la ec. 22.17.1.2, o bien, se pueden modelar con elementos con el mismo ángulo; en este último caso, el ángulo α de los elementos se puede tomar igual que 40 grados, o bien, determinarse como el promedio de los ángulos en cada nivel calculados con la ec. 22.17.1.2. Los elementos entre dos niveles consecutivos pueden tener nodos alternados o comunes como se muestra en la fig. 22.17.1.5.

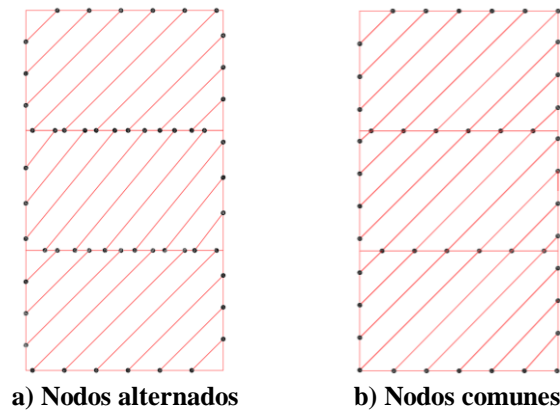


Figura 22.17.1.5 - Modelado con riostras en tensión en marcos de varios niveles

22.17.2 Modelado con membrana ortotrópica

22.17.2.1 La placa de acero se puede modelar a través de una placa tipo membrana, la cual se debe discretizar en una malla con al menos ocho divisiones, o bien, con divisiones cuadradas no mayores a los 50 cm. Los ejes locales de la membrana se deben rotar con el ángulo α respecto al eje vertical. Este ángulo se puede tomar igual a 40 grados, o bien, determinarse con la ec. 22.17.1.2 y asignarse el valor promedio o el valor correspondiente para cada nivel. Además, se debe considerar que la membrana sólo resiste esfuerzos de tensión, e ignorando la resistencia en compresión y en cortante. Una alternativa para cumplir lo anterior es modificar la rigidez en la dirección de compresión y de cortante mediante factores con valores tales para cuales los esfuerzos en compresión y cortante sean insignificantes.

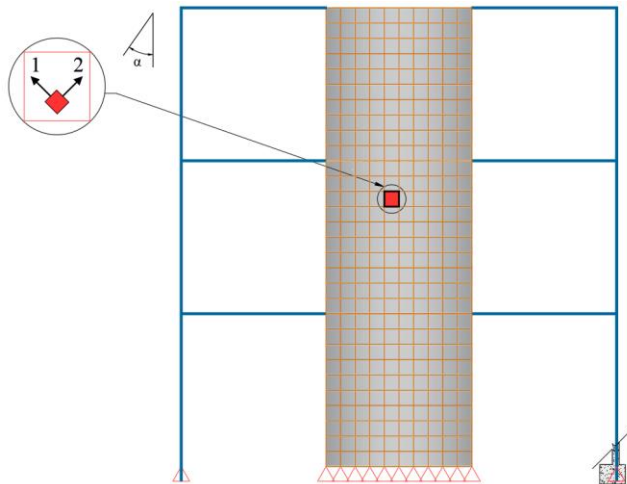


Figura 22.17.2.1 - Modelado con riostras en tensión en marcos de varios niveles

22.18 Marcos con muros de cortante en sección compuesta

22.18.1 Para el modelado y análisis de marcos con muros compuestos de cortante se deberán aplicar las disposiciones del Capítulo 10 y las de este inciso. Se permite aplicar otras metodologías de modelado y análisis siempre que éstas sean aprobadas por la Administración.

22.18.2 Los marcos con muros compuestos rellenos planos con placas en los extremos, como el que se muestra en la fig. 22.18.1(a), se pueden modelar como se ilustra en la fig. 22.18.2.b, mediante marcos equivalentes, donde los muros de cortante se representan mediante columnas anchas equivalentes con las rigideces efectivas que se indican en 10.1.5, es decir, con una rigidez a flexión igual a la que se determina con la ec. 22.18.2.a, con una rigidez axial igual a la que se determina con la ec. 22.18.2.b, y con una rigidez a cortante igual a la que se determina con la ec. 22.18.2.c.

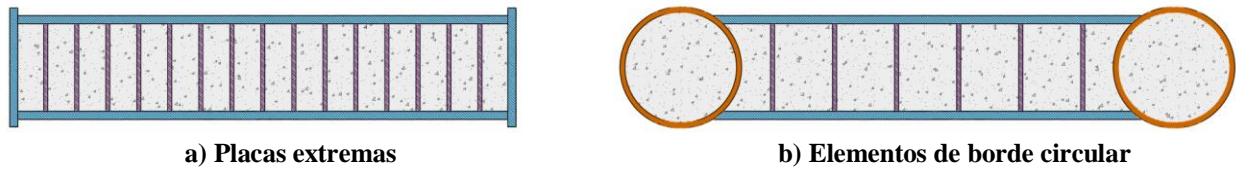


Figura 22.18.2.a - Muros de cortante planos en sección compuesta

$$EI_e = EI_a + 0.35E_c I_c \tag{22.18.2.a}$$

$$EA_e = EA_a + 0.45E_c A_c \tag{22.18.2.b}$$

$$GA_e = GA_{pl} + G_c A_c \tag{22.18.2.c}$$

Las variables anteriores se definen en 10.1.5

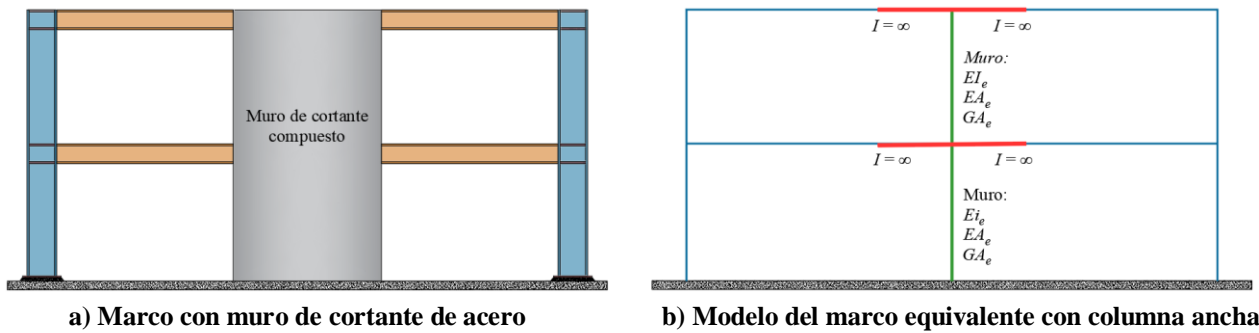


Figura 22.18.2.b - Modelado de marcos con muros planos con placas en extremos

Comentario:

La técnica de modelación de marcos con muros como marcos equivalentes con columnas anchas se pueden consultar en diversos libros de análisis estructural (e.g., Bazán y Meli, 1985; Tena-Colunga, 2007). Su aplicación a muros compuestos se ha evaluado por Agrawal et al. (2020), Bohórquez (2021) y Varma et al. (2023). Las rigideces de los muros compuestos deben tomar en cuenta la extensión del agrietamiento del concreto correspondiente a las resistencias requeridas estimadas. Estas rigideces se pueden determinar de manera conservadora usando las ecs. 22.18.2.a, a 22.18.2.c, las cuales fueron propuestas por Agrawal et al. (2020) para muros compuestos no acoplados.

22.18.3 En el caso de que el muro tenga elementos de borde verticales (EBV), como el que se muestra en la fig. 22.18.2.a (b) con secciones circulares que se rellenan con concreto, dicho EBV se pueden modelar como columnas con sus rigideces nominales como se ilustra en la fig. 22.18.3.

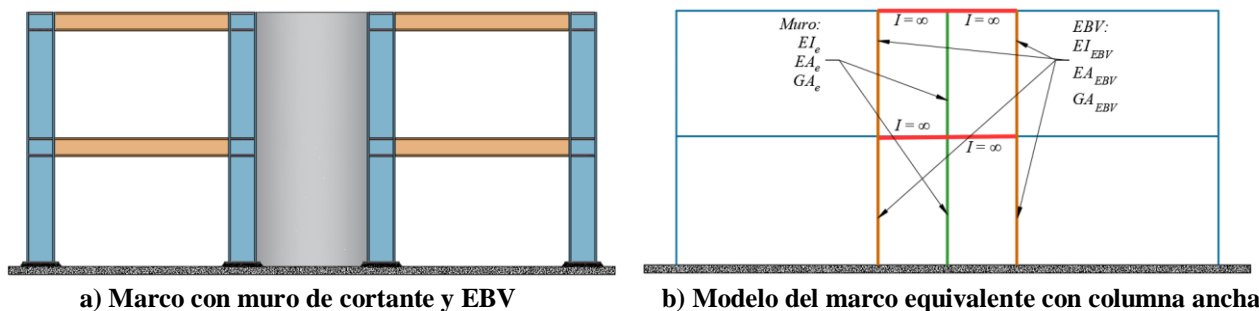


Figura 22.18.3 - Modelado de marcos con muros planos con elementos de borde (EBV)

22.18.4 La modelación de las conexiones entre las vigas del marco con los muros o los elementos de borde, así como las conexiones viga-a-columna de los marcos, deben representar las condiciones reales de estas conexiones, las cuales se pueden detallar como conexiones simples o rígidas.

22.18.5 Los marcos con muros compuestos no planos, como los que tienen forma en C, U, I, H u otras como se muestran en la fig. 22.18.5.a, se pueden modelar mediante elementos finitos (por ejemplo, con elementos área como se ilustra en la fig. 22.18.5.b) en los que se representen dimensiones, propiedades geométricas y leyes constitutivas de los materiales de las placas de acero, el concreto de relleno, y las placas de cierre en los extremos o los elementos de borde en su caso. Este procedimiento también se puede aplicar alternativamente a muros planos. Por simplicidad, y siempre que se cumplan los requisitos del Capítulo 10, se puede considerar contacto acoplado entre las placas de acero y el concreto de relleno. Los elementos área se deben discretizar en una malla con al menos ocho divisiones, o bien, con divisiones cuadradas no mayores a los 50 cm.

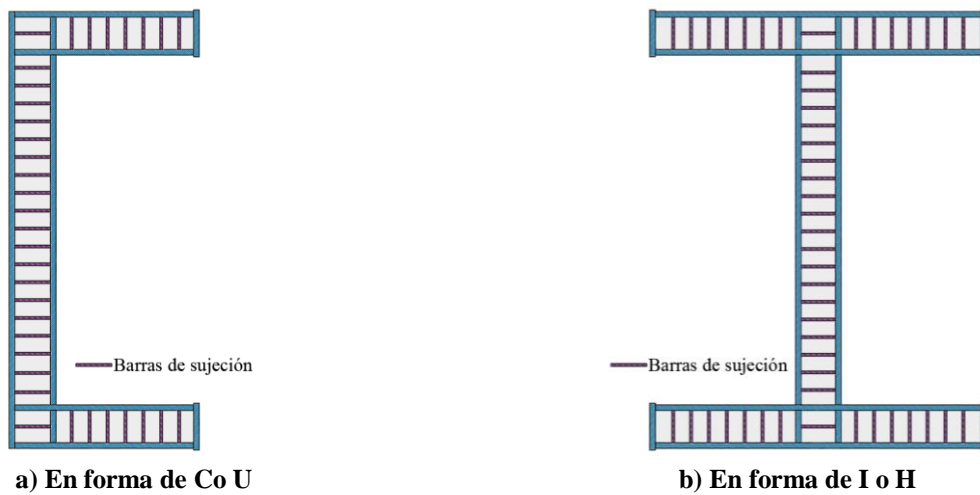


Figura 22.18.5.a - Muros de cortante no planos en sección compuesta

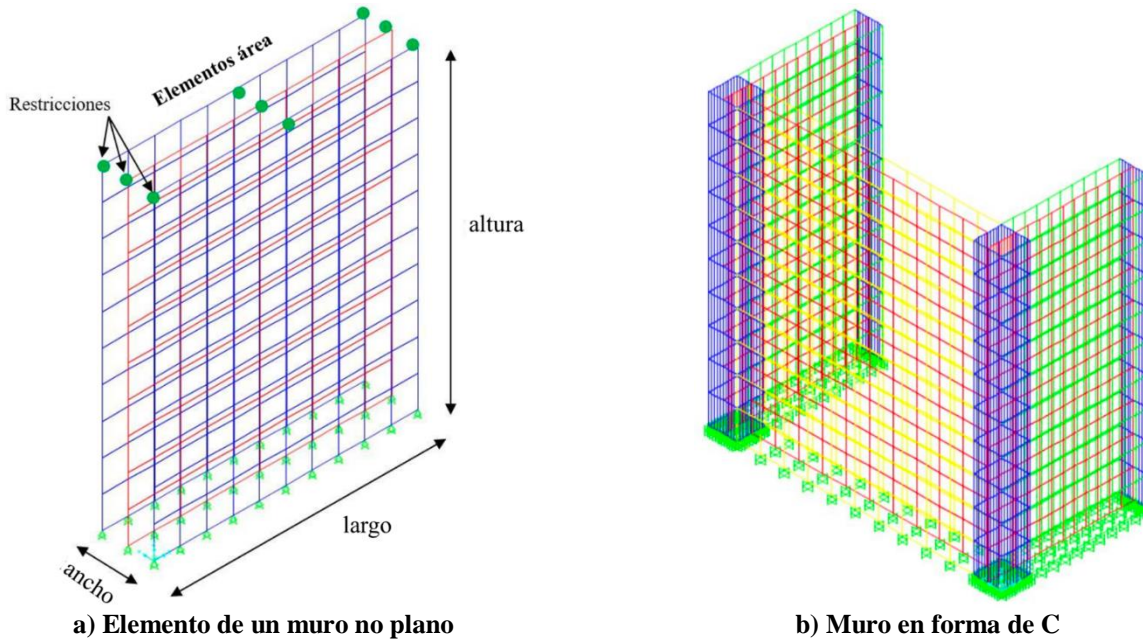


Figura 22.18.5.b - Muros de cortante modelados con elementos finitos

23. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Este capítulo contiene las siguientes secciones:

- 23.1 General
- 23.2 Planos y dibujos
- 23.3 Fabricación
- 23.4 Montaje.

23.1 General

23.1.1 Este capítulo se complementa con la información adicional siguiente:

- 1) Manual de Construcción en Acero, IMCA, en su última versión
- 2) *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360, en su última versión
- 3) *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, ANSI/AISC 303, en su última versión

23.1.2 En todos los casos en los que se mencione al Propietario o a su Representante se entenderá que las facultades acordadas para ellos en este capítulo incluyen también al Director, excepto cuando se especifique lo contrario.

23.2 Planos y dibujos

23.2.1 Se elaborarán planos de anclas, fabricación, ensambles, partes y montaje. En los planos de anclas se indicarán todos los elementos que deben quedar ahogados en la cimentación o en la estructura de concreto en la que se apoye la estructura metálica, que son necesarios para transmitir las acciones que cada una de ellas ejerce sobre la otra. Se realizarán planos con vistas en planta donde se localicen los diferentes arreglos de anclas (plantillas) marcando su orientación y ubicación. Adicionalmente, se detallará la posición relativa entre anclas, así como, la longitud de rosca que sobresale de los elementos de concreto, señalando también el espacio entre placas base y componentes de concreto de la cimentación para colocar el mortero expansivo (*grout*). El mortero expansivo deberá tener como mínimo la resistencia del concreto donde se asienta de acuerdo con la especificación del fabricante.

23.2.2 En los planos de fabricación (también conocidos como planos de taller o de detalle) se proporcionará toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje se indicará la posición de los diversos elementos estructurales con sus respectivas marcas, así como, su orientación. Los planos de fabricación y de montaje se prepararán antes de iniciar la fabricación de la estructura. Se señalarán las juntas de campo, con indicaciones precisas para su elaboración, y se crearán planos de tornillería para la totalidad de las uniones atornilladas con la descripción geométrica detallada de tornillos y arandelas, así como, la especificación de los materiales.

23.2.3 Tanto en los planos de fabricación y de montaje como en los dibujos y esquemas de las memorias de cálculo deben indicarse las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades; su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc. Cuando sea necesario, esos símbolos se complementarán con notas en el plano. En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en la obra.

23.2.4 Los dibujos de taller se harán siguiendo la práctica más moderna, de preferencia desarrollados en ambiente BIM, y en su elaboración se tendrán en cuenta los factores de rapidez y, economía en fabricación y montaje que sean significativos en cada caso.

23.2.5 El fabricante se obliga a preparar los planos de taller y montaje a cuyo término someterá al propietario o su representante, y al Director copias de los mismos para su aprobación. El propietario o su representante y el Director se obligan a devolver al fabricante los planos aprobados, sujetos a las correcciones indicadas, dentro del plazo acordado por las partes involucradas. El fabricante quedará así autorizado para proceder con el inicio de la fabricación, después de corregir los planos, enviando las copias corregidas al propietario o su representante, y al Director.

23.2.6 Los planos de taller y de montaje deben indicar claramente el tipo de apriete que se requiere en cada unión atornillada, ya sea al contacto, pretensionado o por deslizamiento crítico.

23.3 Fabricación

23.3.1 Enderezado

23.3.1.1 Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente de ser necesario, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva. El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar los 590 ° C (1,100 ° F) para aceros ASTM A514 / A514M y ASTM A852 / A852M ni 650 ° C (1,200 ° F) para otros aceros. Estas temperaturas admitirán una variación de ± 10 por ciento de las especificadas, no deberá enfriarse la zona afectada por medio de agua.

23.3.1.2 Los procedimientos descritos en 23.3.1.1 pueden utilizarse también para dar contraflecha en aquellos elementos en los cuales se hayan especificado.

23.3.2 Cortes

23.3.2.1 Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra, soplete con mezcla de oxígeno y gas o equipos de plasma, preferentemente de alta definición para evitar cortes con inclinación en el espesor del material. Estos dos últimos se harán, de preferencia, guiados mecánicamente. Los bordes cortados térmicamente deben cumplir con los requisitos del Código de soldadura estructural (AWS D1.1 / D1.1M) cláusulas 5.14.5.2, 5.14.8.3 y 5.14.8.4.

23.3.2.2 Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor que 25 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación. En todos los casos, el plano del corte será perpendicular a la superficie de la pieza cortada, excepto en donde se indique un ángulo de corte diferente.

23.3.2.3 Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete utilizando mezcla de oxígeno y gas, equipos de plasma o medios mecánicos.

23.3.2.4 Los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo tienen que prepararse adecuadamente por medio de cortes muy cuidadosos, cepillado u otros medios que proporcionen un acabado semejante.

23.3.3 Estructuras soldadas

23.3.3.1 General

23.3.3.1.1 Las técnicas de soldadura, mano de obra, apariencia y calidad de las soldaduras y los métodos utilizados para corregir defectos, estarán de acuerdo con la última versión del “*Structural Welding Code-Steel*” AWS D1.1, o, en su caso, AWS D1.5 y el AWS D1.8, de la Sociedad Americana de la Soldadura (*American Welding Society*). El fabricante de la estructura deberá contar con todos los procedimientos calificados de soldadura (*Welding Procedure Specification*, WPS) que cubran la totalidad de las uniones por realizar en el proyecto. Todos los procedimientos deberán estar respaldados por su correspondiente Registro de Calificación del Procedimiento (*Procedure Qualification Record*, PQR). El propietario de la obra o su representante, y el Director tendrán el derecho de solicitar los procedimientos calificados de soldadura al fabricante. En los procedimientos de soldadura se indicarán todas las variables esenciales del proceso, de acuerdo con AWS D1.1 o AWS D1.5. Por el contrario, los Registros de Calificación del Procedimiento serán propiedad del fabricante, quien los resguardará. En ellos se anexará toda la documentación correspondiente a ensayos no destructivos y destructivos que certifiquen el correcto funcionamiento de la unión que califican. En caso de que, el fabricante opte por utilizar algún procedimiento precalificado por AWS D1.1 o AWS D1.5 deberá sujetarse a todas las limitaciones que impone el propio código. Los procedimientos deberán mostrarse en forma sencilla en todas las estaciones de soldadura del taller. El supervisor e inspector también deberán contar con los procedimientos calificados para su correcta verificación.

23.3.3.1.2 Las superficies en que se vaya a depositar la soldadura estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, aceite, pintura o cualquier otro material que dañe la sanidad de la unión, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada. Se permite que haya

costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre, un recubrimiento anticorrosivo delgado, o un compuesto para evitar las salpicaduras de soldadura. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete con mezcla de oxígeno y gas, o equipos de plasma, se efectuará con antorchas guiadas mecánicamente. En caso necesario se desbastará con esmeril. En el caso de perfiles OR (*HSS*) debe eliminarse el aceite que los recubre mediante un solvente en el área de soldado.

23.3.3.2 Armado

23.3.3.2.1 Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto. Cuando esto no sea posible, su separación no excederá de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm, o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual que la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como, entre las placas de juntas a tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

23.3.3.2.2 En zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua.

23.3.3.2.3 Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que 1/10 del grueso de la parte más delgada, y también las mayores que 3 mm.

23.3.3.2.4 Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana, para facilitar su aplicación al soldador.

23.3.3.2.5 Las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de tornillos, prensas, cuñas, tirantes, puntales u otros dispositivos adecuados, o por medio de puntos provisionales de soldadura. En todos los casos se tendrán en cuenta las deformaciones producidas por la soldadura durante su colocación.

23.3.3.2.6 Los puntos provisionales de soldadura deben cumplir los mismos requisitos de las soldaduras finales; si se incorporan en éstas, se harán con los mismos electrodos que ellas y se limpiarán cuidadosamente. En caso contrario, se removerán con un esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base. Se evitará iniciar el arco (columna de plasma) aproximando aleatoriamente el electrodo al material base en zonas vecinas a la colocación de puntos provisionales pues puede alterarse la calidad metalúrgica del material.

23.3.3.2.7 Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eviten distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Cuando no sea posible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

23.3.3.2.8 Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos por varias placas o perfiles, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí. Las trabes armadas largas pueden hacerse soldando varios subconjuntos, cada uno de ellos fabricado como se indica en el párrafo anterior.

23.3.3.3 Soldaduras de penetración completa

23.3.3.3.1 Debe prepararse la ranura en la unión de placas o elementos de perfiles laminados entre las que va a depositarse la soldadura, con la geometría indicada en los procedimientos calificados, para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo, cerámica o cobre previa calificación; de no ser así, debe removerse con un esmeril, equipo de arco aire con electrodo de carbón o con otro medio adecuando la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal, manteniendo el medio de protección.

23.3.3.3.2 Cuando se use placa de respaldo de material igual que el metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. Excepto en los casos en que se indique lo contrario en los planos de fabricación o montaje, no es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar ni el metal base ni el depositado. Deberá retirarse la placa de respaldo que se coloque en el patín inferior de la conexión de la viga a la columna.

23.3.3.3.3 Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad; para ello se usarán, siempre que sea posible, placas de extensión, las que se quitarán después de terminar la soldadura, dejando los extremos de ésta lisos y alineados con las partes unidas.

23.3.3.3.4 En soldaduras depositadas en varios pasos se retirará la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

23.3.3.4 *Pre calentamiento*

23.3.3.4.1 Antes de depositar la soldadura, el metal base debe pre calentarse a una temperatura suficiente para evitar la formación de grietas. Esa temperatura debe conservarse durante todo el proceso de colocación de la soldadura, en una distancia cuando menos igual que el espesor de la parte soldada más gruesa, pero no menor que 75 mm, en todas las direcciones, alrededor del punto en el que se está depositando el metal de aportación. Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el armado de la estructura que se volverán a fundir y quedarán incorporados en soldaduras continuas.

23.3.3.4.2 En la tabla 23.3.3.4.3, se dan las temperaturas mínimas de pre calentamiento para algunos aceros comunes.

23.3.3.4.3 Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 273 K (0°C) debe pre calentarse a 293 K (20° C) como mínimo, o a la temperatura de pre calentamiento, si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aún puntos para armado. Se recomienda en todos los casos realizar un pre calentamiento de 293 K (20 °C) con objeto de eliminar la posible humedad absorbida por el metal base.

Tabla 23.3.3.4.3- Temperatura mínima de pre calentamiento, en grados K (°C) ^[1]

Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura, mm (pulg.)	Proceso de soldadura	
	Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido, arco eléctrico protegido con gases inertes, arco eléctrico con electrodo con corazón de fundente
	Aceros B254 (A36) y B99 (A529)	Aceros B254 (A36), B284 (A572), Gr. 42 y 50, y B99 (A529)
menor o igual que 19 (≤ 3/4)	Ninguna	Ninguna
más de 19 hasta 38 (3/4 a 1 1/2)	343 (70)	283 (10)
más de 38 hasta 64 (1 1/2 a 2 1/2)	383 (110)	343 (70)
mayor que 64 (> 2 1/2)	423 (150)	383 (110)

^[1] Para aceros que no aparezcan en esta tabla, ver AWS D1.1 y AWS D1.8, en su última versión.

23.3.3.5 *Inspección*

23.3.3.5.1 Es responsabilidad del fabricante y responsable del montaje contar con un plan de control de calidad. El aseguramiento de calidad es un atributo del propietario o su representante, así como del Director para verificar, cuando lo juzgue conveniente, el plan de control de calidad del fabricante. Todas las soldaduras, incluyendo los puntos provisionales, serán realizadas por personal calificado. El propietario o su representante y el Director tendrán el derecho de solicitar los certificados de los soldadores con los que se califica su desempeño (*Welder Performance Qualification, WPQ*) de acuerdo al código AWS D1.1. Este documento se deberá respaldar con una serie de evidencias relativas a ensayos de probetas especificadas por el propio código. Su vigencia será de seis meses a partir de su expedición. Podrá mantenerse vigente si el soldador no interrumpe su actividad en este período y sus condiciones físicas y eficiencia se mantienen en estado similar a la fecha de la prueba. El soldador se califica para un procedimiento específico (abarcando los límites que permita el código AWS D1.1). Esto no significa que esté calificado para soldar cualquier unión con el mismo proceso, ni cualquier proceso con la misma unión. La calificación de soldadores, al igual que la calificación de los procedimientos, es responsabilidad del fabricante.

23.3.3.5.2 Antes de depositar la soldadura deben revisarse los extremos de las piezas en los que se colocará, para cerciorarse de que los perfiles de las ranuras, profundidad de bisel, aberturas de raíz, radios de ranura, hombro de raíz, ángulos de

ranura, ángulos de bisel, etc., son correctos y están de acuerdo con los procedimientos calificados. Se deberá verificar, además, la limpieza del material y el precalentamiento, si es requerido.

23.3.3.5.3 Deberá realizarse una inspección visual antes, durante y después de la aplicación de la soldadura, procediéndose a reparar los defectos que se observen, tales como, tamaño insuficiente, socavaciones del metal base, porosidades, refuerzo de soldadura, desalineamientos, etc. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

23.3.3.5.4 Cuando se requiera, a juicio del Director según lo establecido en documentos contractuales, se realizarán ensayos no destructivos (END) a los diferentes tipos de juntas unidas por soldadura. La inspección superficial que detecta discontinuidades abiertas o muy cercanas a la superficie inspeccionada se realizará por cualquiera de los siguientes métodos, a juicio del inspector: inspección visual (VT), líquidos penetrantes (PT), partículas magnéticas (MT) o electromagnetismo (ET). La inspección, para detectar discontinuidades o daños internos en el material, se realizará aplicando cualquiera de los métodos siguientes: ultrasonido industrial (UT) y/o radiografía industrial (RT). El empleo de una sola prueba de END pudiera no representar un argumento suficiente para juzgar la sanidad de la unión soldada, por lo que, se podrán combinar diferentes tipos de pruebas complementarias para garantizar la calificación de la junta. En cada caso, se realizará un número de pruebas no destructivas de soldaduras de taller suficiente para cubrir los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. La inspección y en su caso corrección de todas las soldaduras de taller, se realizarán en la propia planta del fabricante para su liberación final, antes del embarque a la obra. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de 20 mm de grueso y en un porcentaje determinado por el Director.

23.3.4 Estructuras atornilladas

23.3.4.1 General

23.3.4.1.1 La instalación de tornillos de alta resistencia se hará de acuerdo con las especificaciones contenidas en esta norma.

23.3.4.2 Armado

23.3.4.2.1 Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de tornillos se mantendrán en contacto entre sí rígidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí, no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una coincidencia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

23.3.4.2.2 Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tornillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán roldanas endurecidas para compensar la falta de paralelismo.

23.3.4.2.3 Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las roldanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como, de basura, escoria o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente.

23.3.4.2.4 Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

23.3.4.2.5 Dependiendo del tipo de conexión (véase 11.3.1), puede requerirse que a los tornillos ASTM F3125/F3125M Grados A325 y A490 se les aplique una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 11.3.1.2. Esta tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión (DTI), o con una llave de tuercas calibrada, o se utilizarán tornillos cuyo diseño permita conocer la tensión a la que están sometidos. Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren roldanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un límite de fluencia especificado menor que 275 MPa (2 800 kg/cm²); en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

23.3.4.3 Agujeros para construcción atornillada

23.3.4.3.1 Los tipos de agujeros reconocidos por esta norma son los estándares, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos. Las dimensiones nominales de los agujeros de cada tipo se indican en la tabla 11.3.6.1.

23.3.4.3.2 Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

23.3.4.3.3 Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los tornillos más 3 mm (1/8 pulg.), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después limarse, cuando el material es más grueso. El punzón para todos los agujeros subpunzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm (1/16 pulg.) menor que el diámetro nominal del tornillo.

23.3.5 Tolerancias en las dimensiones

23.3.5.1 Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores que un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

23.3.5.2 La distancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor que diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm, cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

23.3.6 Acabado de bases de columnas

23.3.6.1 Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes:

- a) No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor que 51 mm (2 pulg.), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2 pulg.) y 102 mm (4 pulg.) pueden enderezarse por medio de prensas o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en 23.3.6.1(b) y 23.3.6.1(c)). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4 pulg.) se cepillarán todas las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en 23.3.6.1(b) y 23.3.6.1(c).
- b) No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada (*grout*) que asegure un contacto completo con la cimentación, de acuerdo con 23.2.1.
- c) No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.

23.3.7 Agujeros para drenar

23.3.7.1 Cuando el agua pueda acumularse al interior de secciones tubulares rectangulares OR (*HSS*) o en los miembros en cajón formados en taller con placa, ya sea durante la construcción o durante el servicio, el miembro debe estar sellado, provisto de un orificio de drenaje en la base, o de lo contrario protegido de la infiltración de agua.

23.3.8 Pintura

23.3.8.1 Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deben pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, o con chorro de arena o granalla, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

23.3.8.2 Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en 23.3.8.1.

23.3.8.3 A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

23.3.8.4 El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un período de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

23.3.8.5 Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

23.3.8.6 Todas las superficies que se encuentren a no más de 50 mm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales.

23.3.8.7 Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

23.4 Montaje

23.4.1 Condiciones generales

23.4.1.1 El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

23.4.2 Anclajes

23.4.2.1 Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas, de común acuerdo con el representante del propietario.

23.4.3 Conexiones provisionales

23.4.3.1 Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligarse entre sí por medio de tornillos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en esta Norma, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

23.4.4 Tolerancias

23.4.4.1 Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500. En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

23.4.4.2 Las tolerancias de fabricación se ajustarán a lo estipulado en la Sección 6.4 del *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* ANSI/AISC 303 vigente. Las tolerancias de montaje se indican en el mismo Código en la Sección 7.12 y 7.13.

23.4.4.3 Deben cumplirse, además las condiciones siguientes:

- a) El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no será mayor que 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm

- b) El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor que 25 mm hacia fuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no deben exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.

23.4.5 Alineado y plomeado

23.4.5.1 No se colocarán tornillos ni soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada de acuerdo con 23.4.4 de esta Norma.

23.4.6 Ajuste de juntas de compresión en columnas

23.4.6.1 Se aceptarán faltas de contacto por apoyo directo, independientemente del tipo de unión empleado (soldadura de penetración parcial o tornillos), siempre que la separación entre las partes no exceda de 1.5 mm. Si la separación es mayor que 1.5 mm, pero menor que 6 mm, y una investigación ingenieril muestra que no hay suficiente área de contacto, el espacio entre las dos partes debe llenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal.

APÉNDICE A. ESTÁNDARES Y REFERENCIAS DE LOS COMENTARIOS

En caso de discrepancia entre las disposiciones de esta Norma y los documentos de referencia enlistados, regirán las disposiciones de la presente Norma.

ACI 318 “Requisitos del código de construcción para concreto estructural”

AISC “Guías de diseño”

AISC 303 “Código de práctica estándar para edificios y puentes de acero estructural”

AISC 325 “Manual de construcción en acero”

AISC 341 “Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural”

AISC 360 “Especificación para edificios de acero estructural”

AISC 358 “Conexiones precalificadas para marcos rígidos de acero especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas”

ASCE 41-13 “Evaluación y actualización sísmica de edificios existentes”

AWS D1.1 “Código de soldadura estructural en acero”

AWS D1.4 “Código para soldadura estructural. Acero de refuerzo”

AWS D1.8 “Código para soldadura estructural. Diseño Sísmico”

IMCA “Código de prácticas generales para estructuras de acero”

IMCA “Manual de construcción en acero”

RCSC “Especificación para juntas estructurales que usan tornillos de alta resistencia”

Significado de las abreviaturas

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
AIJ	Architectural Institute of Japan (Instituto de Arquitectura de Japón)
AISC	American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de la Construcción en Acero)
ASCE	American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)
ASTM	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana de Ensayes y Materiales)
AWS	American Welding Society (Sociedad Americana de la Soldadura)
CIDECT	Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire (Comité Internacional para el Desarrollo y Estudio de la Construcción Tubular)
CISC	Canadian Institute of Steel Construction (Instituto Canadiense de la Construcción en Acero)
CMAA	Crane Manufacturers Association of America (Asociación Norteamericana de Fabricantes de Grúas)
NMX	Norma Mexicana
IMCA	Instituto Mexicano de la Construcción en Acero
RCSC	Research Council on Structural Connections (Consejo de Investigación sobre Conexiones Estructurales)

Referencias de los Comentarios

ACI (1997), Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures, ACI 209R-92, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI-216.1 (2014) Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies, ISBN: 978-0-87031-954-9.

Agrawal S., Broberg M., Varma A.H. (2020), “Seismic Design Coefficients for SpeedCore or Composite Plate Shear Walls—Concrete Filled (C-PSW/CF)”, Bowen Laboratory Research Report, Lyles School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Ind.

AIJ (2005), AIJ Design Standard for Steel Structures - Based on Allowable Stress Concept, Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japón.

AISC-341 (2022), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-22. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, Estados Unidos.

AISC-358 (2022), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-22. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, Estados Unidos.

AISC-360 (2022), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-22. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.

AISC-SSRC (2003), “Basic Design for Stability: Lecture 3—Frame Stability—Alignment Charts and Modifications,” American Institute of Steel Construction and Structural Stability Research Council, Chicago, IL, Estados Unidos.

Ammerman, D.J. y Leon, R.T. (1990), “Unbraced Frames with Semi-Rigid Composite Connections,” Engineering Journal, Vol. 27, No. 1, pp. 12–21.

ASCE (1998), “Design Guide for Partially Restrained Composite Connections,” Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 10, pp. 1,099–1,114.

ASCE-41 (2013), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers. Reston, VA, Estados Unidos.

Aslani, F. y Goel, S. (1991). "An Analytical Criterion for Buckling Strength of Built-up Compression Members," Engineering Journal, Vol. 28, pp. 159-168.

Astaneh-Asl, A. (2002), “Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls”, Steel Technical Information and Product Services Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, California, Estados Unidos.

Astaneh-Asl, A., Cochran, M. y Sabelli, R. (2006), “Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames”, Steel Tips, Structural Steel Educational Council, Moraga, California, Estados Unidos.

ATC-17 (2017). “Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings”. Part I-General. Applied Technology Council. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>.

ATC-24 (1994), Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, ATC-24, Applied Technology Council, California, Estados Unidos.

AWS D1.1 (2020), Structural Welding Code—Steel, AWS D1.1/D1.1M:2020, American Welding Society, Miami, Florida, Estados Unidos.

AWS D1.4 (2011), Structural Welding Code—Reinforcing Steel, AWS D1.4/D1.4M:2011, American Welding Society, Miami, Florida, Estados Unidos.

- AWS D1.5 (2015), Bridge Welding Code, AASHTO/AWS D1.5/D1.5M:2015, American Welding Society, Miami, Florida, Estados Unidos.
- AWS D1.8 (2016), Structural Welding Code – Seismic Supplement, An American National Standard, AWS D1.8/D1.8 M, American Welding Society D1 Committee on Structural Welding, 3a edición.
- Azizinamini, A. y Schneider, S.P. (2004), “Moment Connections to Concrete-Filled Steel Tubes,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 2, pp. 213–222.
- Bazán E. y Meli, R. (1985). “Diseño sísmico de edificios”. Primera edición. Editorial Limusa, México.
- Basler, K. (1961), “Strength of Plate Girders in Shear,” *Journal of the Structural Division*, Vol. 104, No. ST9, pp. 151–180.
- Bjorhovde, R. (1984), “Columns: From Theory to Practice,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 25, No. 1, 1st Quarter, pp. 21–34.
- Bjorhovde, R. (2006), “Cold Bending of Wide-Flange Shapes for Construction,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 43, No. 4, pp. 271–286.
- Bleich, F. (1952), *Buckling Strength of Metal Structures*, McGraw-Hill, New York, N.Y., Estados Unidos.
- Bohórquez W. (2021). “Análisis y diseño del sistema dual de marcos con muros compuestos del tipo doble placa de acero rellenos de concreto”. Posgrado en Ingeniería Estructural (PIE), Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco (UAM-A). México. 9 de diciembre de 2021.
- Bradford, M.A., Loh, H.Y. y Uy, B. (2002), “Slenderness Limits for Filled Circular Steel Tubes”, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 58, No. 2, pp. 243–252.
- Bruneau, M., Uang, C.-M. y Sabelli, R. (2011), *Ductile Design of Steel Structures*, 2nd Ed., McGraw-Hill, New York, N.Y., Estados Unidos
- CIDECT (2004), “Design Guide 9: Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections”, CIDECT Comité International pour le Développement et l’Étude de la Construction Tubulaire, Jaap Wardenier, ISBN 3-8249-0802-6
- Chao, S.H. y Goel, S. (2008), “A Modified Equation for Expected Maximum Shear Strength of the Special Segment for Design of Special Truss Moment Frames,” *Engineering Journal*, Vol. 45, No. 2, pp. 117–125.
- Chao, S.H., Simasathien, S., Jiansinlapadamrong, C. y Okazaki, T. (2015), “Seismic Performance of Full-Scale Steel Special Truss Moment Frame (STMF) with Innovative Detailing and Long Spans,” *Proceedings, SEAOC Convention*.
- Charney, F.A., Downs, W.M. (2004). “Modeling procedures for panel zone deformations in moment resisting frames.” *Proceedings of the Connections in Steel Structures V*, pp. 121–130. Amsterdam.
- Chen, W.F. y Atsuta, T. (1976), *Theory of Beam Columns, Volume I: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill, New York, N.Y., Estados Unidos.
- Chen, W.F. y Atsuta, T. (1977), *Theory of Beam Columns, Volume II: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill, New York, N.Y., Estados Unidos.
- Chen, W.F. y Lui, E.M. (1991), *Stability Design of Steel Frames*, CRC Press, Boca Raton, Florida, Estados Unidos.
- Chen, C.W., Wang, C. y Sun, H. (2014). “Experimental study on Seismic Behavior of Steel-Encased Full Composite Concrete Columns”. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 140, No. 6, pp. 04014024.

Chinchilla-Portillo K.L. (2012), Evaluación de la flexibilidad de diafragma en sistemas de piso utilizados en edificios urbanos. Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana, México.

Choi, B.J., Kim, K.Y., Kim, C.H. y Kim, T.Y. (2009), “Experimental Compression Behavior of Stiffened Steel Plate Concrete (SSC) Structures under Compression Loading,” Proceedings of the 20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 20), Espoo, Finlandia.

De Buen, O. (1980). Estructuras de Acero Comportamiento y Diseño, Novena Edición, Limusa México.

De Buen, O. (1993). Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, DDF. Vol. II, Serie Especial (Salmón), No. ES-3.2, ISSN: 0188-5987, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

De Buen, O. (2000). Diseño de Estructuras de Acero: Miembros en Compresión (La Columna Aislada), Capítulo 2, Fundación ICA A.C., México.

De Buen, O. (2004). Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta, Capítulo 8, Fundación ICA A.C., México.

De Buen, O. (2016). Placas. En O. de Buen López de Heredia, Estructuras de Acero para Edificaciones Tomo I, Fundación ICA A.C., México.

De Buen, O. (2017). Estructuras de acero para edificaciones Tomo III, Fundación ICA A.C., México.

Del Rincón, A. y Tapia, E. (2018), “Cortante Lateral Resistente y Relación de Esbeltez en Marcos Dúctiles con Contraventeos”, XXI Congreso de Ingeniería Estructural, Campeche, México.

Denavit, M., Hajjar, J., Perea, T., y Leon, R. (2016). “Stability Analysis and Design of Composite Structures”. Journal of Structural Engineering. Vol. 142, No. 3, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001434. USA.

Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T. y Leon, R.T. (2016a), “Stability Analysis and Design of Composite Structures,” Journal of Structural Engineering, Vol. 142, No. 3, pp. 1–12.

Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T., y Leon, R.T. (2016b). “Seismic Behavior of Steel-Concrete Composite Frame Structures and Design Practice in the United States”, Composite Construction in Steel and Concrete VII, pp. 534-547, DOI: 10.1061/9780784479735.041.

Denavit, M.D., Hajjar, J.F. y Leon, R.T. (2016c), “Cross Section Strength of Circular Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns,” Engineering Journal, Vol. 53, No. 2, pp. 99–105.

Duan, L., Reno, M. y Uang, C.M. (2002), “Effect of Compound Buckling on Compression Strength of Built-Up Members,” Engineering Journal, Vol. 39, No. 1, pp. 30–37.

Dumonteil, P. (2009), “Design Aspects of Single Angle Members,” Engineering Journal, Vol. 46, No. 4, pp. 273–288.

El-Bahey, S. y Bruneau, M. (2012), “Bridge Piers with Structural Fuses and Bi-Steel Columns. I: Experimental Testing”, Journal of Bridge Engineering, Vol. 17, No. 1, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000234](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000234)

FEMA 461 (2007), Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.

FEMA-350 (2000a), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA-350, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.

Galambos, T.V. (1968a), Structural Members and Frames, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, Estados Unidos.

Galambos, T.V. (1998), "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", 5ta Edición, John Wiley & Sons, Nueva York, NY, Estados Unidos.

Galambos, T.V. y Surovek, A.E. (2008), "Structural Stability of Steel—Concepts and Applications for Structural Engineers", John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, NY, Estados Unidos.

García, J.S y E Tapia (2019), "Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento concéntrico", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 100, pp. 51-70. DOI: 10.18867/ris.100.478

Goel, S.C. y Itani, A. (1994a), "Seismic Behavior of Open Web Truss Moment Frames," Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 6, pp. 1,763–1,780.

Goel, S.C. y Itani, A. (1994b), "Seismic Resistant Special Truss Moment Frames," Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 6, pp. 1,781–1,797.

Gómez-Bernal A. y Martín del Campo I.T. (2010), Estudio experimental de conexiones de acero a momento de vigas I con columna rectangular HSS, Memorias XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato. Noviembre.

Griffis, L.G. (1993), "Serviceability Limit States Under Wind Load," Engineering Journal, Vol. 30, No. 1, pp. 1–16.

Grubbs, K.V. (1997), "The Effect of the Dogbone Connection on the Elastic Stiffness of Steel Moment Frames", M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, Estados Unidos.

Hajjar, J.F. (2000), "Concrete-filled steel tube columns under earthquake loads." Progress in Structural Engineering and Materials, 2(1), 72–81.

Han L.H., Yao, G.H. y Zhao, X.L. (2005), "Tests and Calculations for Hollow Structural Steel (HSS) Stub Columns Filled with Self-Consolidating Concrete (SCC)," Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, Issue 9, pp. 1241–1269.

Herrera, R.A., Ricles, J.M. y Sause, R. (2008), "Seismic Performance Evaluation of a Large-Scale Composite MRF Using Pseudo-Dynamic Testing," Journal of Structural Engineering, Vol. 134, No. 2, pp. 279–288.

IMCA (2022). "Manual de Construcción en Acero". 6a. Edición. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). Editorial LIMUSA. ISBN: 9786070509315.

Jacobs, W. y Hajjar, J. (2010), "Load Transfer in Composite Construction", Structures Congress, pp. 1229-1240, [https://doi.org/10.1061/41130\(369\)112](https://doi.org/10.1061/41130(369)112)

Johnson, D.L. (1985), "An Investigation into the Interaction of Flanges and Webs in Wide Flange Shapes," Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting, Cleveland, Ohio, April 16-17, 1985, SSRC, Bethlehem, Pa., pp. 397–405.

Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R., y Luco, N. (2000) "Development of loading histories for testing of steel beam-to-column assemblies", pp. 94305-4020, Stanford University, Estados Unidos

Lai, Z., Varma, A.H. y Griffis, L.G. (2016), "Analysis and Design of Noncompact and Slender CFT Beam-Columns," Journal of Structural Engineering, Vol. 142, No. 1, pp. 1–14.

Lee, D., Cotton, S.C., Hajjar, J.F., Dexter, R.J., and Ye, Y. (2005), "Cyclic Behavior of Steel Moment-Resisting Connections Reinforced by Alternative Column Stiffener Details: I. Connection Performance and Continuity Plate Detailing," Engineering Journal, Vol. 42, No. 4, pp. 189–214

Leon, R.T., Perea, T., Hajjar, J.F. y Denavit, M.D. (2011). "Concrete-filled tubes columns and beam-columns: a database for the AISC 2005 and 2010 Specifications". Festschrift Gerhard Hanswille – Honoring Gerhard Hanswille. Ed. Bergmann, M. Brauer, A. Institute für Konstruktiven Ingenieurbau (IKIB). Bergische Universität Wuppertal. Heft 20 – Issue 20. ISBN 978-3-940795-19-9. October 1-3, 2011. pp. 203-212. Germany.

Leon, R.T., Hoffman, J. y Staeger, T. (1996), "Design of Partially Restrained Composite Connections", Design Guide 8, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Leon, R.T., Kim, D.K. y Hajjar, J.F. (2007), "Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 1: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification," Engineering Journal, Vol. 44, No. 4, pp. 341–358.

Leon, R.T. y Kim, D.H. (2004), "Seismic Performance of PR Frames in Zones of Infrequent Seismicity," Proceedings, 13th World Conference in Earthquake Engineering, Paper 2696, IAEE, Vancouver, Canadá.

Liang, Q.Q. (2009), "Performance-Based Analysis of Concrete-Filled Steel Tubular Beam Columns, Part I: Theory and Algorithms," Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 2, pp. 363–372.

Liu, J., Sabelli, R., Brockenbrough, R.L. y Fraser, T.P. (2007), "Expected Yield Stress and Tensile Strength Ratios for Determination of Expected Member Capacity in the 2005 AISC Seismic Provisions," Engineering Journal, Vol. 44, No. 1, pp. 15–25.

Liu, J. (2016), "Updates to Expected Yield Stress and Tensile Strength Ratios for Determination of Expected Member Capacity in the 2016 AISC Seismic Provisions," Engineering Journal, Vol. 53, No. 4, pp. 215–227

Loera, S. y Mendoza, C.J. (1991), "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería, Distrito Federal, México.

Loov, R.E. (1997), "Review of A23. 3-94 Simplified Method of Shear Design and Comparison with Results Using Shear Friction", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 25, no 3, pp. 437-450.

López R.C., Tapia E. y Terán A. (2021), "Respuesta sísmica del sistema estructural Diagrid", Memorias, XXII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Id. 03-325, Aguascalientes, Ags. Febrero.

MacCrimmon, R. (2015). Guide for the Design of Crane-Supporting Steel Structures, Canadian Institute of Steel Construction, ISBN 978-0-88811-132-6, Canadá.

Maleck, A.E. y White, D.W. (2003), "Direct Analysis Approach for the Assessment of Frame Stability: Verification Studies," Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting, Baltimore, Md., SSRC, pp. 423–441.

Meng, R.L. y Murray, T.M. (1997), "Seismic Performance of Bolted End-Plate Moment Connections", Proceedings of the 1997 National Steel Construction Conference, American Institute of Steel Construction, pp. 30-1 a 30-14.

Munse, W.H. y Chesson, E., Jr. (1963), "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST1, pp. 107–126.

Murray, T.M., Allen and Ungar (1996), "Design Guide 11: Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity" 2nd edition. American Institute of Steel Construction.

NTC-CADEE (2023), "Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones". Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

NTC-DCEA (2023), "Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero". Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

NTC-DCEC (2023), "Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

NTC-DS (2023), "Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo". Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

NRC (1974), "Expansion Joints in Buildings," Technical Report No. 65, Standing Committee on Structural Engineering of the Federal Construction Council, Building Research Advisory Board, Division of Engineering, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington, D.C.

Peköz, T. (1986), *Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members*, Washington, D.C.

Perea, T. (2010). "Analytical and experimental study on slender composite concrete-filled steel tube columns and beam-columns". Tesis de doctorado, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Estados Unidos.

Perea, T., Leon, R.T., Hajjar, J.F. y Denavit, M.D. (2013). "Full-Scale Tests of Slender Concrete-Filled Tubes: Axial Behavior". *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers (ASCE). Special Issue: NEES 1: Advances in Earthquake Engineering. Vol. 139, No. 7, pp. 1249-1262. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000784.

Perea, T., Leon, R.T., Hajjar, J.F. y Denavit, M.D. (2014). "Full-Scale Tests of Slender Concrete-Filled Tubes: Interaction Behavior". *Journal of Structural Engineering*. Vol. 140, No. 9, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000949. Estados Unidos.

Perea, T., Leon, R.T., Denavit, M.D. y Hajjar, J.F. (2016). "Problems in Determining the Buckling Loads of Slender Full-Scale Concrete-Filled Tube Specimens". *Composite Construction in Steel and Concrete VII*: pp. 93-107. DOI: 10.1061/9780784479735.008.

Perea, T., Mora E. y Leon, R.T. (2017). "Inelastic seismic response of composite partially restrained moment frames in soft soils". *Proceedings, 16th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 3233, 5-8 Enero. Santiago, Chile.

Perea, T., García, M.A., Ruiz-Sandoval, M.E., Leon, R.T., Denavit, M. D. y Hajjar, J.F. (2017a). "Calibration of the Elastic Flexural Rigidity from Ambient Vibration Measurements for a Building with Encased Composite Columns". *Proceedings of the Composite Construction in Steel and Concrete VIII*. July 30 – August 2, 2017. Jackson, Wyoming, Estados Unidos.

Perea, T., Leon, R.T., Denavit, M.D. y Hajjar, J.F. (2018). "Determination of the Buckling Critical Load for Composite Concrete-Filled Steel Tube Columns from Partial Experimental Data: A Review of the Southwell Plot Technique". *Proceedings of the Annual Stability Conference*. Structural Stability Research Council (SSRC). April 10-13, 2018. Baltimore, Maryland, Estados Unidos.

Rassati, G.A., Leon R.T. y Noe, S. (2004), "Component Modeling of Partially Restrained Composite Joints under Cyclic and Dynamic Loading," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 2, pp. 343–351.

Rosenblueth, E. y Gómez, R. (1991), *Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Series del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Núm. ES-7, México, D.F., México.

Ricles, J.M. y Paboojian, S.D. (1994), "Seismic Performance of Steel-Encased Composite," *Journal of Structural Engineering*, 120(8), pp. 2,474–2,494.

Ricles, J.M., Mao, C., Lu, L.W. y Fisher, J.W. (2000), "Development and Evaluation of Improved Details for Ductile Welded Unreinforced Flange Connections," Report No. SAC/BD-00-24, SAC Joint Venture, Sacramento, California, Estados Unidos.

Ricles, J.M., Zhang, X., Lu, L.W. y Fisher, J. (2004), "Development of Seismic Guidelines for Deep Column Steel Moment Connections," ATLSS Report No. 04-13, Lehigh University, Bethlehem, Pa.

Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S. y Nishiyama, I. (2004), Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, Issue 2, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(180\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(180))

- Santiago A. y Tapia E. (2022), “Respuesta sísmica de conexiones de acero hacia el eje menor de la columna”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 109, pp. 92-109.
- Sato, A. y Uang, C.-M. (2007), “Modified Slenderness Ratio for Built-Up Members,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 44, No. 3, pp. 269–280.
- Schilling, C.G. (1965), Buckling Strength of Circular Tubes, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST5, pp. 325–348.
- SDI (2001), *Standard Practice Details*, Steel Deck Institute, Fox River Grove, Ill.
- SDI (2015), *Diaphragm Design Manual*, Steel Deck Institute, Fox River Grove, Ill.
- Sherman, D.R. (1976), “Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe,” AISI, Washington, D.C., Estados Unidos.
- Sherman, D.R. y Tanavde, A.S. (1984), “Comparative Study of Flexural Capacity of Pipes,” Internal Report, Department of Civil Engineering, University of Wisconsin, Milwaukee, Wis., Estados Unidos.
- Shin, S., y Engelhardt, M. (2013), “Experimental Study on Panel Zone Behavior in Steel Moment Resisting Frames,” *Proceedings, 7th International Symposium on Steel Structures*, Jeju, Korea.
- Stang, A.H. y Jaffe, B.S. (1948), *Perforated Cover Plates for Steel Columns*, Research Paper RP1861, National Bureau of Standards, Washington, D.C., Estados Unidos.
- Surovek, A., White, D., y Leon, R. (2005), “Direct Analysis for Design Evaluation of Partially Restrained Steel Framing Systems,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 9, pp. 1,376–1,389.
- Tapia, E., y Tena, A. (2011). “Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de acero”. *Revista Internacional de Ingeniería Estructural*, 159-182.
- Tapia-Hernández E. y Tena-Colunga A. (2014), “Code-Oriented methodology for the seismic design for regular steel moment resisting braced frames”. *Earthquake Spectra Journal*. Vol. 3, No. 4, pp. 1683-1709. ISSN 8755-2930. [dx.doi.org/10.1193/032012EQS100M](https://doi.org/10.1193/032012EQS100M).
- Tapia E., García S. y Del Rincón A. (2016), “Estudio paramétrico del modelado inelástico de contravientos de acero”, *Revista de Ingeniería Sísmica*. No. 94, pág. 49-74.
- Tapia E. y Rangel G. (2019), “Sobrerresistencia del material de perfiles ir de acero A992 con fines de Diseño”, *Memorias XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Campeche, Méx.
- Tapia-Hernández E. y García-Carrera J.S. (2020), “Damage assessment and Seismic behavior of Steel Buildings during the Mexico Earthquake of September 19, 2017”. *Earthquake Spectra*. Vol. 36, Issue 1. <https://doi.org/10.1177/8755293019878186>.
- Tapia-Hernández E. y Guerrero-Bobadilla H. (2021), “Design demands on columns of inverted-V Braced Steel Frames”, *International Journal of Civil Engineering*. Vol. 19, pp. 147-1471. <https://doi.org/10.1007/s40999-021-00649-1>
- Tapia E., Santiago A. y Guerrero H. (2022), “Performance of seismic steel beam–column moment joints”, *Bulletin Earthquake Spectra*, <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01456-2>
- Tena-Colunga A. (2007). “Análisis de estructuras con métodos matriciales”. Primera edición. Editorial Limusa. México.
- Tena-Colunga A., Chinchilla-Portillo K.L. Juárez-Luna, G. (2015), “Assessment of the diaphragm condition for floor systems used in urban buildings”, *Engineering Structures*, 93, 70-84, ISSN: 0141-0296.

Terán-Gilmore A., Roeslin S., Tapia-Hernández E. & Cuadros-Hipólito E. (2020), "Displacement-based design of tall earthquake-resistant diagrid systems", *Journal of Building Engineering*. Vol. 35, <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.102022>

Thermou, G.E., Elnashai, A.S., Plumier, A. y Doneaux, C. (2004), "Seismic Design and Performance of Composite Frames," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, pp. 31–57.

Timoshenko, S.P. y Gere, J.M. (1961), *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, New York, N.Y., Estados Unidos.

Tort, C. y Hajjar, J.F. (2004), "Damage Assessment of Rectangular Concrete-Filled Steel Tubes for Performance-Based Design," *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No. 4, pp. 1,317–1,348, Oakland, California, Estados Unidos.

Varma, A. H., Broberg, M., Shafaei, S., and Taghipour, A. A. (2023). "Design Guide 38. SpeedCore Systems for Steel Structures". AISC. Chicago, IL, USA.

Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R. y Lu, L.W. (2002), "Experimental Behavior of High Strength Square Concrete Filled Tube Columns," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 3, pp. 309–318.

Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R. y Lu, L.W. (2004), "Seismic Behavior and Design of High Strength Square Concrete Filled Tube Beam Columns," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 2, pp. 169–179.

Viest, I.M., Colaco, J.P., Furlong, R.W., Griffis, L.G., Leon, R.T. y Wyllie, L.A. (1997), *Composite Construction: Design for Buildings*, McGraw-Hill, New York, NY., Estados Unidos.

Winter, G. (1947), "Strength of Thin Steel Compression Flanges," *Transactions, ASCE*, Vol. 112, p. 547.

Zandonini, R. y Leon, R.T. (1992), "Composite Connections," *Constructional Steel Design: An International Guide*, Elsevier, pp. 501–522.

Ziemian, R.D. (2010), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 6th Ed., John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ., Estados Unidos.

Zhao, Q. y Astaneh-Asl, A. (2004), "Cyclic Test of Steel Shear Walls", Report Number UCB/CE-Steel-2002-01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

Zoruba, S. y Dekker, B. (2005). "A Historical and Technical Overview of the C_b Coefficient in the AISC Specifications," *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 42, Chicago, IL, Estados Unidos.

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ÍNDICE

NOTACIÓN	6
TERMINOLOGÍA	14
ESTÁNDARES	22
1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	27
1.1 Alcance	27
1.2 Unidades	27
1.3 Normas y estándares usados en esta Norma	28
1.4 Criterios de diseño.....	28
2. MATERIALES	30
2.1 Alcance	30
2.2 Concreto estructural convencional	30
2.3 Concretos estructurales para aplicaciones especiales.....	34
2.4 Acero para refuerzo	43
3. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO.....	48
3.1 Alcance	48
3.2 Estructuración	48
3.3 Análisis	49
3.4 Análisis de losas que trabajan en dos direcciones.....	64
3.5 Análisis de losas apoyada en columnas (losas planas)	66
3.6 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión.....	68
3.7 Diseño de elementos presforzados.....	69
3.8 Factores de resistencia	69
3.9 Dimensiones de diseño.....	74
3.10 Revestimientos	74
4. DURABILIDAD Y PROTECCIÓN CONTRA FUEGO.....	75
4.1 Requisitos básicos	75
4.2 Requisitos del material cementante	75
4.3 Clasificación de exposición	76
4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2	78
4.5 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C.....	78
4.6 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D	79
4.7 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos	79
4.8 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión	80
4.9 Restricciones sobre el contenido de químicos en el concreto	80
4.10 Restricciones sobre otras sales.....	81
4.11 Reacción álcali-agregado.....	82
4.12 Baja permeabilidad al agua	83
4.13 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo.....	83
4.14 Durabilidad del acero de refuerzo y de presfuerzo	84
4.15 Dimensiones y recubrimientos contra fuego	87
5. ESTADOS LÍMITE DE FALLA	88
5.1 Alcance	88
5.2 Flexión	88

5.3	Flexocompresión en una dirección.....	92
5.4	Flexocompresión en dos direcciones	92
5.5	Fuerza cortante en una dirección.....	93
5.6	Fuerza cortante en dos direcciones	99
5.7	Fuerza cortante por fricción.....	105
5.8	Torsión.....	106
5.9	Aplastamiento	114
6.	ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD BAJA	115
6.1	Alcance	115
6.2	Requisitos generales	115
6.3	Vigas de estructuras de ductilidad baja.....	117
6.4	Columnas de estructuras de ductilidad baja	137
6.5	Muros de ductilidad baja	146
6.6	Losas que trabajan en una dirección en estructuras de ductilidad baja	156
6.7	Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad baja	165
6.8	Diafragmas en estructuras de ductilidad baja	188
6.9	Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad baja	196
6.10	Conexiones entre elementos de estructuras de ductilidad baja	204
7.	ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD MEDIA	218
7.1	Alcance	218
7.2	Requisitos generales	218
7.3	Vigas de estructuras de ductilidad media.....	219
7.4	Columnas de estructuras de ductilidad media	223
7.5	Muros de ductilidad media	226
7.6	Losas que trabajan en una dirección en estructuras de ductilidad media.....	229
7.7	Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad media	229
7.8	Diafragmas en estructuras de ductilidad media	229
7.9	Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad media	229
7.10	Conexiones entre elementos de estructuras de ductilidad media	230
8.	ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD ALTA.....	231
8.1	Alcance	231
8.2	Requisitos generales	231
8.3	Vigas de marcos de ductilidad alta.....	232
8.4	Columnas de marcos de ductilidad alta.....	236
8.5	Conexiones viga-columna en marcos de ductilidad alta	244
8.6	Marcos resistentes a momento de ductilidad alta construidos con concreto prefabricado	253
8.7	Muros de ductilidad alta	255
8.8	Muros de concreto prefabricado de ductilidad alta	277
8.9	Losas en estructuras de ductilidad alta	277
8.10	Diafragmas, armaduras y elementos a compresión	278
8.11	Elementos no seleccionados como parte del sistema estructural resistente a fuerzas inducidas por sismo	282
9.	ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CIMENTACIONES	285
9.1	Alcance	285
9.2	Requisitos generales	285
9.3	Requisitos de análisis y diseño.....	287
9.4	Zapatas, cabezales y losas de cimentación.....	289
9.5	Contratraves y travas de liga	295
9.6	Cajones de cimentación.....	295
9.7	Pilas y pilotes.....	296
9.8	Muros permanentes para contención de excavaciones.....	299

10. MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES	300
10.1 Alcance	300
10.2 Requisitos generales	300
10.3 Procedimiento de diseño del modelo de puntales y tensores	303
10.4 Resistencia de los puntales	305
10.5 Resistencia de los tensores	310
10.6 Resistencia de las zonas nodales	312
10.8 Diseño sismorresistente usando el modelo de puntales y tensores.....	317
11. REQUISITOS ADICIONALES PARA ELEMENTOS PRESFORZADOS	319
11.1 Alcance	319
11.2 Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados	319
11.3 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados	321
11.4 Métodos detallados para el cálculo de pérdidas de presfuerzo.....	325
11.5 Ganancia elástica ante cargas externas aplicadas	326
11.6 Losas presforzadas	326
11.7 Requisitos para el proyecto ejecutivo	327
12. CONCRETO SIMPLE	328
12.1 Alcance	328
12.2 Juntas.....	328
12.3 Límites de diseño	329
12.4 Método de diseño	329
12.5 Resistencia de diseño	330
12.6 Detallado del refuerzo en pasos y aberturas	332
13 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	333
13.1 Alcance	333
13.2 Esfuerzos producidos por cargas a nivel de servicio	333
13.3 Esfuerzos producidos por acciones a nivel de servicio en elementos de concreto presforzado.....	333
13.4 Deflexiones en condiciones de servicio	336
13.5 Agrietamiento en elementos que trabajan en una dirección.....	340
13.6 Distribución del refuerzo a flexión en elementos que trabajan en una dirección	340
13.7 Vibración en sistemas de piso	343
13.8 Acero de refuerzo por contracción y temperatura	345
14. DETALLADO DEL REFUERZO.....	347
14.1 Alcance	347
14.2 Separación mínima entre barras de refuerzo.....	347
14.3 Dobleces estándar del refuerzo	348
14.4 Longitud de desarrollo del refuerzo.....	351
14.5 Uniones del refuerzo	366
14.6 Paquetes de refuerzo	371
14.7 Refuerzo transversal	373
14.8 Dispositivos de anclaje y de unión en concreto postensado.....	380
14.9 Zona de anclaje para postensado	381
14.10 Anclaje de conectores postinstalados	389
14.11 Tuberías y ductos incluidos en el concreto	390
15. CONCRETOS ESPECIALES	391
15.1 Alcance	391
15.2 Concreto de alta resistencia (CAR).....	392
15.3 Concreto de ultra alto desempeño (CUAD).....	393
15.4 Concreto lanzado.....	395
15.5 Concreto bajo en carbono.....	398
15.6 Concreto con cemento alternativo.....	398

15.7	Concreto con agregado plástico artificial	399
15.8	Concreto con adición reciclada	400
15.9	Concreto polimérico (CP)	401
15.10	Barras de refuerzo de materiales poliméricos reforzados con fibras	401
15.11	Concreto para impresión digital (impresión 3D)	402
16.	CONSTRUCCIÓN.....	405
16.1	Alcances.....	405
16.2	Criterios de diseño.....	405
16.3	Información de elementos	405
16.4	Materiales a emplear	405
16.5	Requisitos para las mezclas de concreto	410
16.6	Criterios y requisitos de supervisión.....	411
16.7	Concreto	411
16.8	Acero.....	423
16.9	Cimbra.....	428
16.10	Requisitos de construcción para concreto presforzado (pretensado y postensado)	430
16.11	Requisitos de construcción para estructuras prefabricadas	432
16.12	Tolerancias	433
16.13	Pruebas de integridad de pilas y pilotes.....	435
16.14	Concreto masivo.....	435
16.15	Zonas protegidas en estructuras de ductilidad media y alta	436
16.16	Uniones y conexiones	437
	APÉNDICE A. MODELOS DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO, CRITERIOS Y PARÁMETROS DE VERIFICACIÓN DE LA RESPUESTA.....	439
A.1	Alcance	440
A.2	Diagramas de momento-curvatura.....	441
A.3	Diagramas momento-rotación.....	448
A.4	Deterioro en los diagramas momento-rotación	450
A.6	Límites en el comportamiento inelástico	455
A.7	Alcance de la revisión del análisis no lineal a realizar por el Corresponsable Nivel 2	456
	REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DEL APÉNDICE A	458
	APÉNDICE B. ARCOS, CASCARONES Y LOSAS PLEGADAS	459
B.1	Alcance	459
B.2	Requisitos generales	459
B.3	Límites de diseño	460
B.4	Resistencia requerida	460
B.5	Resistencia de diseño	461
B.6	Límites de refuerzo.....	461
B.7	Detallado del refuerzo	462
B.8	Construcción	464
	APÉNDICE C. DISEÑO SOSTENIBLE Y RESILIENTE	466
	ESTÁNDARES.....	468
C.1	Alcance y aplicación.....	469
C.2	Ciclo de vida de las estructuras de concreto reforzado.....	469
C.3	Requisitos de los materiales.....	469
C.4	Cálculo del Carbono Incorporado (CI).....	472
C.5	Requisitos de carbono incorporado de las estructuras de concreto.....	473
C.6	Reducción del CI	473

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DEL APÉNDICE C	474
APÉNDICE D. LOSAS DE CONCRETO SOBRE RASANTE.....	475
ESTÁNDARES.....	475
D.1 Alcance	477
D.2 Clasificación de losas de concreto sobre rasante	477
D.3 Diseño	479
D.4 Preparación del terreno de apoyo.....	483
D.5 Materiales	483
D.6 Colocación, compactación y acabado	485
D.7 Curado, protección y juntas	486
D.8 Criterios de desempeño del piso.....	487
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DE LOS CAPÍTULOS 1 A 16	488

NOTACIÓN

A_{apoyo}	área neta de apoyo de la cabeza en barras corrugadas con cabeza, mm^2 (cm^2)
A_{cm}	área de la sección de concreto del segmento vertical del muro considerado en lo individual, de un segmento horizontal de muro o de una viga de acoplamiento que resiste cortante, mm^2 (cm^2)
A_{cs}	área de la sección transversal en un extremo del puntal, mm^2 (cm^2)
A_{cv}	área bruta de concreto de la sección transversal definida por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada en el caso de muros y área bruta de concreto en el caso de diafragmas. El área bruta se define como el área total menos el área de cualesquiera aberturas, mm^2 (cm^2)
A_g	área bruta de la sección transversal, mm^2 (cm^2)
A_{hs}	área transversal total de barras con dobleces o barras con cabeza por ser desarrolladas en la sección crítica, mm^2 (cm^2)
A_{LD}	área de refuerzo distribuido en la dirección longitudinal del elemento, mm^2 (cm^2)
A_{nz}	área de una cara de una zona nodal o de una sección a través de una zona nodal, mm^2 (cm^2)
A_{ps}	área de acero de presfuerzo, mm^2 (cm^2)
A_{sb}	área total del refuerzo de integridad en el lecho inferior de la losa dentro de la región limitada por el refuerzo longitudinal de la columna y que cruce el perímetro de la columna, mm^2 (cm^2)
A_{si}	área del refuerzo de superficie a una separación s_i en el i -ésimo lecho que cruza un puntal a un ángulo α con el eje del puntal, mm^2 (cm^2)
A_{st}	área de acero en tensión en columnas y muros, mm^2 (cm^2)
A_{th}	área transversal total de estribos que confinan barras con dobleces, mm^2 (cm^2)
A_{tp}	área del refuerzo presforzado en un tensor, cm^2
A_{transf}	área transformada de la sección transversal, mm^2 (cm^2)
A_{tr}	área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , mm^2 (cm^2)
A_{trib}	área tributaria de la losa empleada para calcular la carga vertical transferida a la columna o apoyo, m^2
A_{ts}	área del refuerzo no presforzado en un tensor incluyendo barras o perfiles de acero, mm^2 (cm^2)
A_{tt}	área transversal total de estribos paralelos a las barras con cabeza, mm^2 (cm^2)
A_v	área de las ramas verticales de todos los estribos cerrados o de los fustes de todos los pernos comprendidos dentro de la línea periférica de la sección crítica más cercana a la columna, o de las ramas del refuerzo distribuido orientado de manera perpendicular al eje del elemento en el plano del modelo de puntales y tensores, mm^2 (cm^2)
A_{vD}	área de refuerzo distribuido orientado de manera ortogonal al eje del elemento, en la dirección de la fuerza cortante aplicada, mm^2 (cm^2)
A_{vd}	área total del refuerzo en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento reforzada con barras diagonales, mm^2 (cm^2)
A_{vf}	área total del acero de cortante por fricción, mm^2 (cm^2)
A_I	área cargada a considerar en el cálculo de la resistencia a aplastamiento, del puntal o de un nudo, mm^2 (cm^2)
A_2	área de la base inferior de una pirámide, cono o cuña inclinada contenida totalmente dentro del apoyo y que tiene su base superior igual al área cargada A_I . Los lados de la pirámide, cono o cuña tendrán una pendiente de 1:2 (vertical:horizontal), mm^2 (cm^2)
a	profundidad del bloque equivalente de esfuerzos en secciones rectangulares, mm (cm)
a/mc	relación agua/material cementante de una mezcla de concreto
a_v	claro de cortante, igual a la distancia entre una carga y un apoyo en una estructura, mm (cm)
a_1	claro corto de viga o losa para cálculo de vibraciones, m
a_2	claro largo de viga o losa para cálculo de vibraciones, m
a'_1, a'_2	lado corto efectivo y lado largo efectivo de una zapata, losa o cajón de cimentación, m
B_R	resistencia al aplastamiento, N (kg)
b_t	es el ancho total entre líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, m
B_u	fuerza de aplastamiento última o resistencia requerida al aplastamiento, N (kg)
b	ancho del patín medido desde la cara del alma hasta su extremo en secciones T y L, mm (cm)
b_e	ancho equivalente de las vigas, mm (cm)
b_f	ancho del patín a compresión en secciones T e I sin acero en compresión, mm (cm)
b_o	perímetro de la sección crítica para cortante en dos direcciones, mm (cm)

b_p	ancho efectivo del patín en una sección transversal de viga, mm (cm)
b_s	ancho del puntal perpendicular al plano del modelo de puntales y tensores, mm (cm)
b_t	ancho total de la losa entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, mm (cm)
b_w	ancho promedio del alma o diámetro de la sección circular, mm (cm), o ancho del alma en secciones rectangulares, L y T, mm (cm)
C	factor para el cálculo de pérdidas por relajación del acero según la magnitud del esfuerzo aplicado; también parámetro para calcular la frecuencia natural de vibración de losas apoyadas en muros
CE	carbono equivalente
C_f	coeficiente de deformación axial final por flujo plástico
C_m	factor definido en el inciso 3.3.5.2.4.1 y que toma en cuenta la forma del diagrama de momentos flexionantes
C_{bL}	relación de alturas al principio y al final del recorrido de la mezcla de concreto en el ensayo de caja L
C_1	parámetro para calcular la frecuencia natural de vibración de losas apoyadas en vigas debido a la vibración de la viga
C_2	parámetro para calcular la frecuencia natural de vibración de losas apoyadas en vigas debido a la vibración de la losa
c	profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión, mm (cm)
c_c	recubrimiento libre especificado de la cara lateral en un modelo de puntales y tensores, mm (cm)
c_2	dimensión transversal de la columna normal a la dirección de análisis, mm (cm)
c_{12}	dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis, mm (cm)
d	peralte efectivo de un elemento, definido como la diferencia entre el peralte total del elemento y el recubrimiento de análisis, mm (cm)
d_b	diámetro nominal de una barra, mm (cm)
d_f	diámetro de la “torta” en el ensayo de flujo de revenimiento, mm (cm)
d_{if}	diferencia de diámetros de la “torta” en el ensayo anillo J, mm (cm)
d_{fr}	pérdida por fricción en la longitud L , MPa (kg/cm ²)
d_{rotura}	centroide de la fuerza de rotura en el concreto generada por el postensado de tendones, mm (cm)
E_c	módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, MPa (kg/cm ²)
E_{ci}	módulo de elasticidad del concreto en la transferencia del presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
E_L	módulo de elasticidad del concreto ligero, MPa (kg/cm ²)
E_p	módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
E_s	módulo de elasticidad del acero, MPa (kg/cm ²)
e	base del algoritmo natural
e_{anc}	excentricidad, en valor absoluto, del dispositivo de anclaje de postensado o grupo de dispositivos de anclaje de postensado a baja separación con respecto al centroide de la sección transversal, mm (cm)
e_p	excentricidad del refuerzo de presfuerzo con respecto a la sección bruta, mm (cm)
e_{transf}	excentricidad de la fuerza de presfuerzo con respecto al centroide del área transformada, mm (cm)
e_1	excentricidad de carga axial en el sentido corto y largo de una zapata, losa o cajón de cimentación, mm
F_{ab}	factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente
F_{as}	factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos no restringidos lateralmente
F_C	factor de carga
F_n	resistencia nominal de un puntal, tensor o zona nodal, N (kg)
F_{nn}	resistencia nominal de una cara de una zona nodal, N (kg)
F_{ns}	resistencia nominal de un puntal, N (kg)
F_{nt}	resistencia nominal de un tensor, N (kg)
FR	flujo de revenimiento, mm (cm)
F_R	factor de resistencia
F_{Rp}	factor de resistencia para secciones pretensadas
F_u	fuerza factorizada o última que actúa en un puntal, tensor o zona nodal, N (kg)
f	frecuencia natural de vibración de un elemento, Hz
f_{cds}	esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de la fuerza de presfuerzo debido a todas las cargas permanentes superpuestas que se aplican al miembro después de presforzarse, MPa (kg/cm ²)
f_{ce}	resistencia efectiva del concreto a compresión en el modelo de puntales y tensores, MPa (kg/cm ²)

f'_{ci}	resistencia especificada del concreto en la transferencia del presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{cir}	esfuerzo neto a compresión al centro de gravedad de las fuerzas de presfuerzo inmediatamente después de que el presfuerzo se ha aplicado al concreto, MPa (kg/cm ²)
f_{cpa}	esfuerzo a compresión promedio del presfuerzo en el centro de gravedad de los tendones inmediatamente después de que el presfuerzo se ha aplicado al concreto, MPa (kg/cm ²)
f_{ctr}	esfuerzo de presfuerzo en el concreto en transferencia calculado con las propiedades de la sección bruta, MPa (kg/cm ²)
f_e	frecuencia de excitación, Hz
f'_f	resistencia especificada del concreto a tensión o módulo de rotura del concreto, MPa (kg/cm ²)
f_{pbt}	esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente antes de la transferencia, MPa (kg/cm ²)
f_{pc}	esfuerzo a compresión en el concreto, después de todas las pérdidas de presfuerzo, en el centroide de la sección transversal que resiste acciones externas o en la unión entre el patín y el alma si el centroide cae dentro del patín, MPa (kg/cm ²)
f_{pi}	esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia, MPa (kg/cm ²)
f_{po}	esfuerzo del acero de presfuerzo después de aplicar carga en gato y del asentamiento, MPa (kg/cm ²)
f_{ps}	esfuerzo en el acero de presfuerzo a la resistencia nominal a flexión, MPa (kg/cm ²)
$f_{ps}^{(t)}$	esfuerzo del acero de presfuerzo en el tiempo t , MPa (kg/cm ²)
f_{pt}	esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia, MPa (kg/cm ²)
f_{pu}	esfuerzo resistente a la tensión especificado del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{py}	esfuerzo de fluencia especificado del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{rc}	esfuerzo de compresión efectivo en el centroide de la sección transversal, MPa (kg/cm ²)
f_{se}	esfuerzo en el acero de presfuerzo en condiciones de servicio después de pérdidas, MPa (kg/cm ²)
f_{su}	esfuerzo resistente máximo del acero, MPa (kg/cm ²)
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{yt}	esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo transversal, MPa (kg/cm ²)
f'_c	resistencia especificada del concreto a compresión, MPa (kg/cm ²)
f_c	resistencia media a compresión del concreto, MPa (kg/cm ²)
f'_c	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, MPa (kg/cm ²)
f'_s	esfuerzo en el acero de refuerzo a compresión dentro del puntal en el estado de resistencia nominal, MPa (kg/cm ²)
f'_t	resistencia especificada del concreto a flexión, MPa (kg/cm ²)
\bar{f}_f	resistencia media a tensión por flexión del concreto o módulo de rotura, MPa (kg/cm ²)
\bar{f}_t	resistencia media del concreto a tensión, MPa (kg/cm ²)
H	longitud libre de un miembro a flexocompresión. También, en columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquéllas que soporten losas planas, H será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, al ábaco o a la losa, según el caso, mm (cm)
H'	longitud efectiva de un miembro a flexocompresión, mm (cm)
H_c	altura del elemento a compresión medida a centros entre uniones, mm (cm)
H_m	altura total del muro desde su desplante hasta su punta, o bien altura libre de un segmento de muro o de un muro-columna, mm (cm)
H_{msc}	altura de todo el muro arriba de la sección crítica por flexión y carga axial, mm (cm)
H_n	altura de la estructura desde la base hasta el nivel más alto del sistema sismorresistente, donde la base es el nivel en el cual se considera que se aplica el movimiento sísmico, m
H_s	altura libre de un segmento de muro, mm (cm)
HR	humedad relativa promedio del ambiente, porcentaje
h	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante, mm (cm)
h_{anc}	altura del dispositivo de anclaje de postensado o del grupo de dispositivos de anclaje de postensado a baja separación, mm (cm)
h_i	altura de entrepiso del i -ésimo piso medida entre ejes, mm (cm)
h_x	separación centro a centro máxima de barras de refuerzo longitudinal soportadas lateralmente por esquinas de grapas o de ramas de estribos alrededor de una columna o de un elemento de borde de un muro, mm
h_2	distancia entre el eje neutro y la fibra más alejada en tensión, mm (cm)

<i>I</i>	momento de inercia de la sección, mm ⁴ (cm ⁴)
<i>I_{efec}</i>	momento de inercia efectivo de la sección, mm ⁴ (cm ⁴)
<i>I_g</i>	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro, mm ⁴ (cm ⁴)
<i>I_{se}</i>	momento de inercia del refuerzo con respecto al eje que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro, mm ⁴ (cm ⁴)
<i>I_{transf}</i>	momento de inercia de la sección transformada, mm ⁴ (cm ⁴)
<i>J</i>	factor de cálculo para pérdidas por relajación del acero en elementos postensados
<i>K_{AE}</i>	factor de cálculo para pérdidas por acortamiento elástico de elementos postensados
<i>K_c</i>	cociente entre el módulo de elasticidad y la raíz cuadrada de la resistencia a compresión <i>K_c</i> ($E_c/\sqrt{f'_c}$), MPa ^{1/2} (kg ^{1/2} /cm)
<i>K_{CC}</i>	factor para el cálculo de pérdidas debido a contracción del concreto
<i>K_{FP}</i>	coeficiente para tomar en cuenta pérdidas por flujo plástico
<i>K_{RA}</i>	factor de cálculo para pérdidas por relajación del acero en elementos postensados
<i>K_{tr}</i>	índice de refuerzo transversal
<i>k</i>	factor de longitud efectiva
<i>k_f</i>	factor de resistencia del concreto para calcular la cuantía de refuerzo transversal en columnas de ductilidad alta
<i>k_n</i>	factor de eficiencia del confinamiento para calcular la cuantía de refuerzo transversal en columnas de ductilidad alta
<i>k_w</i>	coeficiente de fricción por oscilación (<i>wobble</i>), m ⁻¹
<i>L</i>	claro o longitud de un elemento; también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño; o también, en concreto presforzado, longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto <i>x</i> ; también, la menor dimensión entre la longitud no restringida y la altura no restringida en muros de concreto simple, mm (cm)
<i>L_a</i>	distancia libre al paño del alma del miembro más cercano, mm (cm)
<i>L_{anc}</i>	longitud de anclaje, mm (cm)
<i>L_b</i>	ancho de la placa de apoyo, mm (cm)
<i>L_d</i>	longitud de desarrollo de torones de presfuerzo de siete alambres a tensión, mm (cm)
<i>L_{dc}</i>	longitud de desarrollo de refuerzo sujeto a compresión, mm (cm)
<i>L_{dcc}</i>	longitud de desarrollo de refuerzo dentro de concreto confinado, mm (cm)
<i>L_{dh}</i>	longitud de desarrollo de una barra que termina con dobléz a 90 o 180 grados, mm (cm)
<i>L_{dm}</i>	longitud de desarrollo de refuerzo que no pasa totalmente a través de un núcleo confinado, mm (cm)
<i>L_{dt}</i>	longitud de desarrollo de una barra que termina con cabeza, mm (cm)
<i>L_{eb}</i>	Longitud del elemento de borde en un muro, mm (cm)
<i>L_{ext}</i>	longitud del tramo recto después de un dobléz de una barra, mm (cm)
<i>L_{libre}</i>	claro libre, mm (cm)
<i>L_m</i>	longitud total del muro, o bien la longitud de un segmento de muro o de un muro-columna en la dirección de la fuerza cortante, mm (cm)
<i>L_n</i>	longitud del claro del elemento, medido desde los paños interiores de los apoyos, mm (cm)
<i>L_o</i>	longitud medida desde la cara del nudo y a lo largo del eje del elemento, sobre la cual se debe colocar refuerzo transversal con baja separación, mm (cm)
<i>L_s</i>	claro de cortante, distancia entre un extremo del elemento y el punto de inflexión; también longitud de un segmento de muro en la dirección de la fuerza cortante, mm (cm)
<i>L_{tc}</i>	longitud de traslape a compresión, mm (cm)
<i>L_{tr}</i>	longitud de transferencia del refuerzo presforzado, mm (cm)
<i>L_{tt}</i>	longitud de traslape a tensión, mm (cm)
<i>m</i>	relación entre el claro corto, <i>a₁</i> , y el claro largo, <i>a₂</i> , de un tablero de losa
<i>M_{agr}</i>	momento de agrietamiento, N-mm (kg-cm)
<i>M</i>	momento flexionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)
<i>M_c</i>	momento flexionante amplificado resultado de la revisión por esbeltez en miembros con extremos restringidos lateralmente, N-mm (kg-cm)
<i>M_{CRE}</i>	momento de agrietamiento de la sección debido a cargas externas, N-mm (kg-cm)
<i>M_{max}</i>	momento flexionante máximo en una sección, N-mm (kg-cm)
<i>M_{nb}</i>	resistencia nominal a flexión de una viga, N-mm (kg-cm)
<i>M_{nc}</i>	resistencia nominal a flexión de una columna, N-mm (kg-cm)

M_{pp}	momento flexionante que experimenta la sección transversal inmediatamente después de la transferencia y que usualmente se debe al peso propio de la pieza y a cualquier otra carga permanente en el tiempo del presfuerzo, N-mm (kg-cm)
M_{pr}	resistencia probable a flexión de una sección calculada de acuerdo con 8.2.4, N-mm (kg-cm)
M_r	momento flexionante de rotura, N-mm (kg-cm)
M_R	resistencia a flexión, N-mm (kg-cm)
M_{sc}	momento último (con factor de carga) de la losa que es resistido por la columna en una conexión, N-mm (kg-cm)
M_{ser}	momento máximo en un miembro debido a cargas de servicio para el cálculo de deflexiones, N-mm (kg-cm)
M_u	momento flexionante último o resistencia requerida a momento, N-mm (kg-cm)
M_y	momento flexionante a la fluencia, N-mm (kg-cm)
M_1	menor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; N-mm (kg-cm)
M_2	mayor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; N-mm (kg-cm)
M_{1b}	momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
M_{1s}	momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
M_{2b}	momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
M_{2s}	momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
N_{uc}	fuerza factorizada de restricción aplicada a una conexión de apoyo que actúa de modo perpendicular y simultánea a V_u , tomada positiva a tensión, N (kg)
$N_{uc, máx}$	fuerza factorizada de restricción máxima que puede ser transmitida mediante a una conexión de apoyo, N (kg)
n_l	número de barras longitudinales alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados rectangulares que son soportadas lateralmente por las esquinas de los estribos o por ganchos estándar a 135 grados en columnas de ductilidad alta. Un paquete de barras se cuenta como una sola barra
n_p	número de pisos arriba de la sección crítica
n_{pi}	relación modular del refuerzo de presfuerzo con respecto al concreto en la transferencia
n_{presf}	relación modular del acero de presfuerzo con relación al concreto a la edad cuando se aplica la carga superpuesta
P_{bR}	carga axial de compresión en columna asociada a la falla balanceada, N (kg)
P_i	fuerza de presfuerzo inicial después de las pérdidas por asentamiento de anclaje, N (kg)
P_R	carga axial resistente, N (kg)
P_u	carga axial última o resistencia requerida a carga axial, N (kg)
P_{pu}	fuerza de presfuerzo última en el dispositivo de anclaje, N (kg)
P_o	carga axial máxima, N (kg)
P_c	carga axial crítica, N (kg)
p	cuantía del refuerzo longitudinal a tensión A_s/bd
p'	cuantía del refuerzo longitudinal a compresión A_s'/bd
p_t	cuantía del refuerzo perpendicular a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
p_s	cociente del volumen del refuerzo helicoidal y el volumen total del núcleo confinado por el refuerzo helicoidal, medido desde el paño exterior de dicho refuerzo
p_t	cuantía del refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
Q	factor de comportamiento sísmico, definido en la NTC-Sismo
q	$pf_c''f_y$
q_r	reacción del suelo uniforme e incrementada, para cimientos con carga excéntrica, N/m ² (kg/m ²)
R	factor de sobrerresistencia para diseño por sismo

R_b	distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella (losas), mm (cm)
r	radio de giro de una sección (general), radio del círculo de igual área a la de la aplicación de la carga (losas), mm (cm)
r_b	radio del dobléz de una barra, mm (cm)
S_e	resistencia probable (a momento, carga axial o fuerza cortante) de una conexión en las zonas donde se espera la fluencia del refuerzo correspondiente con el mecanismo plástico que se forma ante deformaciones laterales en el intervalo inelástico y que considera los efectos de cargas permanentes y el sismo
S_m	módulo elástico de la sección, mm ³ (cm ³)
S_n	resistencia nominal de una conexión fuerte en marcos resistentes a momentos de ductilidad alta construidos con concreto prefabricado
S_y	resistencia a la fluencia de la conexión de muros prefabricados entre sí o entre muros prefabricados y la cimentación
s	separación entre barras, alambres y torones de presfuerzo, mm (cm)
SLD	separación a centros del refuerzo distribuido en la dirección longitudinal del elemento A_{LD} medida en el plano del modelo de puntales y tensores, mm (cm)
s_{VD}	separación a centros del refuerzo distribuido A_{VD} y medida a lo largo del eje del elemento, mm (cm)
s_{WD}	separación a centros de los planos del refuerzo distribuido medida en el ancho del elemento, mm (cm)
s_o	separación centro a centro del refuerzo transversal dentro de la longitud L_o , mm
T_{ch}	umbral de torsión, N-mm (kg-cm)
T_{cr}	momento torsionante de agrietamiento, N-mm (kg-cm)
T_{rotura}	fuerza de rotura del concreto generada por el postensado de tendones, N (kg)
T_v	tiempo de escurrimiento de la mezcla en el ensayo embudo V, s
T_x	fuerza de presfuerzo en el punto x, N (kg)
T_0	fuerza de presfuerzo en el extremo final de donde se realiza el postensado, N (kg)
T_{50}	tiempo que requiere la “torta” de la mezcla de concreto para alcanzar un diámetro de 500 mm (50 cm), s
t	espesor del patín en secciones I o L, o espesor de muros, mm (cm); también tiempo, s
t_{mag}	tamaño máximo del agregado, mm (cm)
t_t	tiempo entre la aplicación de la carga de presfuerzo del acero hasta la transferencia del presfuerzo, s
V/S	relación volumen a área de superficie del elemento del concreto, mm (cm)
V_e	fuerza cortante de diseño de combinaciones de carga que incluyen el sismo, N (kg)
V_R	fuerza cortante resistente, N (kg)
V_{Rj}	resistencia de diseño a cortante de una unión viga-columna, N (kg)
V_{ush}	fuerza cortante factorizada proveniente de las combinaciones de cargas con sismo, incluyendo el efecto horizontal del sismo, N (kg)
V_i	fuerza cortante del entrepiso i, N (kg)
V_u	fuerza cortante última o resistencia requerida a cortante, N (kg)
V_{uj}	fuerza cortante última o resistencia requerida a cortante de una unión viga-columna, N (kg)
v_{cR}	esfuerzo cortante resistente del concreto ante fuerza cortante en dos direcciones, MPa (kg/cm ²)
v_{sR}	esfuerzo cortante equivalente correspondiente a la resistencia ante fuerza cortante en dos direcciones provista por el acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
v_{uv}	esfuerzo cortante factorizado en la sección crítica de la losa para cortante en dos direcciones obtenida de la combinación de cargas crítica y sin transferencia de momento, MPa (kg/cm ²)
W_c	densidad de equilibrio del concreto ligero, kg/m ³
W_u	suma de las cargas de diseño, resultado de la suma de las cargas muertas y vivas (especificadas en la NTC-Criterios) multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, N (kg)
w	Carga factorizada por unidad de superficie en losas que trabajan en dos direcciones, kN/m ² (kg/m ²)
w_u	carga factorizada por unidad de longitud en vigas o en losas que trabajan en una dirección, kN/m ² (kg/m ²)
$w_{t, máx}$	ancho o peralte efectivo máxima del puntal de concreto concéntrico con un tensor, mm (cm)
w_s	carga total de servicio por unidad de área sin reducción de carga viva, kN/m ² (kg/m ²)
w_t	ancho o peralte efectivo del puntal de concreto concéntrico con un tensor medido en el plano del modelo de puntales y tensores, usado para dimensionar la zona nodal, mm (cm)
x	menor distancia entre la cara lateral de la columna y la cara de la viga, medida perpendicular a la dirección de fuerzas que inducen el cortante en el nudo; también longitud del tendón del punto de tensado al punto x, mm (cm)

Δf_{pA}	pérdida por asentamiento de anclaje, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pAE}	pérdida de presfuerzo por acortamiento elástico, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pCC}	pérdida de presfuerzo debido a contracción del concreto, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pET}	valor inicial de la pérdida de presfuerzo por acortamiento elástico, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pF}	pérdida por fricción, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pFP}	pérdidas de presfuerzo por flujo plástico, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pGE}	incremento en el presfuerzo por ganancia elástica debido a la adición de carga muerta superpuesta, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pRA}	pérdida de presfuerzo por relajación del acero, MPa (kg/cm ²)
Δf_{cgp}	cambio en el esfuerzo del concreto en el centro de gravedad de la fuerza de presfuerzo debido a la aplicación de carga superpuesta, MPa (kg/cm ²)
Δf_p	incremento de esfuerzo en el acero de presfuerzo debido a cargas factorizadas, MPa (kg/cm ²)
Δf_{pT}	pérdida por efecto de temperatura, MPa (kg/cm ²)
$\Delta f_{pTotal, pret}$	pérdida de presfuerzo total en elementos pretensados, suma total de pérdidas a corto plazo y diferidas, MPa (kg/cm ²)
$\Delta f_{pTotal, post}$	pérdida de presfuerzo total en elementos postensados, suma total de pérdidas a corto plazo y diferidas, MPa (kg/cm ²)
ΔP	cambio en la fuerza de presfuerzo, N (kg)
Δs	asentamiento del anclaje, mm (cm)
ΔT_2	cambio de temperatura entre el tensado y el colado, K (°C)
$\Delta \epsilon_{libre}$	cambio en la deformación unitaria de la longitud libre del acero de presfuerzo
$\Delta \epsilon_{pA}$	cambio en la deformación unitaria del acero de presfuerzo debido al asentamiento del anclaje
α	ángulo que define la orientación del refuerzo, grados
α_c	coeficiente para calcular la contribución del concreto a la resistencia a cortante de muros de ductilidad alta, MPa (kg/cm ²)
α_{ps}	coeficiente de expansión térmica del acero de presfuerzo, mm/K (cm/°C)
α_1	ángulo mínimo entre el refuerzo distribuido en una dirección y el puntal, grados
β_b	cociente del área de refuerzo terminado y el área total de refuerzo a tensión en la sección
β_c	coeficiente para calcular la resistencia a la compresión del puntal que depende del confinamiento del mismo
β_{ds}	relación del cortantes sostenido máximo dentro de un entrepiso y el cortante máximo en ese entrepiso asociado con la misma combinación de carga
β_{dns}	Relación entre la carga axial de diseño factorizada, producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño factorizada total asociada con la misma combinación de carga
β_s	coeficiente para calcular la resistencia a la compresión del puntal que depende de la ubicación del mismo
β_1	factor definido en el inciso 3.6.1.e que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
γ	Relación entre la dimensión de la zona cargada y la mayor en elementos de concreto simple
γ_f	factor para determinar la fracción de M_{sc} que se transmite como flexión en la losa en conexiones losa-columna
γ_{max}	distorsión límite de referencia para una estructura con irregularidad estructural, igual a γ_{OI} cuando se considera el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, e igual a γ_{SV} cuando se considera el nivel de desempeño de Seguridad de Vida
δ	amplitud de vibración, mm (cm)
δ_c	capacidad de desplazamiento de un muro medido en su punta, mm (cm)
δ_i	desplazamiento relativo de diseño del piso i , producido por la fuerza cortante de entrepiso V_i , mm (cm)
δ_u	desplazamiento de diseño, mm (cm)
ϵ_{ef}	contracción por secado final
ϵ_t	deformación unitaria del acero de refuerzo en tensión
ϵ_{ty}	deformación unitaria a la fluencia del acero de refuerzo en tensión
ϕ	curvatura de una sección transversal de un elemento, 1/mm (1/cm)
ϕ_y	curvatura a la fluencia del refuerzo en tensión de una sección transversal de un elemento, 1/mm (1/cm)
θ	inclinación de un puntal con respecto a un tensor, grados; también, rotación de un segmento del elemento, rad

θ_p	rotación posterior a la fluencia, rad
θ_{pc}	rotación posterior al momento máximo, rad
λ	factor de corrección por el comportamiento del concreto ligero
λ_{est}	índice de estabilidad
λ_s	factor de reducción por tamaño
μ_p	coeficiente de fricción por curvatura en el presfuerzo
ρ	factor de amplificación dinámica por vibración
σ	esfuerzo de compresion en el concreto, MPa (kg/cm ²)
ψ_c	factor para modificar la longitud de desarrollo que depende de la resistencia nominal del concreto a compresión
ψ_e	factor para modificar la longitud de desarrollo si el refuerzo está cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico
ψ_g	factor para modificar la longitud de desarrollo según el grado del refuerzo
ψ_o	factor para modificar la longitud de desarrollo de barras con dobleces y barras con cabeza que depende del recubrimiento lateral y el confinamiento
ψ_p	factor para modificar la longitud de desarrollo dependiendo de la posición del refuerzo durante la colocación del concreto
ψ_{par}	factor para modificar la longitud de desarrollo de barras con cabeza basado en estribos paralelos a la barra por desarrollar
ψ_r	factor para modificar la longitud de desarrollo en función del refuerzo de confinamiento
ψ_t	factor para modificar la longitud de desarrollo basado en el tamaño de la barra
ψ_w	factor para modificar la longitud de desarrollo de mallas de alambre soldado
Ω_v	factor de sobrerresistencia igual al cociente M_{pr}/M_u en la sección crítica del muro
ω_v	factor que toma en cuenta la amplificación dinámica de la fuerza cortante en un muro

Espacio en blanco dejado de manera intencional

TERMINOLOGÍA

Acción interna

También llamada fuerza interna.

Acero de presfuerzo

Elemento de acero de alta resistencia como alambre, barra, torón, o un paquete (tendón) de estos elementos, utilizado para aplicar fuerzas de presfuerzo al concreto.

Acero extremo en tensión

Refuerzo (presforzado o no presforzado) más alejado de la fibra extrema en compresión.

Ancla

Ver refuerzo postinstalado.

Capacidad estructural

Resistencia, la rigidez la ductilidad o capacidad de deformación en el intervalo inelástico de comportamiento, y a la habilidad para disipar energía de un elemento o elemento.

Carga de servicio

La carga especificada por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del cual esta NTC forma parte (sin factores de carga).

Carga factorizada

La carga multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de estas Normas.

Carga muerta

Cargas muertas soportadas por un elemento, según se definen en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Carga viva

Carga viva especificada en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Colector

Elemento que sirve para transmitir las fuerzas de inercia dentro del diafragma a los elementos del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. Debe ser monolítico con la losa, dentro del espesor de la losa o siendo más grueso que la losa.

Columna

Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que 3 usado principalmente para resistir carga axial de compresión. Para un elemento de sección variable, la menor dimensión lateral es el promedio de las dimensiones superior e inferior del lado menor.

Concreto autocompactante

Aquel que, por efecto de una dosificación adecuada, contenido y combinación de finos, así como por el empleo de aditivos superplastificantes y modificadores de viscosidad, se compacta por la acción de su propio peso, sin necesidad de energía de vibración ni de cualquier otro método de compactación, sin presentar segregación, bloqueo de agregado grueso, sangrado, ni exudación de la lechada. Se le conoce también como concreto autoconsolidable o autocompactable.

Concreto bajo en carbono

Aquel que, en el proceso de fabricación de materia prima usada como cemento, agregados, agua, aditivos y adiciones, así como en su traslado a la planta de concreto, su fabricación y entrega al proyecto, muestra una reducción de al menos 30 por ciento en la emisión de dióxido de carbono comparado con un concreto de referencia. Se considerará un concreto de referencia aquel diseñado para una resistencia dada a una edad de garantía dada, fabricado con un cemento portland ordinario sin aditivos y mediante el método de diseño de ACI PRC 211.1.

Concreto con adiciones recicladas

Es aquel al que se adiciona material triturado como materia prima del concreto. Las adiciones recicladas pueden ser llanta triturada, desecho electrónico triturado, PET triturado, entre otros. No sustituyen a los agregados.

Concreto con agregado plástico artificial

Es aquel concreto que reemplaza parcialmente el agregado grueso o fino por material plástico reciclado en forma de agregado. El plástico reciclado proviene de residuos urbanos.

Concreto con agregado reciclado

Concretos fabricados con agregado grueso reciclado proveniente de la trituración de residuos de concreto.

Concreto con cemento alternativo

Es aquel que reemplaza total o parcialmente al cemento portland en algunas aplicaciones. En algunos casos, también se pueden usar cementos alternativos en combinación con cementos portland o cementos portland compuestos. El cemento alternativo generalmente proviene del uso de escorias, geopolímeros o metakaolín en combinación con aditivos activadores.

Concreto de alta resistencia (CAR)

Es aquel que desarrolla resistencias a compresión f_c' mayores que 70MPa (700 kg/cm²) y hasta 100 MPa (1 000 kg/cm²) a diferentes edades, 28, 56 y 90 días.

Concreto de alta resistencia inicial

Es aquel que desarrolla 70% de f_c' en tres días en cilindros curados y ensayados de acuerdo con NMX-C-159-ONNCCE-2016 y NMX-C-083-ONNCCE-2020, respectivamente.

Concreto de ultra alto desempeño (CUAD)

Es aquel que desarrolla resistencias a compresión f_c' mayores que 100 MPa (1 000 kg/cm²) y hasta 250 MPa (2 500 kg/cm²) a 56 días. Incluye fibras de refuerzo metálicas para lograr un comportamiento dúctil a la tensión que puede permitirle prescindir de barras de refuerzo corrugado para algunas aplicaciones cuando el contenido de fibras es al menos 2% en volumen. Según su aplicación, las fibras pueden ser también poliméricas. Su esfuerzo límite elástico en tensión directa (primera fisuración) f_{te} es igual o mayor que 6 MPa (60 kg/cm²).

Concreto especial

Es el que cumple con combinaciones especiales de requisitos de desempeño y uniformidad, que no se pueden lograr de manera rutinaria utilizando componentes convencionales y prácticas normales de mezclado, colocación y curado.

Concreto estructural para aplicaciones especiales

Aquel que, por sus características y propiedades, tiene atributos diferentes a los de los concretos convencionales de la sección 2.2 de esta Norma y que, en ciertos casos, requiere algunas expresiones de diseño modificadas.

Concreto lanzado

Se define como aquel que se coloca por medios neumáticos a alta velocidad, en capas relativamente delgadas, sobre la superficie a ser recubierta; puede ser de concreto simple o reforzado, con fibra o mallas de barras de refuerzo, según las necesidades del proyecto.

Concreto ligero

Aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 19 kN/m³ (1 900 kg/m³).

Concreto masivo

Cualquier volumen de concreto cuya combinación de dimensiones de los elementos a ser colados conduzca a esfuerzos térmicos no deseados, agrietamiento, reacciones químicas nocivas o reducción de la resistencia a largo plazo como resultado de una elevada temperatura en el concreto debida al calor de hidratación.

Concreto para impresión digital (Impresión 3D)

Es el colocado capa por capa sin el uso de algún molde de soporte ni vibración mediante un proceso mecánico que consta de una impresora digital de concreto. También puede imprimirse con mortero.

Concreto polimérico

Es una mezcla de agregados y resinas o monómeros sin cemento portland que endurece por polimerización después de que se coloca.

Concreto reforzado con fibras

Incluye en su composición fibras cortas, discretas y distribuidas aleatoriamente en su masa. La aplicación de estos concretos puede ser con finalidad estructural o no estructural.

Concreto reforzado con materiales poliméricos reforzados con fibras

Es un concreto reforzado con barras de un material compuesto adecuadas para el refuerzo interno del concreto y que consta principalmente de fibras longitudinales unidireccionales unidas y moldeadas por una resina de polímero rígido.

Conector mecánico

Sistema o dispositivo usado para unir mecánicamente dos tramos de barras de refuerzo.

Conexión fuerte

Conexión cuya resistencia sea mayor que la de los elementos que une.

Conexión mecánica

Región donde dos tramos de barras de refuerzo son unidos por un conector mecánico.

Constructor

Persona física o moral encargada de ejecutar la obra de conformidad con el proyecto ejecutivo autorizado de acuerdo con el Reglamento.

Contratrabe

Viga en cimentación con trabajo inverso al de una viga común cuyos momentos y cortantes son producidos por la reacción del suelo a la cimentación. Puede ser parte de una losa de cimentación, de una zapata corrida o de un cabezal alargado.

Corresponsable

Corresponsable en Seguridad Estructural.

Cuerda

Elemento a lo largo del diafragma o de los bordes de las aberturas con refuerzo longitudinal concentrado y, en algunos casos, refuerzo transversal adicional, que actúa principalmente para resistir las fuerzas de tensión y compresión generadas por la flexión en el diafragma.

Deformación unitaria neta de tensión

Deformación unitaria de tensión cuando se alcanza la resistencia nominal, excluidas las deflexiones unitarias debidas al presfuerzo efectivo, flujo plástico, contracción y temperatura.

Demanda (estructural)

Magnitud de las fuerzas internas y distorsiones o deflexiones causadas por acciones permanentes, variables y/o accidentales; frecuente en diseño por sismo.

Densidad de equilibrio del concreto ligero

Densidad que alcanza el concreto ligero estructural después de estar expuesto a una humedad relativa de $50\pm 5\%$ y temperatura entre 294 K y 298 K ($23\pm 2^\circ\text{C}$), por el lapso necesario para que no haya pérdida significativa de masa.

Diafragma

Elemento horizontal que transfiere las fuerzas de inercia inducidas por sismo a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo a través del trabajo conjunto de sus elementos, incluidos cuerdas, colectores, tensores y puntales.

Director

Director Responsable de Obra.

Discontinuidad

Cambio abrupto en la geometría o en las cargas que ocasiona un cambio en la distribución de esfuerzos del elemento.

Durabilidad

Una de las características principales de las estructuras de concreto, que requiere la exigencia de atributos adicionales a la resistencia mecánica. Está determinada por su capacidad de resistir la acción del ambiente circundante, así como todos los procesos de deterioro tales como la corrosión del acero de refuerzo, la permeabilidad a sustancias deletéreas, el ataque químico, el ataque por sulfatos, la carbonatación nociva, la abrasión, entre otros.

Edificación

Construcción sobre un predio.

Elementos estructurales secundarios

Aquellos que resisten carga gravitacional y cuya contribución a resistir fuerzas laterales, incluidas las inducidas por sismo o viento, es baja.

Esfuerzo

Fuerza por unidad de área.

Esfuerzo de fluencia

Esfuerzo de fluencia mínima especificada, o punto de fluencia del refuerzo. El esfuerzo de fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tensión, de acuerdo con las normas NMX-C-289 ONNCCE.

Estribo

Refuerzo usado para resistir fuerzas cortantes o por torsión en un elemento; barra o alambre corrugado, o refuerzo de alambre soldado doblado en forma rectangular que se coloca perpendicular o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal y se ancla cerca de las fibras extremas a compresión y tensión de una sección mediante dobleces, cabezas o alambres transversales.

Estribo cerrado

Estribo cerrado de una pieza o colocado de forma continua a lo largo del elemento con dobleces estándar en sus extremos. Un estribo cerrado no podrá ser hecho por barras corrugadas con cabeza entrelazadas. Véase 14.7.3.

Fibras para fines estructurales

Aquellas cuya relación de aspecto y mecanismos de anclaje proporcionan una tenacidad importante al concreto. En esta Norma sólo se permite el uso de fibras de acero para fines estructurales.

Fibras para fines no estructurales

Aquellas que sin proporcionar una tenacidad importante al concreto y sin considerarlas en el cálculo de la respuesta, mejoran las propiedades del concreto como control del agrietamiento por contracción, incremento de la resistencia al fuego, resistencia a la abrasión y al impacto, entre otras.

Fuerzas internas

Fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de un elemento estructural o conexión.

Fuerza interna controlada por deformación

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, que exceden el valor de fluencia en el elemento y que no debe sobrepasar la capacidad de deformación plástica del elemento evaluado.

Fuerza interna controlada por fuerza

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial internos asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, menores que el valor de fluencia en el elemento, y que no debe exceder la resistencia del elemento evaluado.

Grapa

Barra continua de refuerzo con ganchos en sus extremos, tal que sus ganchos abracen barras longitudinales perimetrales. Para estructuras de ductilidad baja los ganchos tendrán dobleces de 135 y 90 grados. En estructuras de ductilidad media y alta, los dobleces serán de 135 grados.

Longitud de anclaje

Longitud del refuerzo embebido en el concreto que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de desarrollo, barras no presforzadas

Longitud embebida del acero de refuerzo en el concreto que se requiere para desarrollar, en la sección crítica, el esfuerzo especificado de fluencia f_y o donde se indique específicamente en esta Norma, sustituyendo un esfuerzo en la barra de $1.25f_y$ en lugar de f_y .

Longitud de desarrollo, acero de presfuerzo

Longitud embebida del refuerzo en el concreto que se requiere para desarrollar f_{ps} del acero de presfuerzo.

Longitud de transferencia

Longitud embebida del torón de presfuerzo en el concreto que se requiere para transferir el presfuerzo efectivo al concreto.

Losa de concreto sobre rasante

Losa de concreto apoyada directamente sobre el suelo que sirve como superficie de rodamiento y/o almacenaje de mercancías, vehículos y equipos de estiba o estantes en naves industriales, bodegas y centros de distribución de mercancías. La losa de concreto funciona como placa que trasmite las cargas a las capas de suelo que componen la estructura de soporte de éste.

Materiales cementantes

Aquellos que contienen un valor cementante si se usa en morteros o concreto, que incluyen cemento portland, cementos hidráulicos compuestos, cementos expansivos, cenizas volantes, puzolanas naturales crudas o calcinadas, escoria, humo de sílice y puzolana de vidrio molido.

Material cementante alternativo

Material inorgánico que puede ser usado como ~~un~~ reemplazo total o parcial de cemento portland o cemento compuesto, que no es un material de relleno y que cumple con ACI ITG-10.1R.

Modelo de puntales y tensores

Un modelo tipo “armadura” de un elemento estructural, o de una región D de ese elemento, idealizado con puntales y tensores conectados en los nudos, capaces de transferir las cargas factorizadas a los apoyos o hacia las regiones B adyacentes.

Módulo de elasticidad

Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tensión o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material.

Muro

Elemento, generalmente vertical, empleado para encerrar o separar espacios.

Normas

Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

NTC-Acero

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

NTC-Cimentaciones

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC-Concreto

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-Criterios

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

NTC-Evaluación y Rehabilitación

Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

NTC-Madera

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

NTC-Mampostería

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-Proyecto Arquitectónico

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

NTC-Revisión

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

NTC-Sismo

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

NTC-Viento

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

Nudo

Lugar donde se intersecan y conectan los ejes de los puntales, tensores y fuerzas concentradas.

Peralte efectivo de la sección

La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal sometido a tensión.

Postensado

Método en el cual el acero de presfuerzo se tensiona después de que el concreto ha endurecido.

Propietario o Poseedor

Persona física o moral que tiene la propiedad o posesión jurídica de un bien inmueble.

Proyectista

Persona física con cédula profesional encargada de realizar el proyecto estructural y/o de la rehabilitación de acuerdo con el Reglamento, sus Normas y esta Norma.

Proyecto ejecutivo de obra

Conjunto de planos, memorias descriptivas y de cálculo, catálogo de conceptos, normas y especificaciones que contiene la información y define el proceso de construcción y/o de la rehabilitación de un inmueble.

Puntal

Un elemento que representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico. Son idealizados como elementos prismáticos en compresión. En función de los esfuerzos a lo largo de su longitud pueden ser de borde o interiores. También, elemento a compresión de un diafragma estructural que se utilizan para proporcionar continuidad alrededor de una abertura en el diafragma.

Puntal de borde

Un puntal con esfuerzos uniformes a lo largo de su longitud. Los puntales de borde no están sometidos a tensión diagonal y por lo tanto tienen una resistencia efectiva f_{ce} más alta que los puntales interiores. Son típicamente los elementos de la cuerda superior de la armadura idealizada de una viga en flexión.

Puntal interior

Un puntal con esfuerzos de tensión diagonal a lo largo de su longitud.

Refuerzo

Material que cumple con lo especificado en el capítulo 2, excluyendo el acero de presfuerzo, a menos que se incluya en forma explícita.

Refuerzo, postinstalado

Barras corrugadas instaladas con adhesivos o mortero fluido (*grout*) en agujeros hechos en concreto endurecido. También llamadas anclas.

Región B

Parte de un elemento en la que pueden aplicarse los supuestos de la teoría convencional de diseño de concreto reforzado de secciones planas, mencionadas de la teoría de flexión en 3.6. En general cualquier porción de un elemento fuera de las regiones D es una región B.

Región D

La parte de un elemento dentro de una distancia h de una discontinuidad de fuerza ó una discontinuidad geométrica. La hipótesis de secciones planas no es aplicable en estas regiones.

Relación de aspecto de las fibras

Cociente entre la longitud y el diámetro de la fibra o diámetro equivalente, en caso de que la sección transversal no sea circular.

Resistencia a tensión del refuerzo

Resistencia correspondiente al valor máximo del esfuerzo a tensión resistido por una probeta de acero y determinado a partir del método de ensayo establecido en la norma NMX aplicable.

Resistencia de diseño

Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia F_R .

Resistencia nominal

Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de este Reglamento, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

Resistencia requerida

Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas factorizadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en estas Normas.

Sección controlada por compresión

Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta por tensión en el acero extremo en tensión, correspondiente a la resistencia nominal, es menor o igual al límite de deformación unitaria controlado por compresión.

Sección controlada por tensión

Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta de tensión en el acero extremo en tensión, en el estado de resistencia nominal, es mayor o igual que 0.005.

Supervisor

Persona física o moral encargada de dar seguimiento a la ejecución de las obras de conformidad con los proyectos ejecutivos aprobados por el cliente, cumpliendo con los estándares de calidad, plazos de ejecución y presupuestos establecidos.

Tensor

Un tensor consiste en refuerzo o acero presforzado más una porción del concreto que lo rodea y que es colineal con el eje del tensor. El concreto adyacente se incluye para definir la zona en la cual deberán anclarse las fuerzas de los puntales y tensores. En un tensor, se desprecia la contribución del concreto para resistir la fuerza axial. También elemento a tensión en un diafragma.

Trabe de liga

Viga en cimentación para unión de elementos como zapatas aisladas, pilas o pilotes, o cabezales para grupos de pilotes.

Unión de rodilla

Unión donde dos elementos no colineales que transfieren momento y terminan en ella.

Zona nodal

El volumen de concreto alrededor de un nudo que se supone transfiere las fuerzas de los puntales y tensores a través del nudo.

Zona nodal extendida

Parte de un elemento acotada por la intersección del ancho efectivo del puntal y el peralte efectivo del tensor.

Zona nodal hidrostática

Tipo de zona nodal que tiene caras cargadas perpendiculares a los ejes de los puntales y tensores que actúan en el nudo y presenta esfuerzos iguales sobre dichas caras.

Zona protegida

Región en vigas en la que se prohíbe la penetración, perforación, anclaje o alteración alguna durante la vida útil de la edificación.

ESTÁNDARES

Normas Mexicanas (NMX)

Industria siderúrgica

- NMX-B-072-CANACERO-2017—Varilla corrugada de acero - grado 60 - laminada en frío para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-172-CANACERO-2018 — Métodos de prueba mecánicos para productos de acero y hierro
- NMX-B-253-CANACERO-2020 — Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-290-CANACERO-2021 — Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto- Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-292-CANACERO-2018 — Torón de siete alambres sin recubrimiento-relevado de esfuerzos para concreto presforzado-Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-293-CANACERO-2019 — Alambre de acero - sin recubrimiento con relevado de esfuerzos para usarse en concreto presforzado-Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-457-CANACERO-2019 — Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto-Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-482-CANACERO-2016 — Capacitación - calificación y certificación de personal en ensayos no destructivos
- NMX-B-506-CANACERO-2019 — Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto– Especificaciones y métodos de prueba

Industria de la construcción

- NMX-C-059-ONNCCE-2017 — Cementantes hidráulicos- Determinación del tiempo de fraguado de cementantes hidráulicos (Método de VICAT)
- NMX-C-061-ONNCCE-2015 — Cemento para albañilería (mortero) - especificaciones y métodos de ensayo
- NMX-C-083-ONNCCE-2020 — Concreto – Determinación de la Resistencia a la Compresión de Especímenes – Método de Ensayo
- NMX-C-111-ONNCCE-2018 — Agregados para Concreto Hidráulico - Especificaciones y Métodos de Ensayo
- NMX-C-122-ONNCCE-2019 — Agua para Concreto –Especificaciones
- NMX-C-128-ONNCCE-2013 — Concreto Sometido a Compresión – Determinación del Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson
- NMX-C-146-ONNCCE-2000 — Adiciones para Concreto – Puzolana Natural o Calcinada y Ceniza Volante para Usarse como Aditivo Mineral en Concreto de Cemento Portland – Especificaciones
- NMX-C-155-ONNCCE-2014 — Concreto hidráulico – Dosificado en Masa – Especificaciones y Métodos de Ensayo
- NMX-C-156-ONNCCE-2020 — Concreto hidráulico-determinación del revenimiento en el concreto fresco-método de ensayo
- NMX-C-159-ONNCCE-2016 — Concreto-elaboración y curado de especímenes de ensayo
- NMX-C-162-ONNCCE-2014—Concreto hidráulico - Determinación de la masa unitaria - cálculo del rendimiento y contenido de aire del concreto fresco por el método gravimétrico
- NMX-C-163-ONNCCE-2019—Concreto hidráulico – Determinación de la Resistencia a la Tensión por Compresión Diametral de Cilindros de Concreto – Método de ensayo
- NMX-C-169-ONNCCE-2009—Concreto - Extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido-2
- NMX-C-173-ONNCCE-2010—Concreto hidráulico – Determinación de la Variación en Longitud de Especímenes de Mortero de Cemento y de Concreto Endurecidos
- NMX-C-179-ONNCCE-2013 — Adiciones para Concreto – Puzolana Natural o Calcinada y Ceniza Volante para Usarse como Aditivo Mineral en Concreto de Cemento Portland – Muestreo y Método de Ensayo
- NMX-C-180-ONNCCE-2014 — Cementantes hidráulicos - Determinación de la reactividad potencial de los agregados con los álcalis de cementantes hidráulicos por medio de barras de mortero
- ReinforcementNMX-C-191-ONNCCE-2015 — Concreto – Determinación de la resistencia a la flexión del concreto usando una viga simple con carga en los tercios del claro
- NMX-C-196-ONNCCE-2010 — Agregados - Determinación de la Resistencia a la Degradación por Abrasión e Impacto de Agregados Gruesos Usando la Máquina de los Ángeles

- NMX-C-255-ONNCCE-2013 — Aditivos químicos para concreto – Especificaciones y métodos de ensayo
NMX-C-263-ONNCCE-2010 — Concreto hidráulico endurecido - Determinación de la Masa Específica - Absorción y Vacíos
NMX-C-277-ONNCCE-2010 — Agua para concreto – Muestreo
NMX-C-283-ONNCCE-2018 — Agua para concreto – Métodos de Prueba
NMX-C-414-ONNCCE-2017 — Cementantes hidráulicos - Especificaciones y métodos de ensayo
NMX-C-470-ONNCCE-2015 — Concreto - Método estándar para determinar la capacidad de paso del concreto autoconsolidable por medio del anillo “J”
NMX-C-471-ONNCCE-2013 — Concreto hidráulico - Determinación de la segregación estática de concreto autoconsolidable por el procedimiento de la columna
NMX-C-472-ONNCCE-2013 — Concreto - Determinación del flujo de revenimiento del concreto autoconsolidable – Método de ensayo-2
NMX-C-488-ONNCCE-2014 — Fibras de Acero para Refuerzo de Concreto - Especificaciones y Métodos de Ensayo
NMX-C-535-ONNCCE-2017 — Concreto Reforzado con Macrofibras – Determinación del Desempeño por Flexión Utilizando la Viga con Carga en el Tercio Medio – Método de Ensayo
NMX-C-537-ONNCCE-2018 — Fibras Poliméricas para Concreto - Especificaciones y Métodos de ensayo-
NMX-C-538-ONNCCE-2017 — Concreto Reforzado con Macrofibras – Determinación de la Resistencia al Agrietamiento - Tenacidad y Resistencia Residual a Tensión – Método de Ensayo-
NMX-C-539-ONNCCE-2017 — Concreto Reforzado con Macrofibras – Determinación de la Tenacidad a la Flexión Utilizando el Panel Circular con Carga Central – Método de Ensayo
NMX-C-569-ONNCCE-2020 — Durabilidad del Concreto – Diseño con Criterios de Durabilidad del Concreto Utilizado en Estructuras de Concreto con Acero de Refuerzo – Especificaciones

Industria Siderúrgica. Soldadura

- NMX-H-121-CANACERO-1988 — Procedimiento de soldadura estructural - acero de refuerzo

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

- LRFDCONS-4 — Bridge Construction Specifications - 4a Edición - 2017 - Artículo 10.3.2.3
LRFDUS-8 — Bridge Design Specifications - 8a Edición - 2017 - Artículos 5.8.4.4.2 - 5.8.4.4.3 - y 5.8.4.5

American Concrete Institute (ACI)

- ACI CODE-216.1-19 — Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies
ACI CODE-318-19 — Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
ACI CODE-318.2-19 — Building Code Requirements for Concrete Thin Shells and Commentary
ACI CODE-332-14 — Residential Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
ACI CODE-355.2-19 — Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary
ACI CODE-355.4-11 — Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete
ACI CODE-369.1-22 — Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings—Code and Commentary
ACI CODE-374.1-05(19) — Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary
ACI CODE-437.2-13 — Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures and Commentary
ACI CODE-440.11-22 — Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars—Code and Commentary
ACI CODE-550.3-13 — Design Specification for Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 and Commentary
ACI CODE-550.4-18 — Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading and Commentary
ACI CODE-550.5-18 — Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions and Commentary
ACI ITG-5.1-07 — Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing and Commentary
ACI ITG-5.2-09 — Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Wall Satisfying ACI ITG-5.1 and Commentary
ACI ITG-7-09 — Specification for Tolerances for Precast Concrete

ACI ITG-10.1R-18S — Report on Alternative Cement
ACI PRC-201.2R-16 — Guide to Durable Concrete
ACI PRC-207.1-21 — Mass Concrete—Guide
ACI PRC-211.1-22 — Selecting Proportions for Normal-Density and High-Density Concrete—Guide
ACI PRC-209.2R-08 — Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete
ACI PRC-209R-92(08) — Prediction of Creep - Shrinkage - and Temperature Effects in Concrete Structures
ACI PRC-212.3-16 — Report on Chemical Admixtures for Concrete
ACI PRC-215R-92(97) — Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading
ACI PRC-222R — Protection of Metals in Concrete against Corrosion
ACI PRC-239-18 — Ultra-High-Performance Concrete: An Emerging Technology Report
ACI PRC-305R.20 — Guide to Hot Weather Concreting
ACI PRC-347-14(21) — Guide to Formwork for Concrete
ACI PRC-352.1R-11 — Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures
ACI PRC-352R-02 — Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures
ACI PRC-363.2-11 — Guide to Quality Control and Assurance of High-Strength Concrete
ACI PRC-363-10 — Report on High-Strength Concrete
ACI PRC-408.2R-12 — Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads
ACI PRC-421.1R-08 — Guide to Shear Reinforcement for Slabs
ACI PRC-423.10R-16 — Guide to Estimating Prestressed Loss
ACI PRC-423.3-17 — Recommendations for Concrete Members Prestressed with Single-Strand Unbonded Tendons
ACI PRC-435R-20 — Report on Deflection of Nonprestressed Concrete Structures
ACI PRC-440.1-15 — Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars
ACI PRC-445.2-21 — Strut-and-Tie Method Guidelines for ACI 318-19 - Guide
ACI PRC-506-22 — Shotcrete-Guide
ACI PRC-506.4R-19 — Guide for Evaluation of Shotcrete
ACI PRC-544.4R — Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete
ACI PRC-548.6-19 — Polymer Concrete: Guidelines for Structural Applications
ACI SPEC-301-16 — Specifications for Structural Concrete
ACI SPEC-423.7-14 — Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

ASTM A29/A29M-16 — Standard Specification for General Requirements for Steel Bars - Carbon and Alloy - Hot-Wrought
ASTM A184/A184M-19 — Standard Specification for Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement
ASTM A370-21 — Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products
ASTM A820/A820M-16 — Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete
ASTM A970/A970M-18 — Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement - including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions
ASTM A996/A996M-16 — Standard Specification for Rail-steel and Axle-steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement
ASTM A1022/A1022M-22a— Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement
ASTM A1035/A1035M-04 — Standard Specification for Deformed and Plain Low Carbon-Chromium Steel Bars Mats for Concrete Reinforcement
ASTM A1044/A1044M-16AE01 — Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete
ASTM C33/C33M-18 — Standard Specification for Concrete Aggregates
ASTM C109/C109M-21— Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (using 2-in or 50 mm cube specimens)
ASTM C191-21 — Standard Test Methods for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle
ASTM C227-10 — Standard Test Method for Potential Alkali Reaction of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method)
ASTM C289-07 — Standard Test Method for Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method) (Withdrawn 2016)
ASTM C295-19 — Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete

- ASTM C307-23 — Standard Test Method for Tensile Strength of Chemical-Resistant Mortar, Grouts, and Monolithic Surfacing
- ASTM C330/C330M-17a — Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete
- ASTM C441/C441M-17 — Standard Test Method for Effectiveness of Pozzolans or Ground Blast-Furnace Slag in Preventing Excessive Expansion of Concrete Due to the Alkali-Silica Reaction
- ASTM C512/C512M-15 — Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression
- ASTM C531-18 — Standard Test Method for Linear Shrinkage and Coefficient of Thermal Expansion of Chemical-Resistant Mortars, Grouts, Monolithic Surfacing, and Polymer Concretes
- ASTM C579-23 — Standard Test Methods for Compressive Strength of Chemical-Resistant Mortars, Grouts, Monolithic Surfacing, and Polymer Concretes
- ASTM C580-18 (2023) — Standard Test Method for Flexural Strength and Modulus of Elasticity of Chemical-Resistant Mortars, Grouts, Monolithic Surfacing, and Polymer Concretes
- ASTM C586-19 — Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks as Concrete Aggregates (Rock-Cylinder Method)
- ASTM C779-19 — Standard Test Method for Abrasion Resistance of Horizontal Concrete Surfaces
- ASTM C882/C882M-20 — Standard Test Method for Bond Strength of Epoxy-Resin Systems used with Concrete by Slant Shear
- ASTM C939/C939M-22 — Standard Test Method for Flow of Grout for Preplaced-Aggregate Concrete (Flow Cone Method)
- ASTM C940-22 — Standard Test Method for Expansion and Bleeding of Freshly Mixed Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
- ASTM C942/C942M-21 — Standard Test Method for Compressive Strength of Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
- ASTM C953-17 — Standard Test Method for Time of Setting of Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
- ASTM C994-19 — Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete or Mortar Surfaces by the Rotating-Cutter Method
- ASTM C1074-17 — Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method
- ASTM C1090/C1090M-23 — Standard Test Method for Measuring Changes in Height of Cylindrical Specimens of Hydraulic-Cement Grout
- ASTM C1105-08a (2016) — Standard Test Method for Length Change of Concrete Due to Alkali-Carbonate Rock Reaction
- ASTM C1107/C1107M-20 — Standard Specification for Packaged Dry, Hydraulic-Cement Grout (Nonshrink)
- ASTM C1116/C1116M-10a (2015) — Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete
- ASTM C1181/C1181M-17 — Standard Test Methods for Compressive Creep of Chemical-Resistant Polymer Machinery Grouts
- ASTM C1202-22e1 — Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration
- ASTM C1218-20 — Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
- ASTM C1260-22 — Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)
- ASTM C1293-20a — Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction
- ASTM C1339/C1339M-18 — Standard Test Method for Flowability and Bearing Area of Chemical-Resistant Polymer Machinery Grouts
- ASTM C1480-00 — Standard Specification for Packaged - Pre-Blended - Dry - Combined Materials for Use in Wet or Dry Shotcrete Application
- ASTM C1580-20 — Standard Test Method for Water-Soluble Sulfate in Soil
- ASTM C1709-18 — Standard Guide for Evaluation of Alternative Supplementary Cementitious Materials (ASCM) for Use in Concrete
- ASTM D2471-99 — Standard Test Method for Gel Time and Peak Exothermic Temperature of Reacting Thermosetting Resins
- ASTM D5882-16 — Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations
- ASTM D7508/D7508M-20 — Standard Specification for Polyolefin Chopped Strands for Use in Concrete
- ASTM E1155-20 — Standard Test Method for Determining FF Floor Flatness and FL Floor Levelness Numbers

American Welding Society (AWS)

- AWS B1.10M/B1.10:2016 — Guide for the Nondestructive Examination of Welds
- AWS B1.11M/B1.11:2015 — Guide for the Visual Examination of Welds
- AWS D1.1/D1.1M:2020 — Structural Welding Code Steel

AWS D1.4/D1.4M:2018 — Structural Welding Code—Steel Reinforcing Bars
AWS D12.1 — Reinforcing Steel Welding Code

Army Corps of Engineers

COE CRD-C 621 — Corps of Engineers Specification for Non-Shrink Grout

British Standards (BS)

BS EN 12350 – 10:2010 — Testing Fresh Concrete Part 10. Self-Compacting Concrete L-box Test
BS EN 12390 – 8:2000 — Testing Hardened Concrete Part 8: Depth of Penetration of Water under Pressure

Canadian Standards Association (CSA)

CSA A23.3:19 — Design of concrete structures. Standard and Redline

International Organization for Standardization (ISO)

ISO 14064-1:2018 – Greenhouse gases – Part 1: Specification with guidance at the organization level for quantification and reporting of greenhouse gas emissions and removals
ISO 14067:2018 – Greenhouse gases – Carbon footprint of products – Requirements and guidelines for quantification

National Institute of Standards and Technology (NIST)

NIST GCR 17-917-46 v1 — Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings - Part I - General
NIST GCR 17-917-46 v3 — Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings - Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames

New Zealand Standards (NZS)

NZS 3101.1&2:2006 — Concrete Structure Standard - Part 1: The Design of Concrete Structures: Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures

Norma Francesa (NF)

NF P 18-710- 2016 — National addition to Eurocode 2 - Design of concrete structures: spécifique rules for ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC).

Post-Tensioning Institute (PTI)

DC10.5-12 — Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils

Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)

PCI MNL-135-00 — Tolerance Manual for Precast and Prestressed Concrete Construction

Whole Building Design Guide (WBDG) / National Institute of Building Sciences

CRD C662-10 — Determining the Potential Alkali-Silica Reactivity of Combinations of Cementitious Materials - Lithium Nitrate Admixture and Aggregate (Accelerated Mortar-Bar Method)

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.1.1 En esta Norma se presentan las disposiciones mínimas para analizar, diseñar, detallar y construir estructuras de concreto, incluido el concreto simple, reforzado y presforzado. Se dan requisitos complementarios para concreto ligero y concretos especiales. Se incluyen estructuras coladas en el lugar y prefabricadas. La Norma posee cuatro apéndices normativos de observancia obligatoria sobre: modelado y criterios de aceptación para el análisis no lineal de edificios, diseño y detallado de arcos y cascarones, consideraciones de sostenibilidad, así como diseño, detallado y construcción de losas de concreto sobre rasante.

1.1.2 Estas disposiciones deberán considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Reglamento, la NTC-Criterios, la NTC-Proyecto Arquitectónico, la NTC-Sismo, la NTC-Viento y la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

1.1.3 En esta Norma, cuando es necesario, se precisa la intervención del Director Responsable de Obra (Director), Corresponsable en Seguridad Estructural (Corresponsable), Proyectista Estructural (Proyectista), Constructor y Supervisor, cuyas atribuciones generales están establecidas en el Reglamento.

1.1.4 Esta Norma no es aplicable para el diseño y construcción de tanques y depósitos de líquidos, puentes y viaductos urbanos, estructuras sujetas a fatiga, incluyendo su cimentación, así como de obras subterráneas y túneles.

Comentario:

Esta Norma incluye los requisitos mínimos que, en la Ciudad de México, ha de cumplir obligatoriamente todo proyecto y construcción de edificaciones de concreto estructural en sus distintas modalidades.

En esta versión de la Norma se presentan comentarios a los requisitos de análisis y diseño que permitan aclarar su interpretación. En el caso de temas no cubiertos en versiones anteriores, se presentan comentarios más amplios y detallados. Los comentarios y sus figuras no son de carácter obligatorio. Las referencias en los comentarios incluyen mayor información o criterios optativos que se recomienda sean consultadas.

Varias secciones de esta Norma están basadas en el documento ACI CODE-318-19.

Cuando se ha juzgado conveniente, se han añadido figuras en los comentarios con objeto de ilustrar un concepto o requisito, o para aclarar su interpretación. El pie de figura inicia con la letra C, de la palabra "Comentario", para distinguirlas de las figuras que forman parte del cuerpo normativo (por ejemplo, fig. C2.3.2). La numeración se puede referir a la sección o inciso general del tema que se comenta, o bien a un inciso específico para el cual se ha incluido la figura. Si se incluye más de una figura correspondiente a un inciso dado, al final se incluyen letras en orden alfabético (por ejemplo, si son dos figuras en el inciso 2.3.2, se refieren a las figuras C2.3.2.a y C2.3.2.b).

1.2 Unidades

1.2.1 En las expresiones que aparecen en esta Norma se utilizan las unidades de la tabla 1.2.1 que corresponden al Sistema Internacional (SI).

Tabla 1.2.1 – Unidades del Sistema Internacional usadas en esta Norma

Atributo	Unidad
Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

1.2.2 Siempre que es posible, las expresiones están escritas en forma adimensional; de lo contrario, junto a las expresiones en sistema internacional, se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en el sistema gravitacional usual (MKS), empleando las unidades indicadas en la tabla 1.2.2.

Tabla 1.2.2 – Unidades en el sistema gravitacional MKS usadas en esta Norma

Atributo	Unidad
Fuerza	kg (kilogramo fuerza) ^[1]
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm ²

^[1] En esta Norma, el kilogramo fuerza se representa con kg.

1.2.3 Cada sistema deberá utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.2.4 Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Se permitirá usar otras unidades, empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

Comentario:

Los valores correspondientes a los dos sistemas de unidades en esta Norma no son exactamente equivalentes. Se adoptó la convención de considerar a 9.81 como 10.

1.3 Normas y estándares usados en esta Norma

1.3.1 Se considerará obligatorio el uso de las Normas Mexicanas (NMX) o Estándares, así como cualquier otra publicación, nacional o extranjera, que sea requerida en el cuerpo normativo de esta Norma.

1.3.2 Se deberán aplicar las NMX o Estándares del año indicado en esta Norma. No se permitirá el uso de NMX o Estándares posteriores al inicio de vigencia de esta Norma, a menos que el Director lo apruebe.

1.4 Criterios de diseño

1.4.1 Las fuerzas internas producidas por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la NTC-Criterios, la NTC-Sismo, NTC-Viento, así como en 3.3, 3.4 y 3.5 de esta Norma.

1.4.2 El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Reglamento y en esta Norma, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Reglamento.

1.4.1 Estados límite de falla

1.4.1.1 Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deberán dimensionarse, diseñarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza interna que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño o resistencia requerida de dicha fuerza interna. Las resistencias de diseño deberán incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en 3.8. Las fuerzas internas de diseño se obtienen multiplicando los valores de dichas fuerzas internas calculados bajo las acciones y sus combinaciones especificadas en la NTC-Criterios por el correspondiente factor de carga. El cálculo de las resistencias de diseño se hará de conformidad con el Capítulo 5.

Comentario:

El procedimiento para dimensionar y diseñar de acuerdo con el criterio de estado límite de falla es el conocido generalmente como dimensionamiento plástico, por resistencia última o a la rotura. Al aplicarlo, se logra que el grado de seguridad de la estructura contra la falla quede en un nivel que se juzga aceptable.

El término "resistencia de diseño" de un elemento es la resistencia nominal calculada de acuerdo con las disposiciones e hipótesis establecidas en esta Norma, multiplicada por un factor de resistencia F_R que es menor que uno.

Los propósitos del factor de resistencia F_R son: a) tomar en consideración la probabilidad de presencia de elementos con una menor resistencia, debida a la variación en la resistencia de los materiales y en las dimensiones, b) considerar las inexactitudes de las ecuaciones de diseño, c) reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad requerida en elementos bajo los efectos de la carga sometida a consideración y, d) reflejar la importancia del elemento en la estructura. Por ejemplo, se utiliza un F_R para columnas menor que para vigas, pues las columnas generalmente tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones de resistencia de concreto y, por lo

general, soportan áreas cargadas mayores que las vigas. Además, a las columnas con refuerzo helicoidal se les concede un F_R más alto que las columnas con estribos, puesto que poseen mayor ductilidad.

1.4.2 Estados límite de servicio

1.4.2.1 Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deberán revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio. La revisión de los estados límite de servicio se realizará de acuerdo con el Capítulo 13.

Comentario:

En estructuras de concreto, la revisión por estado límite de servicio incluye deformaciones, agrietamiento y vibraciones.

1.4.3 Diseño por durabilidad y protección contra fuego

1.4.3.1 Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en el Capítulo 4.

1.4.3.2 Las estructuras deberán cumplir con las dimensiones mínimas y espesores mínimos para protección contra fuego señalados en el Capítulo 4.

Comentario:

Se incluyen recomendaciones específicas al respecto en esta Norma, cuyo fin es lograr que las estructuras diseñadas con estas disposiciones alcancen una vida útil de por lo menos 50 años.

En esta versión de la Norma se ha considerado la revisión por fuego mediante el cumplimiento de dimensiones mínimas y espesores mínimos debido a las consecuencias que puede tener una exposición elevada, en términos de tiempo y/o temperatura, de una estructura de concreto.

1.4.4 Consideraciones de sustentabilidad y resiliencia

1.4.4.1 Si para la estructura se han establecido metas de sustentabilidad y resiliencia, se permitirá que el Proyectista aplique las disposiciones del Apéndice C en el diseño.

1.4.4.2 Si se aplican las disposiciones del Apéndice C en el diseño, el Proyectista deberá identificar y señalar los requisitos de sustentabilidad y resiliencia aplicables en el Proyecto Ejecutivo. Aquellas disposiciones delegadas al Constructor deberán ser claramente indicadas en el Proyecto Ejecutivo.

Comentario:

En el Apéndice C se describen enfoques para el diseño de estructuras bajo consideraciones de sustentabilidad y resiliencia. El Proyectista y las partes involucradas en una obra (como el propietario y usuario) han de establecer las amenazas para las cuales se diseña el proyecto.

El establecimiento de metas de sustentabilidad y resiliencia por los responsables y las partes involucradas en una obra permite la optimización del diseño, materiales, construcción, así como el uso de tecnologías innovadoras para reducir los impactos ambientales, sociales y económicos a lo largo de la vida de la estructura. Es común que el propietario o el Proyectista especifiquen requisitos que excedan los mínimos de esta Norma y del Reglamento. Estos requisitos pueden incluir resistencias mayores, límites de deflexiones más restrictivos, mejor durabilidad, mayor sustentabilidad y mayor resiliencia frente a acciones no previsibles. Para cumplir las metas de resiliencia es necesario identificar las amenazas a las que la estructura estará sometida durante su vida, de modo de evaluar los riesgos asociados a esos peligros y poder mitigarlos. En un diseño bajo consideraciones de resiliencia, está implícito el cumplimiento de estados límite de falla y de servicio, así como de los requisitos de durabilidad.

2. MATERIALES

2.1 Alcance

2.1.1 Este capítulo se aplicará a los concretos y sus componentes, morteros fluidos y lechadas (*grouts*), así como a los elementos de acero para refuerzo de concreto por ser utilizados en cualquier tipo de estructura diseñada y construida con esta Norma e indicados en a) a c):

- a) Concretos estructurales convencionales (véase 2.2)
- b) Concretos estructurales para aplicaciones especiales (véase 2.3)
- c) Morteros fluidos y lechadas (*grouts*) (véase 2.3.6)
- d) Acero para refuerzo de concreto (véase 2.4).

2.2 Concreto estructural convencional

2.2.1 En esta sección se presentan los requerimientos para el concreto de resistencia convencional empleado para fines estructurales. Se considerarán dos clases de concreto: Clase 1 y Clase 2. En la tabla 2.2.1 se presentan los requerimientos para estos concretos.

2.2.2 El concreto Clase 1 deberá cumplir con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m^3 ($2\,200 \text{ kg/m}^3$) y con todos los requerimientos de la tabla 2.2.1. El concreto Clase 1 tendrá dos niveles de resistencia a la compresión, según a) y b):

- a) El concreto Clase 1A corresponderá al intervalo de resistencia a la compresión f_c' comprendido entre 25 MPa y 40 MPa (entre 250 kg/cm^2 y 400 kg/cm^2)
- b) El concreto Clase 1B corresponderá al intervalo de resistencia a la compresión f_c' comprendido entre 40 y 70 MPa (400 y 700 kg/cm^2).

2.2.2.1 El concreto Clase 1 deberá utilizarse para las obras clasificadas dentro del grupo A, B1 y B2, según se definen en el Reglamento, así como donde se especifique en esta Norma.

2.2.3 El concreto Clase 2 deberá cumplir con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m^3 ($1\,900$ y $2\,200 \text{ kg/m}^3$), con resistencia a la compresión en el intervalo comprendido entre 20 MPa y 35 MPa (200 kg/cm^2 y 350 kg/cm^2), y deberá satisfacer todos los requerimientos expresados en la tabla 2.2.1.

2.2.3.1 El concreto Clase 2 sólo se podrá usar en estructuras que no impliquen solicitaciones de durabilidad y que correspondan a estructuras menores del grupo B2 de no más de 120 m^2 de superficie construida que cumplan con tener claros no mayores de 4 m, de no más de 5 m de altura en dos niveles sobre nivel de banqueteta. La determinación del uso del concreto Clase 2 debe estar justificada por el Proyectista y aprobado por el Director. Se entenderá por superficie construida el área construida cubierta de una estructura de concreto.

2.2.4 Los métodos de ensayo empleados para verificar las propiedades del concreto serán los señalados en la tabla 2.2.1.

Comentario:

La Norma contempla el uso de dos clases de concreto: concretos Clase 1 y 2. El concreto Clase 1 es más denso, más rígido, con menor flujo plástico y menor contracción que el concreto Clase 2. Es importante dejar claro que las clases de concreto se distinguen por su peso volumétrico, el cual es altamente influido por la naturaleza de los agregados, y por el valor del módulo de elasticidad que se puede alcanzar con ellos y no por el nivel de resistencia a compresión del concreto, siendo más rígidos (mayor módulo de elasticidad) los de Clase 1.

La Norma requiere que todas las estructuras se construyan con concreto Clase 1. La excepción en el uso de concreto Clase 2 es para edificaciones de tamaño pequeño (como viviendas de no más de 120 m^2 de construcción, en dos niveles y con claros de hasta 4 m) para las que los efectos de mayor deformabilidad y mayor contracción del concreto no son significativos.

Tabla 2.2.1 – Clases y propiedades de los concretos estructurales convencionales

Requerimiento (inciso de referencia)	Método de ensayo	Concreto Clase 1		Concreto Clase 2
		1A	1B	
Resistencia a la compresión, f'_c (2.2.6)	NMX-C-083-ONNCCE-2020	$25 \leq f'_c < 40$ MPa ($250 \leq f'_c < 400$ kg/cm ²)	$40 \leq f'_c \leq 70$ MPa ($400 \leq f'_c \leq 700$ kg/cm ²)	$20 \leq f'_c \leq 35$ MPa ($200 \leq f'_c \leq 350$ kg/cm ²)
Resistencia media a la tensión, \bar{f}_t (2.2.7)	NMX-C-163-ONNCCE-2019	$0.47\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.5\sqrt{f'_c}$, en kg/cm ²)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos con agregado grueso calizo: $0.53\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.67\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) Concretos con agregado grueso basáltico: $0.47\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.50\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) 	$0.38\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.2\sqrt{f'_c}$, en kg/cm ²)
Resistencia media a la tensión por flexión o módulo de rotura, \bar{f}_r (2.2.7)	NMX-C-191-ONNCCE-2015	$0.63\sqrt{f'_c}$, en MPa ($2\sqrt{f'_c}$, en kg/cm ²)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos con agregado grueso calizo: $0.85\sqrt{f'_c}$, en MPa ($2.70\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) Concretos con agregado grueso basáltico: $0.80\sqrt{f'_c}$, en MPa ($2.54\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) 	$0.44\sqrt{f'_c}$, en MPa ($1.4\sqrt{f'_c}$, en kg/cm ²)
Peso volumétrico en estado fresco (2.2.2)	NMX-C-162-ONNCCE-2014	> 22 kN/m ³ ($> 2\ 200$ kg/m ³)		$19 \leq$ peso vol. ≤ 22 kN/m ³ ($1\ 900 \leq$ peso vol. $\leq 2\ 200$ kg/m ³)
Módulo de elasticidad, E_c (2.2.8)	NMX-C-128-ONNCCE-2013	<ul style="list-style-type: none"> Concretos con agregado grueso calizo: $4\ 400\sqrt{f'_c}$, en MPa ($14\ 000\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) Concretos con agregado grueso basáltico: $3\ 500\sqrt{f'_c}$, en MPa ($11\ 000\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) 	<ul style="list-style-type: none"> Concretos con agregado grueso calizo: $2\ 700\sqrt{f'_c} + 11\ 000$, en MPa ($8\ 500\sqrt{f'_c} + 110\ 000$, en kg/cm²) Concretos con agregado grueso basáltico: $2\ 700\sqrt{f'_c} + 5\ 000$, en MPa ($8\ 500\sqrt{f'_c} + 50\ 000$, en kg/cm²) 	$2\ 500\sqrt{f'_c}$, en MPa ($8\ 000\sqrt{f'_c}$, en kg/cm ²)
Contracción por secado, ε_{cf} (2.2.9)	NMX-C-173-ONNCCE-2010	≤ 0.001	≤ 0.0006	≤ 0.002
Coefficiente de flujo plástico, C_f (2.2.10)	ASTM C512/C512M-15	2		4
Aplicaciones		Debe utilizarse en: <ul style="list-style-type: none"> Cimentaciones y estructuras del grupo A, B1 y B2. Estructuras con requerimientos de durabilidad. 		Es aceptable el uso en estructuras del grupo B2 que cumplan con todo lo siguiente: <ul style="list-style-type: none"> Claros no mayores que 4 m Altura total de no más de 5 m en dos niveles, sobre nivel de banqueta y Estructuras de no más de 120 m² de construcción.

2.2.5 Materiales componentes para concretos Clases 1 y 2

2.2.5.1 En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 o 40, que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE-2017, así como con lo especificado en el Capítulo 4 de esta Norma.

2.2.5.2 Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE-2018, así como con las modificaciones y adiciones establecidas en 16.4.1.2 y 16.4.1.5.3 de esta Norma.

2.2.5.2.1 El tamaño máximo del agregado será determinado para que pueda fluir libremente entre las barras de refuerzo y entre las barras y el molde, pero no mayor que 2/3 de los espacios antes señalados. Además, se deberá cumplir con 14.2.

2.2.5.2.2 El concreto Clase 1 se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (como caliza, basalto, etc.) y el concreto Clase 2 con agregados gruesos con peso específico superior a 2.3 (como andesita). Para ambos se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características.

2.2.5.3 El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-122-ONNCCE-2019. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

2.2.5.4 Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del Constructor y/o del productor del concreto. En ambos casos, el Proyectista, el Corresponsable o el Director, deberá verificar y, en su caso, autorizar su empleo. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255-ONNCCE-2013.

Comentario:

Es conveniente tomar precauciones para que el cemento en el momento de su uso no esté caliente, por su fabricación reciente, ni parcialmente hidratado por su exposición a condiciones ambientales inadecuadas.

Cuando existe sospecha sobre la calidad del agua de mezclado, se requiere verificar su calidad y determinar si su uso afectará el desempeño de los concretos.

En caso de emplear aditivos para modificar las características del concreto, se requiere verificar la eficacia de los mismos previamente a su uso, bajo ensayos de laboratorio estandarizados, mostrando el cumplimiento de los requisitos especificados en la norma NMX-C-255-ONNCCE-2013.

Es común que el Proyectista, o el Director, solicite información sobre el diseño de mezcla y su desempeño de acuerdo con las necesidades del proyecto.

2.2.6 Resistencia a compresión

2.2.6.1 Los concretos Clase 1A, Clase 1B y Clase 2 deberán cumplir con las resistencias a compresión establecidas en la tabla 2.2.1. Se podrán usar concretos de resistencia a compresión mayor que el límite superior de concretos Clase 1B si el Proyectista, el Corresponsable o el Director presenta evidencia de que la estructura puede alcanzar los niveles de resistencia y ductilidad apropiados para las demandas sísmica y de viento correspondientes. Para concretos con resistencia entre 70 y 100 MPa (700 y 1 000 kg/cm²) se deberá cumplir lo indicado en 15.2.

2.2.6.2 La resistencia a compresión f_c' de concretos Clase 1A, 1B y 2 se determinará en especímenes cilíndricos de 150 x 300 mm a la edad de 28 días, de acuerdo con NMX-C-083-ONNCCE-2020. Para concretos de alta resistencia, entre 70 y 100 MPa (700 y 1 000 kg/cm²) (véase 15.2) se deberán usar especímenes cilíndricos de 100 x 200 mm a la edad de 28 días, de acuerdo con la NMX-C-83-ONNCCE-2020.

2.2.6.3 Los límites inferiores de f_c' deberán cumplir con lo establecido en la tabla 2.2.6.3 y son aplicables para concreto de peso normal y concreto ligero.

Tabla 2.2.6.3 – Límites inferiores para f_c'

Aplicación	f_c' mínimo, MPa (kg/cm ²)
General	25 (250)
Estructuras de cimentaciones	25 (250)
Estructuras de ductilidad baja, media y alta ($Q = 2.0$, $Q = 3.0$ y $Q = 4.0$)	25 (250)
Pilotes prefabricados no presforzados hincados	30 (300)
Pilas coladas en sitio	30 (300)
Pilotes prefabricados presforzados hincados	35 (350)

2.2.6.4 En concretos estructurales Clase 1A, Clase 1B y Clase 2 deberá comprobarse que su resistencia a la compresión en toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en 16.7.2.2.

2.2.6.5 Todo concreto estructural deberá mezclarse por medios mecánicos y dosificarse por peso. El proporcionamiento del concreto deberá hacerse para alcanzar una resistencia media, \bar{f}_c , mayor que la especificada, f_c' . En la construcción, se deberá cumplir con 16.7.2.1 de acuerdo con el grado de control en la fabricación del concreto.

2.2.6.6 En la revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse la resistencia a la compresión determinada en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere este inciso, f_c' se determinará según la norma NMX-C-083-ONNCCE-2020. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE-2009.

2.2.6.7 Adicional al cumplimiento con la resistencia a la compresión, deberán satisfacerse los requerimientos de durabilidad establecidos en el Capítulo 4.

Comentario:

En estructuras de concreto convencional se limita f_c' a 70 MPa (700 kg/cm²) debido a que, para resistencias mayores, el concreto se vuelve más frágil. En el caso de concretos de mayor resistencia, su mayor fragilidad se ha de tomar en cuenta para el cálculo de las resistencias a fuerza cortante y torsión, así como para el cálculo de longitudes de desarrollo.

Dentro de las aplicaciones comunes del concreto Clase 1B se encuentran edificios de gran altura, cimentaciones, pilas, columnas, muros y trabes de gran claro.

2.2.7 Resistencia a tensión

2.2.7.1 Se considerará como resistencia media a tensión de un concreto, \bar{f}_t , al promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 150 x 300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163-ONNCCE-2019. A falta de información experimental, se podrá estimar \bar{f}_t de acuerdo con las expresiones de la tabla 2.2.1.

2.2.7.2 La resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura, \bar{f}_f , se podrá suponer igual a la indicada en la tabla 2.2.1.

2.2.7.3 Para diseñar, se usarán valores nominales, f_t' y f_f' , iguales a $0.7\bar{f}_t$ y $0.7\bar{f}_f$, respectivamente para concretos Clase 1 e iguales a $0.9\bar{f}_t$ y $0.9\bar{f}_f$, para concretos Clase 2, respectivamente.

Comentario:

En la estimación de los valores nominales de las resistencias a tensión y módulo de rotura en función de la resistencia promedio se tomó en cuenta la probabilidad de no alcanzarlas de 10 y 20 por ciento para los concretos Clase 1 y 2, respectivamente.

2.2.8 Módulo de elasticidad

2.2.8.1 Para concretos Clase 1A, Clase 1B y Clase 2, el módulo de elasticidad, E_c , se determinará con las expresiones indicadas en la tabla 2.2.1.

2.2.8.2 Se deberá verificar que el módulo de elasticidad especificado, E_c , se alcance de acuerdo con la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013. En la determinación del parámetro K_c (igual a $E_c/\sqrt{f'_c}$), se deberá emplear la resistencia a compresión del concreto obtenida en el ensayo de módulo de elasticidad.

2.2.8.3 En la revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere esta sección, E_c se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE-2009.

2.2.8.4 Para el diseño estructural se deberán emplear los valores de módulo de elasticidad especificados para los concretos Clase 1 y 2 de la tabla 2.2.1.

Comentario:

Dichos valores corresponden a una probabilidad de no ser alcanzados de 10 y 20 por ciento, respectivamente, para concretos Clase 1 y Clase 2.

2.2.9 Contracción por secado

2.2.9.1 Para concretos Clase 1A, la contracción por secado final, ϵ_{cf} , se supondrá igual a 0.001; para concretos Clase 1B se considerará igual a 0.0006; y para concreto Clase 2 se tomará igual a 0.002 (véase tabla 2.2.1).

Comentario:

Dichos valores corresponden a una probabilidad de ser excedidos de 10 y 20 por ciento, respectivamente, para concretos Clase 1 y Clase 2.

2.2.10 Coeficiente de flujo plástico

2.2.10.1 Para concreto Clases 1A y 1B, el coeficiente de flujo plástico, C_f , se supondrá igual a 2.0 y 1.6, respectivamente; para concreto Clase 2 se supondrá igual a 4.0. Las deflexiones diferidas se deberán calcular como se indica en 13.4.4.

Comentario:

Las propiedades mecánicas establecidas en este inciso son las alcanzadas en la evaluación de los ensayos efectuados a un gran número de concretos producidos con agregados disponibles en la Ciudad de México por varias empresas de concreto premezclado y por instituciones de investigación; las expresiones propuestas están asociadas a una probabilidad de 90 por ciento de que las propiedades mecánicas del concreto se alcancen.

2.3 Concretos estructurales para aplicaciones especiales

2.3.1 Propiedades de los concretos para aplicaciones especiales

2.3.1.1 En la tabla 2.3.1.1 se presentan las propiedades de los concretos estructurales para aplicaciones especiales permitidos en esta Norma.

Tabla 2.3.1.1 – Propiedades de los concretos estructurales para aplicaciones especiales

Concretos estructurales para aplicaciones especiales	Propiedades y norma por aplicar	Límites o intervalos admisibles
Concreto autocompactante (véase 2.3.2)	Flujo de revenimiento: NMX-C-472-ONNCCE-2013	$T_{50} \leq 8$ s $550 \text{ mm} \leq d_f \leq 850 \text{ mm}$
	Tiempo de escurrimiento (embudo V): BS EN 12350-9	$4 \text{ s} \leq T_v \leq 20 \text{ s}$
	Resistencia al bloqueo (anillo J): NMX-C-470-ONNCCE-2015	$d_{jf} \geq d_f - 50 \text{ mm}$
	Resistencia al bloqueo (caja en L): BS EN 12350-10	$0.75 \leq C_{bl} \leq 1.00$
	Resistencia a la segregación estática: NMX-C-471-ONNCCE-2013	Máxima segregación igual a 10 por ciento
Concreto ligero ^[1] (véase 2.3.3)	Peso volumétrico en estado fresco NMX-C-162-ONNCCE-2014	$< 19 \text{ kN/m}^3$ (1 900 kg/m ³)
	Deformación unitaria a la falla del concreto en flexocompresión	$0.003E_c/E_L$
	Para las propiedades mecánicas véase 2.3.3.2.2	Tablas 2.3.3.2.2.a y 2.3.3.2.2.b
	Módulo de elasticidad NMX-C-128-ONNCCE-2013	Se determina experimentalmente con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.
Concreto reforzado con fibras (véase 2.3.4)	Resistencia residual a la flexión NMX-C-535-ONNCCE-2017	Para una deflexión al centro del claro de $L/300$, igual o mayor que 90 por ciento de la resistencia a tensión del primer pico y mayor que $0.90 \times 0.62 \sqrt{f'_c}$ en MPa ($0.90 \times 2\sqrt{f'_c}$; en kg/cm ²). Para una deflexión al centro del claro de $L/150$, mayor o igual que 75 por ciento de la resistencia a tensión del primer pico y mayor que $0.75 \times 0.62 \sqrt{f'_c}$ en MPa ($0.75 \times 2\sqrt{f'_c}$; en kg/cm ²).
Concreto reciclado (véase 2.3.5)	Porcentaje máximo de reemplazo de agregado grueso	20 por ciento
	Aplicaciones permitidas	Concreto Clase 2

^[1] Sólo aplicable en capas de compresión en losas y en elementos secundarios.

2.3.2 Concreto autocompactante

2.3.2.1 En el diseño estructural de elementos de concreto autocompactante serán aplicables los principios y métodos de cálculo establecidos en esta Norma. Para cualquier análisis en el tiempo, así como para el cálculo de pérdidas de presfuerzo o de deflexiones diferidas, el módulo de elasticidad, el flujo plástico y la contracción por secado, pueden ser diferentes en su valor y desarrollo en el tiempo a los de los concretos de compactación convencional. Los parámetros reológicos y mecánicos de este concreto se deberán obtener de forma experimental en concretos que contemplen el uso de los materiales del proyecto, o bien, de la información local disponible.

2.3.2.2 La consistencia del concreto autocompactante no deberá ser caracterizada con los procedimientos empleados para el concreto convencional. La caracterización de la autocompactabilidad se realizará mediante los métodos de ensayo específicos indicados en la tabla 2.3.1.1.

2.3.2.3 En la tabla 2.3.1.1 se presentan los límites e intervalos admisibles de los parámetros de autocompactación que deberán cumplirse simultáneamente según los diferentes métodos de ensayo.

Comentario:

Es usual que las empresas productoras de concreto premezclado que tienen entre su línea de productos este tipo de concreto, tengan información sobre el módulo de elasticidad, el flujo plástico y la contracción por secado para fines de diseño, por lo que estas empresas pueden ser la fuente para conocer el valor de estos parámetros.

El concreto autocompactante puede utilizarse en aplicaciones tales como: elementos con elevada cuantía de acero o con geometría compleja, de gran altura o estrechos donde se dificulte el vibrado, elementos prefabricados y aplicaciones arquitectónicas.

El concreto autocompactante tiene tres propiedades intrínsecas básicas: a) fluidez o facilidad de fluir sin ayuda externa y llenar el molde, b) resistencia al bloqueo o facilidad de pasar entre las barras de refuerzo, y c) estabilidad

dinámica y estática o resistencia a la segregación, que le permite alcanzar una distribución uniforme del agregado en toda su masa.

Mientras que las propiedades en estado fresco del concreto autocompactante difieren en gran medida de las del concreto de compactación convencional, su comportamiento en términos de resistencia, durabilidad y demás propiedades en estado endurecido pueden considerarse similares a las de un concreto convencional de igual relación agua/material cementante (a/mc) y elaborado con los mismos materiales componentes.

En relación con su comportamiento a edad temprana podrían producirse algunas variaciones en propiedades como la contracción y/o alteraciones en el tiempo de fraguado, como consecuencia de que incorporan dosis mayores de finos y aditivos.

La resistencia a la segregación también se puede apreciar a partir del comportamiento del material en los ensayos de flujo de revenimiento y de embudo en V. En el ensayo de flujo de revenimiento ha de observarse una distribución uniforme de agregado grueso y ningún tipo de segregación o exudación en el perímetro de la "torta" final del ensayo.

El intervalo de consistencias del concreto autocompactante es bastante amplio y dentro del mismo es necesario seleccionar el que convenga según las necesidades del proyecto, en función de la complejidad del molde, la cantidad de acero de refuerzo que se tenga y del desplazamiento de la mezcla que se requiera.

La consistencia se puede determinar por varios métodos de ensayo; no es necesario aplicar todos ellos, pero sí algunas de las opciones que permitan definir la fluidez, la resistencia al bloqueo y la segregación.

2.3.2.4 Propiedades mecánicas del concreto autocompactante

2.3.2.4.1 Resistencias a compresión y a tensión

2.3.2.4.1.1 En el concreto autocompactante, la evolución de la resistencia a compresión con el tiempo se considerará equivalente a la de un concreto estructural de compactación convencional, y dependerá del requerimiento específico de resistencia mecánica a temprana edad (véase 2.2.6). Para la resistencia a tensión se aplicarán las relaciones entre ambas resistencias establecidas para el concreto convencional (véase 2.2.7).

2.3.2.4.2 Módulo de elasticidad

2.3.2.4.2.1 Debido a que los concretos autocompactantes contienen un mayor volumen de pasta que el concreto de compactación convencional y tomando en cuenta que el módulo de elasticidad de la pasta es menor que el de los agregados, el módulo elástico de concretos autocompactantes es menor que el de un concreto de compactación convencional, por lo que se deberá determinar experimentalmente de conformidad con la NMX-C-128-ONNCCE-2013.

Comentario:

El valor de módulo de elasticidad de los concretos autocompactantes puede variar entre formulaciones que logran una misma resistencia a la compresión dependiendo de la cantidad de pasta incluida y aditivos empleados. Es común que durante la etapa del proyecto de una estructura convencional no se cuente con valores precisos del módulo elástico para estos concretos, siendo aceptable considerar en estos casos un valor entre 7 y 15 por ciento menor que el del concreto de compactación convencional y comprobar, experimentalmente, el valor considerado cuando se tenga seleccionada la formulación a emplear. Es conveniente que en los casos de estructuras en donde el control de deformación resulte crítico, como por ejemplo estructuras con un proceso de construcción evolutivo, la determinación experimental de dicho valor se realice durante la etapa del proyecto.

2.3.2.4.3 Resistencia a fuerza cortante y torsión, y detallado del acero de refuerzo

2.3.2.4.3.1 El cálculo correspondiente se realiza utilizando las expresiones de diseño de esta Norma de la misma forma que para el concreto de compactación convencional.

Comentario:

Aunque no se han detectado diferencias importantes dignas de ser tomadas en cuenta en el diseño estructural, debido al menor contenido de agregado grueso y en general agregado de menor tamaño, los concretos autocompactantes presentan una superficie de fisura más lisa que la de los concretos de compactación convencional de la misma resistencia. Esto reduce ligeramente la componente resistente de trabazón del agregado.

2.3.2.4.4 Contracción por secado

2.3.2.4.4.1 A menos de contar con información específica del concreto autocompactante con los materiales locales, ϵ_{cf} se supondrá igual a 0.001.

Comentario:

Debido a que el concreto autocompactante tiene una mayor cantidad de finos en su composición y una alta resistencia frente a la segregación, el material prácticamente no exuda agua durante su colocación en obra. Si bien teóricamente este aspecto resulta positivo, en la práctica, el efecto puede resultar adverso, ya que muchas veces es el agua de exudación (sangrado) la que compensa el agua que se evapora en estado fresco y, consecuentemente, evita el agrietamiento por contracción plástica.

Debido a las bajas relaciones agua/material cementante que en general se consideran, cobra especial importancia el curado del concreto autocompactante, especialmente en estructuras con altas relaciones superficie/volumen.

2.3.2.4.5 Flujo plástico

2.3.2.4.5.1 El comportamiento en flujo plástico del concreto autocompactante se considerará equivalente al de un concreto de compactación convencional de igual a/mc (véase 2.2.10). En aplicaciones donde el flujo plástico pueda ser un factor crítico, esta propiedad deberá ser tomada en cuenta durante el proceso de dosificación y verificada mediante ensayos específicos de laboratorio sobre probetas expuestas a un ambiente controlado y elaboradas con los materiales componentes por ser usados en la obra.

2.3.3 Concreto ligero

2.3.3.1 En esta Norma se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 19 kN/m³ (1 900 kg/m³). Sólo se permite el uso de concreto ligero en capas o firmes de compresión de construcción compuesta y en elementos estructurales secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Proyectista o del Director.

2.3.3.2 Consideraciones de diseño

2.3.3.2.1 En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero serán aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan. Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es $0.003E_c/E_L$, donde E_c y E_L , son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal Clase 1A y ligero de igual resistencia.

2.3.3.2.2 El factor de reducción λ se deberá utilizar para reducir las propiedades mecánicas del concreto ligero en comparación con la del concreto de peso normal de la misma resistencia a la compresión. El valor de λ para usarse en las expresiones de diseño de esta Norma deberán determinarse de acuerdo con la tabla 2.3.3.2.2.a con base en la densidad de equilibrio W_c de la mezcla de concreto utilizada en el diseño. Se aceptará usar los valores de la tabla 2.3.3.2.2.b con base en la composición del agregado en la mezcla de concreto empleado en el diseño.

Tabla 2.3.3.2.2.a – Valores de λ para concreto ligero con base en la densidad de equilibrio W_c

W_c (kg/m ³) (ASTM C 567)	λ
$\leq 1\ 600$	0.75
$1\ 600 < W_c \leq 1\ 900$	$0.00052 W_c \leq 1$
$> 1\ 900$	1.0

Tabla 2.3.3.2.2.b – Valores de λ para concreto ligero con base en la composición de los agregados

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos ligeros	Fino: ASTM C 330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Ligero, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C 330M y ASTM C 33M Grueso: ASTM C330M	0.75 a 0.85 [1]
Arena ligera	Fino: ASTM C 33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena ligera, mezcla gruesa	Fino: ASTM C 33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y ASTM C 33M	0.85 a 1.0 [2]

[1] Se permite la interpolación lineal de 0.75 a 0.85 con base en el volumen absoluto del agregado fino de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado fino.

[2] Se permite la interpolación lineal de 0.85 a 1.0 con base en el volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado.

2.3.3.2.3 Se permite tomar el valor de λ para concreto ligero como 0.75 en caso de que no exista información precisa sobre el tipo y composición del agregado.

2.3.3.2.4 El valor de λ para concreto de peso normal debe tomarse como 1.0.

2.3.3.2.5 El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado. E_L se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013.

2.3.3.2.6 El detallado del refuerzo en elementos de concreto ligero se hará de conformidad con el Capítulo 14 de esta Norma.

Comentario:

Dada la gran variedad de agregados pétreos que se pueden usar en la fabricación de los concretos ligeros, resulta indispensable determinar sus propiedades mecánicas para estimar mejor su desempeño en las estructuras.

Siendo el módulo de elasticidad del concreto ligero mucho menor que el del concreto de peso normal, las deformaciones por compresión a la falla o bajo condiciones de servicio serán mayores que las esperadas en las estructuras construidas con concreto de peso normal, por lo que es recomendable calcular las deformaciones de los elementos estructurales para verificar su adecuado desempeño. Dada la menor capacidad de disipación de energía del concreto ligero con respecto del convencional se permite que sólo se usen en capas o firmes de compresión de construcción compuesta, elementos secundarios y en elementos no estructurales.

La resistencia al cortante, las propiedades de fricción, la resistencia a la penetración, la adherencia entre el concreto y el refuerzo, y los requisitos de longitud de desarrollo, no son equivalentes a las del concreto de peso normal de la misma resistencia a la compresión. Es por ello que se requiere el uso del factor λ .

Como la relación resistencia a tensión / resistencia a compresión es menor para los concretos ligeros, los elementos estructurales hechos con estos concretos son más proclives a agrietarse por cambios volumétricos, por lo que la cantidad de refuerzo por contracción y temperatura requerida para controlar este efecto es mayor que la requerida para las estructuras fabricadas con concretos densos.

2.3.4 Concreto reforzado con fibras

2.3.4.1 Alcance

2.3.4.1.1 Para esta Norma, se permitirá el uso de los concretos reforzados con macrofibras que cumplen con 2.3.4.2.

2.3.4.2 Características de las fibras

2.3.4.2.1 La longitud de la fibra, L_f , deberá ser mayor o igual a dos veces el tamaño máximo del agregado (TMA); es usual el empleo de longitudes de 2.5 a 3 veces el TMA. Su longitud debe estar comprendida entre 20 mm y 60 mm, y debe guardar una relación con el TMA de al menos 3:1.

2.3.4.2.2 El intervalo de la relación de aspecto debe estar comprendido entre 50 y 100 para las macrofibras con capacidad estructural.

2.3.4.2.1.1 Las fibras de acero deben cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-488-ONNCCE-2014 o ASTM A820. Deberán ser corrugadas. No se deberán utilizar en miembros reforzados con barras de acero inoxidable o galvanizado.

2.3.4.2.1.2 Las fibras sintéticas de material polimérico (polipropileno, polietileno de alta densidad, poliolefina, aramida, alcohol de polivinilo, acrílico, nylon o poliéster) deberán cumplir con las normas ASTM C 1116 y ASTM D 7508/ASTM D 7508M. No deberán utilizarse fibras sintéticas de menos de 30 mm de longitud. Su aplicación será para controlar el agrietamiento por cambios volumétricos.

Comentario:

La longitud de la fibra y su mecanismo de anclaje deben ser suficientes para lograr la adherencia necesaria a la matriz y evitar que sea arrancada con facilidad. A igualdad de longitud, fibras de diámetro pequeño aumentan el número de ellas por unidad de masa y hacen más denso el entramado de fibras. El espaciamiento entre fibras se reduce cuando la fibra es más fina, siendo más eficiente al permitir una mejor redistribución de esfuerzos.

La forma de la fibra tiene un impacto importante en su adherencia con el concreto; pueden ser rectas, onduladas, corrugadas, con extremos de distintas formas, etc. Su sección transversal puede ser circular, rectangular, semicircular, irregular o de sección transversal variable. Sólo se aceptan fibras corrugadas.

Las macrofibras sintéticas se pueden utilizar como refuerzo para el control del agrietamiento por cambios volumétricos. Algunas aplicaciones comunes para el uso de macrofibras plásticas son losas sobre la rasante, pisos industriales, sobrecapas y capas de compresión.

2.3.4.3 Criterio de diseño de concretos con fibras

2.3.4.3.1 Requerimientos de los concretos con fibras

2.3.4.3.1.1 El concreto empleado deberá ser Clase 1A, Clase 1B, de alta resistencia (véase 15.2) o de ultra alto desempeño (véase 15.3). El proporcionamiento de mezcla debe ajustarse para alcanzar una trabajabilidad adecuada y optimizar la función de las fibras.

2.3.4.3.1.2 El concreto reforzado con fibras deberá especificarse en base a la tenacidad (en joules J), la cual es una medida de la capacidad de absorber energía durante la deformación y se estima a partir del área abajo de la curva carga-desplazamiento, de acuerdo con NMX-C-535-ONNCCE-2017. También se puede emplear la norma NMX-C-538-ONNCCE-2017 para determinar la resistencia al agrietamiento, tenacidad y resistencia residual a tensión o la norma NMX-C-539-ONNCCE-2017 para determinar la tenacidad a la flexión utilizando el panel circular con carga central.

2.3.4.3.1.3 Para tomar en cuenta la contribución de las fibras, la resistencia residual a flexión se deberá determinar de acuerdo con la norma NMX-C-535-ONNCCE-2017 (véase tabla 2.3.1.1).

2.3.4.3.1.4 La concentración de las fibras metálicas en el concreto debe ser superior a 0.50 por ciento del volumen y la concentración de las fibras sintéticas en el concreto debe ser superior a 0.75 por ciento del volumen. En ambos casos se deberá cumplir con la relación de aspecto indicada en 2.3.4.2.2.

2.3.4.3.1.5 El dimensionamiento de miembros de concreto reforzado con barras y fibras de acero deberá basarse en los requisitos de los Capítulos 3 a 8 de esta Norma.

2.3.4.3.1.6 Se aceptará que el diseño estructural se realice de acuerdo con la Guía de Diseño con Concreto Reforzado con Fibras de ACI PRC-544.4R.

2.3.4.3.1.7 El empleo de fibras en el concreto deberá ser autorizado por el Proyectista, con el visto bueno del Director.

Comentario:

Para mejorar la trabajabilidad del concreto reforzado con fibras, se puede limitar el tamaño y contenido del agregado, optimizar la granulometría, incrementar el contenido de cemento y/o de materiales cementantes suplementarios, así como emplear aditivos superplastificantes.

2.3.4.3.2 Concreto reforzado con fibras sintéticas

2.3.4.3.2.1 Las fibras sintéticas podrán utilizarse para sustituir parcial o totalmente el acero requerido por cambios volumétricos. Solamente se permitirá el uso de concreto reforzado con fibras sintéticas en losas sobre el terreno y en capas de compresión de losacero y de sistemas prefabricados para restringir el agrietamiento.

2.3.4.3.3 Concreto reforzado con fibras de acero

2.3.4.3.3.1 Las fibras de acero se pueden utilizar para restringir el agrietamiento y/o para sustitución de la cuantía mínima de refuerzo por cortante.

2.3.4.3.3.2 Cuando las fibras utilizadas sean de acero, el ion cloruro total aportado por los materiales componentes del concreto no deberá exceder 0.4 por ciento del peso del material cementante.

Comentario:

Las características de la gráfica carga-deflexión posterior al agrietamiento dependen, en gran parte, del tipo de fibra seleccionado, el porcentaje volumétrico de fibra usado y de su mecanismo de anclaje.

Las resistencias últimas a flexión y cortante se incrementan en relación con el volumen de fibras y con la relación de aspecto. Por ejemplo, fibras con relación de aspecto menores que 50 y concentraciones menores que 0.50 por ciento del volumen, tienen un efecto despreciable en las propiedades de resistencia mecánica.

Las fibras pueden inhibir las grietas satisfactoriamente y mejorar la resistencia al deterioro del material como consecuencia de fatiga, impacto y contracción por secado o esfuerzos térmicos.

En aplicaciones donde no es esencial la presencia de refuerzo continuo para la seguridad e integridad de la estructura, (pisos sobre el terreno, pavimentos, recubrimientos y revestimientos con concreto lanzado), el refuerzo con fibras puede ser satisfactorio como refuerzo total.

Bajo carga estática la tenacidad en flexión se define como el área bajo la curva carga-desplazamiento en flexión y representa la energía total absorbida antes de que las fibras se separen totalmente del espécimen. Los índices de tenacidad en flexión se calculan como la relación entre el área bajo la curva carga-desplazamiento del concreto con fibra hasta una deflexión final específica y el área hasta la aparición de la primera grieta o el área de la curva carga-deflexión de la matriz sin fibras. A continuación, se muestran resultados de ensayos de vigas de concreto realizados por Mendoza y López (2016). En la fig. C2.3.4.a se muestra el comportamiento de la curva carga-desplazamiento de una viga de concreto estandarizada sin refuerzo.

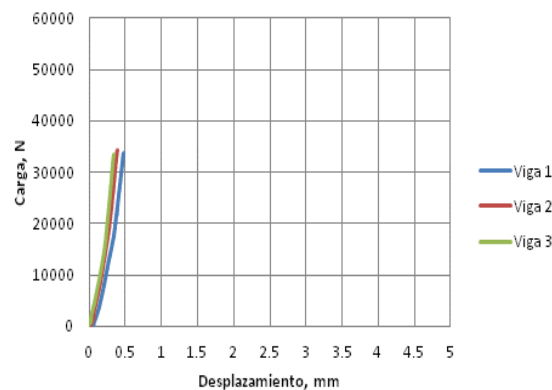


Figura C2.3.4.a - Concreto simple bajo el ensayo NMX-C-535-ONNCCE-2017

En la fig. C2.3.4.b se muestra el comportamiento de la curva carga-desplazamiento de una viga de concreto estandarizada reforzada con 60 kg/m³ de macrofibras de acero.

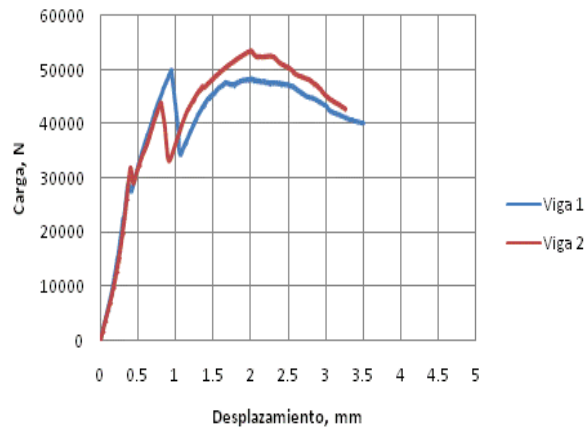


Figura C2.3.4.b - Concreto reforzado con 60 kg/m³ de macrofibras de acero bajo el ensayo NMX-C-535-ONNCCE-2017

En la fig. C2.3.4.c se muestra el comportamiento de la curva carga-desplazamiento de una viga de concreto estandarizada reforzada con 7 kg/m³ de macrofibras de polipropileno.

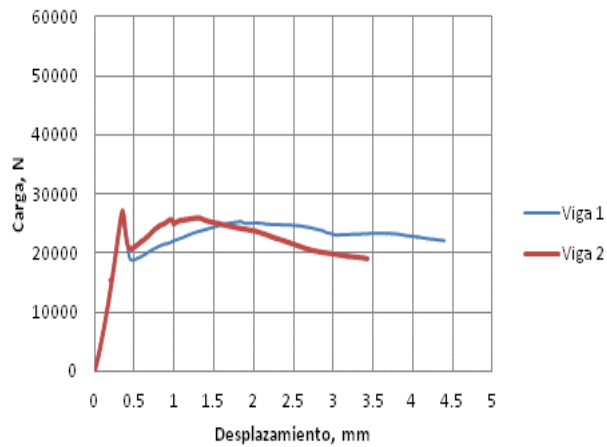


Figura C2.3.4.c - Concreto reforzado con 7 kg/m³ de macrofibras de polipropileno bajo el ensayo NMX-C-535-ONNCCE-2017

2.3.5 Concreto con agregado reciclado

2.3.5.1 Requisitos generales

2.3.5.1.1 Se aceptará el uso de concreto con agregado reciclado con f_c' al menos de 20 MPa (200 kg/cm²).

2.3.5.1.2 Las aplicaciones para concretos con agregado reciclado corresponderán a las del concreto Clase 2. Serán aplicables los requisitos de la tabla 2.2.1 que no sean modificados en 2.3.5. Las prescripciones correspondientes establecidas en esta Norma para concreto Clase 2 son aplicables al diseño estructural de concreto reciclado.

2.3.5.1.3 Se deben establecer depósitos separados e identificados para agregados naturales y reciclados.

2.3.5.2 Requisitos para el agregado grueso reciclado

2.3.5.2.1 El tamaño mínimo para el agregado grueso reciclado será de 4.75 mm (malla no. 4). El contenido de partículas que pasa la malla no. 4 no deberá ser superior a 5 por ciento. El contenido de terrones de arcilla en el agregado grueso reciclado no deberá ser superior a 0.6 por ciento y en el agregado grueso natural a 0.15 por ciento.

2.3.5.2.2 Para su uso como concreto estructural, el contenido de agregado grueso reciclado se limitará a 20 por ciento, en masa, del contenido total de agregado grueso.

2.3.5.2.3 El agregado grueso reciclado puede emplearse tanto para concreto simple como para concreto reforzado.

2.3.5.2.4 No se permite el empleo de agregado fino reciclado como sustituto parcial o total del agregado fino, ni de agregado grueso procedente de estructuras con patologías que puedan afectar la calidad del concreto.

2.3.5.2.5 La absorción del agregado combinado debe ser inferior a 7 por ciento. La absorción del agregado grueso natural debe ser inferior a 4.5 por ciento.

2.3.5.2.6 La resistencia al desgaste de la combinación de agregados en la prueba Los Ángeles debe ser inferior a 40 por ciento de acuerdo con NMX-C-196-ONNCCE-2010.

2.3.5.2.7 Se deberá controlar en el agregado reciclado el contenido de impurezas limitando los valores máximos a lo establecido en la tabla 2.3.5.2.7.

Tabla 2.3.5.2.7 – Impurezas máximas en el agregado reciclado

Impurezas	Máximo contenido de impurezas, porcentaje del peso total de la muestra
Material cerámico	5
Partículas ligeras	1
Asfalto	1
Otros materiales (vidrio, plásticos, metales, madera, papel, etc.)	1

2.3.5.2.8 Se deberá determinar el contenido total de cloruros de acuerdo con lo requerido en 4.9.1.

2.3.5.2.9 Los agregados reciclados no deberán presentar reactividad potencial con los álcalis del cemento. Deberán cumplir con lo requerido en 4.11.

2.3.5.2.10 Se aceptará considerar que la durabilidad del concreto con agregado reciclado, con un porcentaje de agregado reciclado no superior a 20 por ciento, sea equivalente a la que presenta un concreto convencional Clase 2 si se satisfacen los requisitos establecidos en el Capítulo 4.

Comentario:

El empleo de agregados reciclados en la fabricación de concreto tiene su origen en la necesidad de protección al medio ambiente, así como de consideraciones de sustentabilidad y resiliencia (véase Apéndice C), mediante el procesamiento de los residuos de la construcción y demolición de estructuras de concreto, y la reducción al mismo tiempo de la explotación de fuentes de suministro de agregados naturales. Debido a que los agregados reciclados están formados por partículas de rocas y de mortero de cemento adherido a ellas, las propiedades difieren de la de los agregados que le dieron origen; usualmente tienen una densidad menor y una absorción mayor que la de los agregados naturales de los que provienen.

2.3.6 Morteros fluidos y lechadas (*grouts*)

2.3.6.1 Requisitos generales

2.3.6.1.1 Los morteros fluidos y lechadas (*grouts*) deberán cumplir con lo indicado en 16.4.1.6.

2.4 Acero para refuerzo

2.4.1 Alcance

2.4.1.1 En esta sección se establecen requisitos sobre propiedades de materiales, propiedades de materiales para fines de diseño, así como de durabilidad y recubrimientos mínimos de a) a d):

- a) Barras y alambres ordinarios (véase 2.4.2)
- b) Acero de presfuerzo (véase el Capítulo 11)
- c) Pernos lisos con cabeza (véase 2.4.3)
- d) Requisitos de durabilidad y de recubrimiento (véase 2.4.4).

2.4.2 Barras y alambres ordinarios

2.4.2.1 Propiedades de los materiales

2.4.2.1.1 Las barras y alambres ordinarios (no para presfuerzo) deberán ser corrugados con excepción de lo indicado en 2.4.2.1.6 y en la tabla 2.4.2.2.4.b.

2.4.2.1.2 Las barras corrugadas deberán cumplir con las normas indicadas en a), b), c) o d). No se permitirá el uso de barras de tamaño mayor que no. 18:

- a) NMX-B-506-CANACERO-2019, de acero al carbón, incluyendo los requisitos especificados en la tabla 2.4.2.1.2.a
- b) NMX-B-457-CANACERO-2019, de acero de baja aleación, incluyendo los requisitos 1) a 3):
 - 1) Las propiedades a tensión del acero ASTM A705 Grado 70 serán las establecidas en la tabla 2.4.2.1.2.c
 - 2) Los requisitos para el alargamiento uniforme de barras de cualquier grado que cumpla con NMX-B-506, NMX-B-457 y ASTM A706 serán las especificadas en las tablas 2.4.2.1.2.a, 2.4.2.1.2.b y 2.4.2.1.2.c, donde el alargamiento uniforme se determinará como el alargamiento a la máxima fuerza resistida por el espécimen de barra ensayado
 - 3) Para todos los grados de acero NMX-B-457, el radio en la base de cada corruga será al menos 1.5 veces la altura de la corruga. Este requisito aplica a todo tipo de corruga, incluidas las transversales, longitudinales, marcas y corrugas de grado, así como en las intersecciones entre corrugas. El cumplimiento se evaluará a partir de mediciones en barras fabricadas con rodillos nuevos, en lugar de tomarse de muestras de cualquier barra
- c) ASTM A996M – de acero proveniente de eje y riel; el riel tendrá que ser tipo R
- d) ASTM A1035M – de acero al bajo carbón y con cromo.

Tabla 2.4.2.1.2.a – Resistencia a la tensión modificada y requisitos para propiedades adicionales a la tensión para refuerzo NMX-B-506-CANACERO-2019

Requisitos	Grado 42	Grado 56	Grado 70
Esfuerzo de fluencia mínimo, MPa (kg/cm ²)	412 (4 200)	No aplica	No aplica
Resistencia mínima a la tensión, MPa (kg/cm ²)	560 (5 500)	700 (6 900)	790 (7 900)
Relación mínima entre la resistencia a la tensión real y el esfuerzo de fluencia real	1.25	1.25	1.25

Tabla 2.4.2.1.2.b – Requisitos de tensión para refuerzo NMX-B-457-CANACERO-2019

Requisitos	Grado 42	Grado 56
Resistencia mínima a la tensión, MPa (kg/cm ²)	550 (5 600)	690 (7 030)
Esfuerzo de fluencia, mínimo, MPa (kg/cm ²)	412 (4 200)	550 (5 600)
Esfuerzo de fluencia, máximo, MPa (kg/cm ²)	540 (5 500)	675 (6 880)
Relación mínima entre la resistencia a la tensión real y el esfuerzo de fluencia real	1.25	1.25
Alargamiento a la fractura en 200 mm, mínimo, %		
Designación 3, 4, 5, 6	14	12
Designación 7, 8, 9, 10, 11, 12	12	12
Designación 14, 16, 18	10	10

Tabla 2.4.2.1.2.c – Requisitos de tensión para refuerzo ASTM A706

Requisitos	Grado 42	Grado 56	Grado 70
Resistencia mínima a la tensión, MPa (kg/cm ²)	550 (5 600)	690 (7 000)	805 (8 190)
Esfuerzo de fluencia, mínimo, MPa (kg/cm ²)	420 (4 200)	550 (5 600)	690 (7 000)
Esfuerzo de fluencia, máximo, MPa (kg/cm ²)	540 (5 500)	675 (6 880)	815 (8 260)
Relación mínima entre la resistencia a la tensión real y el esfuerzo de fluencia real	1.25	1.25	1.17
Alargamiento a la fractura en 200 mm, mínimo, %			
Designación 3, 4, 5, 6	14	12	10
Designación 7, 8, 9, 10, 11	12	12	10
Designación 14, 18	10	10	10

2.4.2.1.3 Las barras lisas para refuerzo helicoidal deberán cumplir con las normas de 2.4.1.2, con excepción de ASTM A996M.

2.4.2.1.4 Las mallas de barras soldadas deberán cumplir con la norma ASTM A184M. Las barras corrugadas que se usen en mallas con barras corrugadas soldadas deberán cumplir con NMX-B-506-CANACERO-2019 o NMX-B-457-CANACERO-2019.

2.4.2.1.5 Barras corrugadas con cabeza deberán satisfacer ASTM A970M, incluyendo el Anexo A1 para las dimensiones de la cabeza clase HA.

2.4.2.1.6 Los alambres corrugados, lisos, mallas de alambre soldado corrugado o liso deberán cumplir con la norma NMX-B-290-CANACERO-2021 si el acero es al carbón o la norma ASTM A1022/1022M si es inoxidable. El esfuerzo de fluencia se obtendrá según 2.4.2.1.7.

2.4.2.1.6.1 Se permitirá el uso de alambres corrugados que cumplan con la norma NMX-B-253-CANACERO-2020.

2.4.2.1.6.2 Se permitirán alambres corrugados de mayor tamaño que D31 (16 mm) en refuerzo soldado si se trata como alambre liso en el cálculo de las longitudes de desarrollo y traslape según 14.4.7 y 14.5.4, respectivamente.

2.4.2.1.6.3 Con excepción de lo permitido en refuerzo soldado usado para estribos abiertos y grapas según 14.7.2, la separación entre intersecciones soldadas en refuerzo de alambre soldado en la dirección del esfuerzo calculado no excederá a) o b):

- a) 400 mm para refuerzo soldado de alambres corrugados
- b) 300 mm para refuerzo soldado de alambres lisos.

2.4.2.1.7 El esfuerzo de fluencia de barras y alambres ordinarios se determinará mediante el método del corrimiento (*offset*), usando un corrimiento de 0.2 por ciento según NMX-B-172-CANACERO-2018 o del punto de fluencia con el método de interrupción de la carga, siempre que el acero ensayado tenga un punto de fluencia bien definido.

Comentario:

Los diámetros correspondientes a los números de designación establecidos en las normas NMX-B-506-CANACERO-2019 y NMX-B-457-CANACERO-2019, así como los indicados en las normas ASTM A 615 y ASTM A 706, se muestran en la tabla C2.4.2:

Tabla C2.4.2 – Número de designación y diámetro de barras corrugadas de refuerzo según NMX y ASTM

Número de designación	Diámetro (mm)	
	NMX-B-506-CANACERO-2019 y NMX-B-457-CANACERO-2019	ASTM A615 y ASTM A706
2.5	7.9	----
3	9.5	10
4	12.7	13
5	15.9	16
6	19	19
7	22.2	22
8	25.4	25
9	28.6	29
10	31.8	32
11	34.9	36
12	38.1	----
14	44.5	43
16	50.8	----
18	57.2	57
20	----	64

2.4.2.2 Propiedades de materiales para fines de diseño

2.4.2.2.1 En barras y alambres ordinarios, un esfuerzo en el acero menor que f_y se calculará como E_s veces la deformación unitaria. Para deformaciones unitarias mayores que la correspondiente a f_y , el esfuerzo se considerará constante e igual a f_y . En el análisis no lineal de estructuras (véanse 3.3.7 y Apéndice A) se deberá usar la gráfica esfuerzo - deformación unitaria completa.

2.4.2.2.2 El módulo de elasticidad del acero de barras y alambres ordinarios, E_s , se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²).

2.4.2.2.3 En el cálculo de resistencias, se deberán usar los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , según el grado del refuerzo, establecidos en las normas citadas en 2.4.2.1.2. En ningún caso deberán exceder los valores señalados en 2.4.2.2.4 de acuerdo con su aplicación.

2.4.2.2.4 El tipo de barras y alambres ordinarios para ser usado en una aplicación estructural dada deberá ser conforme lo requerido en la tabla 2.4.2.2.4.a y en la tabla 2.4.2.2.4.b para refuerzo liso en refuerzo helicoidal (zunchos).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 2.4.2.2.4.a – Tipo de barras y alambres ordinarios según su uso y aplicación

Uso	Aplicación		Valor máximo de f_y permitido para diseño, MPa (kg/cm^2)	Normas NMX aplicables o ASTM equivalentes			
				Barras corrugadas	Alambres corrugados	Refuerzo de alambre soldado	Mallas de barras corrugadas soldadas
Momento flexionante, fuerza axial, contracción y temperatura	Estructuras de ductilidad alta y media	Marcos a momento	700 (7 000)	NMX-B-457 ^[2]	No permitido	No permitido	No permitido
		Muros ^[1]	700 (7 000)				
	Estructuras de ductilidad baja	Marcos a momento	560 (5 600)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	No permitido	No permitido	No permitido
		Muros ^[3]	700 (7 000)				
Otras		700 ^[4] (7 000)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	NMX-B-290, A1064M, A1022M	A184M ^[5]	
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento del concreto	Estructuras de ductilidad alta		700 (7 000)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M ^[6] , A1022M ^[6]	No permitido
	Refuerzo helicoidal (zunchos)		700 (7 000)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	No permitido	No permitido
	Otras		560 (5 600)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M	NMX-B-253, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
Fuerza cortante	Estructuras de ductilidad alta ^[7]	Marcos a momento ^[8]	560 (5 600)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M ^[6] , A1022M ^[6]	No permitido
		Muros ^[9]	700 (7 000)				
	Refuerzo helicoidal (zunchos)		420 (4 200)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	No permitido	No permitido
	Cortante por fricción		420 (4 200)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
	Estribos abiertos, grapas, estribos cerrados de confinamiento		420 (4 200)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M y alambre liso electrosoldado A1022M	No permitido
560 (5 600)			No permitido	No permitido	A1064M y alambre corrugado soldado A1022M	No permitido	
Momento torsionante	Longitudinal y transversal		420 (4 200)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
Refuerzo para anclajes	Estructuras de ductilidad alta		560 (5 600)	NMX-B-457 ^[2]	No permitido	No permitido	No permitido
	Estructuras de ductilidad baja y media		560 (5 600)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M, A1022M	A184M ^[5]
	Barras con cabeza		560 (5 600)	NMX-B-457, A970M	No permitido	No permitido	No permitido
Regiones diseñadas con el método de puntales y tensores (Cap. 10)	Tensores longitudinales		560 (5 600)	NMX-B-506, NMX-B-457, A996M, A1035M	NMX-B-253, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
	Otros		420 (4 200)				

^[1] Todos los componentes de muros estructurales de ductilidad alta y media, incluyendo vigas de acoplamiento, elementos de borde y muros-columna.

^[2] Se permite NMX-B-506-CANACERO-2019 Grado 42 si se cumple con los requisitos i) a iv). No se permitirá el uso de NMX-B-506 Grado 56 ni Grado 70 en estructuras de ductilidad media ni de ductilidad alta.

i) El esfuerzo de fluencia real medido en ensayos en la siderúrgica no excede f_y en más de 125 MPa (1 250 kg/cm^2).

- ii) La relación entre la resistencia a la tensión real al esfuerzo de fluencia real es al menos 1.25.
 - iii) El alargamiento mínimo de rotura en una longitud de medición de 200 mm debe ser al menos 14 por ciento en barras no. 3 hasta no. 6, al menos 12 por ciento para barras no. 7 hasta no. 12, y al menos 10 por ciento para barras no. 14 y 18.
 - iv) El alargamiento mínimo uniforme debe ser al menos 9 por ciento para barras no. 3 hasta no. 10, al menos 6 por ciento para barras no. 12, 14 y 18.
- ^[3] Todos los componentes de muros estructurales de ductilidad baja, incluyendo vigas de acoplamiento y muros-columna.
- ^[4] En losas y vigas que no sean parte de un sistema de ductilidad alta, las barras que pasan a través o se extienden desde un sistema de muros estructurales de ductilidad alta deberán cumplir con:
- i. NMX-B-457-CANACERO-2019 Grado 42, Grado 56 y Grado 70
 - ii. NMX-B-506-CANACERO-2019 Grado 42 si se cumple con [2].
- ^[5] Las mallas de barras corrugadas soldadas sólo se permite que sean hechas usando barras corrugadas que cumplen con NMX-B-506-CANACERO-2019 o NMX-B-457-CANACERO-2019 Grado 42 o Grado 56.
- ^[6] No se permite usar barras NMX-B-253-CANACERO-2013 y ASTM A1022/1022M en estructuras de ductilidad alta cuando se requiere que la soldadura resista esfuerzos provenientes de confinamiento, soporte lateral de barras longitudinales, cortante u otras acciones.
- ^[7] Esta aplicación también incluye refuerzo para cortante con un valor máximo de f_y de 560 MPa (5 600 kg/cm²) para el diseño de diafragmas y cimentaciones para combinaciones de carga que incluyan el sismo, y cuando sean parte de una estructura de ductilidad alta.
- ^[8] El refuerzo de cortante en esta aplicación incluye estribos abiertos, grapas, estribos cerrados de confinamiento y refuerzo helicoidal en marcos de ductilidad alta.
- ^[9] El refuerzo de cortante en esta aplicación incluye todo el refuerzo transversal en muros estructurales de ductilidad alta, vigas de acoplamiento y muros-columna. Las barras diagonales en vigas de acoplamiento deberán cumplir con NMX-B-457-CANACERO-2019 o con [2].

Tabla 2.4.2.2.4.b – Tipo de barras y alambres ordinarios lisos para refuerzo helicoidal

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para diseño, MPa (kg/cm ²)	ASTM	
			Barras lisas	Alambres lisos
Soporte lateral de barras longitudinales o confinamiento de concreto	Refuerzo helicoidal en estructuras de ductilidad alta	700 (7 000)	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
	Refuerzo helicoidal	700 (7 000)	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Cortante	Refuerzo helicoidal	420 (4 200)	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
Torsión en vigas no presforzadas	Refuerzo helicoidal	420 (4 200)	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M

Comentario:

Para los casos en que áreas de la estructura requieran considerar el uso de acero inoxidable como refuerzo en el diseño, se pueden tomar en cuenta los requerimientos de ACI 318-19 y de NMX-B-522.

2.4.3 Pernos lisos con cabeza

2.4.3.1 Los pernos lisos con cabeza y los aditamentos de montaje y sujeción de pernos deberán cumplir con la norma ASTM A1044M.

2.4.3.2 El valor máximo de f_{yt} permitido en los cálculos de diseño será 360 MPa (3 600 kg/cm²).

Comentario:

En esta versión de la Norma se acepta el uso de pernos lisos con cabeza. Estos pernos tienen un área de la cabeza al menos diez veces el área del fuste. Asimismo, en la norma ASTM A1044M se establece que el ancho y espesor del material usado para el riel de soporte sea suficiente para proveer el anclaje requerido que evite la fluencia del perno con diámetros de 0.375, 0.500, 0.625 y 0.750 pulgadas (9.5, 12.7, 15.9 y 19 mm, respectivamente). Asimismo, en la norma se establece que la resistencia mínima a tensión sea de 457 MPa (4 570 kg/cm²).

2.4.4 Durabilidad del acero de refuerzo

2.4.4.1 Se cumplirán los requisitos sobre durabilidad del acero de refuerzo del Capítulo 4.

3. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1 Alcance

3.1.1 En este capítulo se presentan los requisitos mínimos de análisis y diseño, mencionados en a) a i):

- a) Estructuración (véase 3.2)
- b) Análisis en general (véase 3.3)
- c) Análisis de losas (véase 3.4)
- d) Análisis de losas apoyadas en columnas (losas planas) (véase 3.5)
- e) Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión (véase 3.6)
- f) Análisis y diseño de elementos presforzados (véase 3.7)
- g) Factores de resistencia (véase 3.8)
- h) Dimensiones de diseño (véase 3.9)
- i) Revestimientos (véase 3.10).

3.2 Estructuración

3.2.1 Sistema estructural resistente a cargas gravitacionales y fuerzas laterales

3.2.1.1 El Sistema Estructural Resistente a Cargas Gravitacionales y Fuerzas Laterales (SERCGFL) deberá considerarse constituido por todos los elementos estructurales que transmiten las fuerzas que actúan en la estructura a la cimentación. El Director y, en su caso, el Corresponsable deberá verificar que esté establecido claramente en la memoria de cálculo cuál es el SERCGFL de la estructura y cuál es la trayectoria de fuerzas y acciones correspondiente. Todos los elementos estructurales que forman parte del SERCGFL deberán cumplir las especificaciones sobre estados límite de falla y servicio, así como con los requisitos de durabilidad y protección contra fuego de esta Norma. Las uniones o conexiones entre elementos estructurales del SERCGFL deberán permitir que las fuerzas puedan transmitirse a través de ellas.

3.2.1.2 Las irregularidades de los SERCGFL se tomarán en cuenta de acuerdo con lo dispuesto en el Capítulo 5 de la NTC-Sismo.

Comentario:

En algunas revisiones de estructuras construidas o de planos y memorias de cálculo no ha sido posible identificar claramente cuál es el sistema estructural que debe resistir las cargas gravitacionales y las fuerzas laterales, en particular las inducidas por el sismo. Por esta razón, se introduce el concepto de Sistema Estructural Resistente a Cargas Gravitacionales y Fuerzas Laterales (SERCGFL) para referirse al conjunto de elementos estructurales, como losas, columnas, vigas, muros, diafragmas, uniones y conexiones, a través de los cuales se transmiten las cargas gravitacionales y las fuerzas laterales desde el punto en que se originan hasta la cimentación. Estos sistemas han de estar claramente señalados en los planos y memorias de cálculo de tal manera que en el proceso de revisión de la memoria de cálculo se pueda verificar claramente si la estructura cumple con los estados límites de falla y servicio especificados en esta Norma.

3.2.2 Restricciones y limitaciones para el SERCGFL que deba resistir acciones sísmicas

3.2.2.1 El SERCGFL debe conformarse con alguno de los tipos de sistema estructural indicados en la tabla 4.2.1 de la NTC-Sismo o una combinación de sistemas en las direcciones de análisis.

Comentario:

En la tabla 4.2.1 de la NTC-Sismo se presentan los tipos de SERCGFL más usuales en la práctica para estructuras de concreto. Puede observarse que para cada tipo se especifican de uno a tres grados de ductilidad con los que se pueden diseñar las estructuras correspondientes, es decir, ductilidad baja, ductilidad media y ductilidad alta. Para cada tipo de estructura y grado de ductilidad, se especifican también los valores del coeficiente de comportamiento sísmico, Q , que pueden usarse y las distorsiones máximas de entrepiso, γ_{max} , permisibles, para los niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad de vida. Algunos SERCGFL capaces de desarrollar un comportamiento dúctil pueden diseñarse con cualquiera de los grados de ductilidad, como los marcos resistentes a momento contruidos monolíticamente, mientras que otros que no tienen esa capacidad o que no poseen la ventaja de constituir estructuras redundantes o hiperestáticas, sólo pueden diseñarse con criterios de ductilidad baja, como los sistemas con base en columnas de concreto en voladizo. Algunos sistemas pueden diseñarse con ductilidades

media o alta, pero deben cumplir con las condiciones especificadas en la tabla 4.2.1 de la NTC-Sismo, como los marcos de elementos prefabricados. En los comentarios de esa Norma se incluyen aclaraciones y observaciones adicionales a los distintos tipos de estructuración de dicha tabla.

Una vez que se ha definido el SERCGFL y el grado de ductilidad, el diseño de los elementos estructurales de concreto se hace conforme a lo estipulado en esta Norma. Su organización es tal que en el Capítulo 6 se presentan las especificaciones para elementos diseñados con ductilidad baja, en el Capítulo 7 para elementos con ductilidad media, y en el Capítulo 8 para elementos con ductilidad alta. En los capítulos mencionados también se incluyen especificaciones para los diafragmas, así como para las uniones y conexiones entre los elementos.

3.3 Análisis

3.3.1 Aspectos generales

3.3.1.1 Desde el enfoque del comportamiento de los materiales y elementos estructurales, los métodos de análisis podrán ser elástico lineales o inelásticos, y desde el enfoque de la aplicación de las cargas podrán ser estáticos o dinámicos. El comportamiento de los materiales y elementos estructurales se trata en esta Norma, y los criterios y procedimientos para el cálculo de las acciones se encuentran en las NTC-Criterios, NTC-Sismo y NTC-Viento.

3.3.1.2 Los métodos de análisis permitidos en esta Norma serán los indicados en a) a f):

- Método simplificado de análisis de vigas continuas y losas que trabajan en una dirección sometidas a cargas gravitacionales (véase 3.3.3)
- Análisis elástico lineal de primer orden (véase 3.3.4)
- Efectos de esbeltez (véase 3.3.5)
- Análisis elástico lineal de segundo orden (véase 3.3.6)
- Análisis inelástico (véase 3.3.7)
- Análisis por el método de los elementos finitos (véase 3.3.8).

3.3.1.3 Adicionalmente, se permitirá usar los métodos de análisis señalados en a) a d):

- En losas que trabajan en dos direcciones, el método directo de diseño de losas no presforzadas y el método del marco equivalente para losas no presforzadas y presforzadas
- Muros esbeltos analizados según 6.5.5 para efectos fuera de plano
- Diafragmas analizados de acuerdo con 6.8
- Miembro o región del mismo analizado usando el método de puntales y tensores del Capítulo 10 de esta Norma.

3.3.1.4 El modelo de análisis deberá considerar si existen los efectos de variación de las propiedades de la sección transversal a lo largo de los miembros.

3.3.1.5 Las estructuras de concreto se deberán analizar ante sismo con los métodos prescritos en los Capítulos 2, 6 y 7 de la NTC-Sismo, según sea el caso.

3.3.2 Hipótesis para modelación

3.3.2.1 En vigas T y L no presforzadas, el ancho del patín que se considere trabajando a cada lado del alma será el menor de los valores de la tabla 3.3.2.1, donde el ancho efectivo del patín b_p incluye el ancho del alma de la viga b_w más el segmento de losa con un ancho calculado de acuerdo con la misma tabla.

Tabla 3.3.2.1 - Ancho efectivo de patín en secciones L y T

Ubicación del patín	Ancho del patín a los lados de la viga	
Sección T	El menor de:	$8t$
		$L_c/2$
		$L_n/8$
Sección L	El menor de:	$6t$
		$L_c/2$
		$L_n/12$

3.3.2.2 Distribución de la carga viva

3.3.2.2.1 Para el diseño de sistemas de piso que tengan que resistir cargas gravitacionales, con o sin presencia de cargas accidentales, se permitirá suponer que la carga viva se aplica sólo en el nivel analizado.

3.3.2.2.2 La distribución de la carga viva factorizada, tanto para elementos que trabajan en una o en dos direcciones, será aquella que produzca los mayores valores de momento en el punto de interés (momento positivo en el centro del claro del tablero, o momento negativo en los apoyos).

3.3.2.2.3 Si la carga viva es variable y no excede 75 por ciento de la carga muerta, o si la naturaleza de la carga viva es tal que todos los tableros se cargarán simultáneamente, se permitirá suponer que los valores de momento máximo en todas las secciones ocurren con la carga viva factorizada aplicada simultáneamente a todos los tableros.

3.3.2.2.4 Si inclusiones o elementos embebidos crean huecos en el plano de las losas cuya cualquier dimensión exterior sea mayor que 1/3 del espesor de la losa, o están separados entre sí a menos de tres diámetros o anchos medidos a centros, se deberán considerar los efectos de aplicar la carga viva sobre una parte de la losa, así como los efectos de patrones de carga definidos en 3.3.2.2.5.

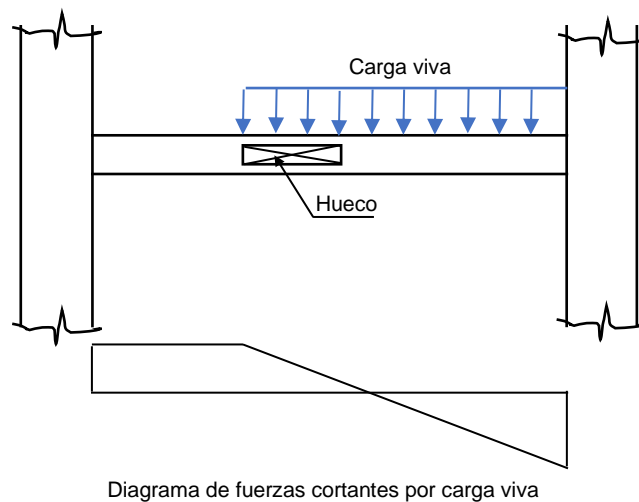


Figura 3.3.2.2.4 – Representación esquemática de inclusiones o elementos embebidos que generan huecos en el plano de las losas

3.3.2.2.5 Si no se conoce la distribución de la carga viva o la condición de carga es distinta de las definidas en 3.3.2.2.3 o 3.3.2.2.4, se permitirá suponer a) y b):

- El máximo momento positivo M_u cerca del centro del tablero ocurre con 75 por ciento de la carga viva factorizada en el tablero y tableros alternados
- El máximo momento negativo M_u en el soporte ocurre con 75 por ciento de la carga viva factorizada en tableros adyacentes.

Comentario:

El uso de sólo 75 por ciento de la carga viva factorizada para calcular los máximos momentos debido a patrones de carga se basa en el hecho de que los momentos positivos y negativos máximos debido a carga viva no pueden ocurrir simultáneamente y que, por tanto, es posible que ocurra una redistribución de momentos antes de que ocurra la falla. Si bien este procedimiento conduce a concentraciones de esfuerzos locales bajo la carga viva factorizada total si se distribuye como se señala, la resistencia de diseño de la losa después de la redistribución de momentos no es menor que la que se requiere que resista la losa en todos los tableros si se somete a la totalidad de las cargas muerta y viva factorizadas en todos los tableros.

Si las aberturas o huecos en el plano de una losa causan discontinuidades locales, es conveniente considerar la aplicación de la carga viva sólo en parte del tablero de la losa, en especial sobre la parte de la losa con hueco o colocada adyacente a dicha parte. La presencia de aberturas o huecos en el plano de la losa, y su influencia en la resistencia a flexión, cortante y deflexiones deberá considerarse, incluyendo la evaluación de la posibilidad que se formen secciones críticas creadas por las aberturas y vacíos.

3.3.3 Método simplificado de análisis para vigas continuas y losas que trabajan en una dirección sometidas a cargas gravitacionales

3.3.3.1 Se permitirá calcular el momento y cortante último debido a cargas gravitacionales de acuerdo con este inciso para vigas y losas continuas que trabajan en una dirección que satisfacen a) a e):

- Los miembros son prismáticos
- Las cargas se distribuyen uniformemente
- El valor de carga viva no es mayor que tres veces el valor de la carga muerta
- Hay al menos dos claros
- El mayor de dos claros adyacentes no exceda al más corto en más de 20 por ciento.

3.3.3.2 El valor de momento último debido a las cargas gravitacionales se debe calcular de acuerdo con la tabla 3.3.3.2.

Tabla 3.3.3.2 - Valores de momento aproximados para vigas continuas y losas trabajando en una dirección

Momento	Ubicación	Condición	M_u
Positivo	Claros extremos	Extremo discontinuo pero monolítico con el apoyo	$w_u L_n^2 / 14$
		Extremo discontinuo y sin restricción	$w_u L_n^2 / 11$
	Claros interiores	Todos	$w_u L_n^2 / 16$
Negativo	Bordes interiores de borde exterior	Losa colada monolíticamente con la viga de apoyo	$w_u L_n^2 / 24$
		Losa colada monolíticamente con la columnas de apoyo (losa plana)	$w_u L_n^2 / 16$
	Todos los demás casos	Todos	$w_u L_n^2 / 10$

3.3.3.2.1 Para calcular los momentos negativos, L_n será el promedio de las longitudes de los claros adyacentes.

3.3.3.3 Los momentos calculados según 3.3.3.2 no pueden ser redistribuidos.

3.3.3.4 El valor del cortante último debido a cargas gravitacionales se debe calcular de acuerdo a la Tabla 3.3.3.4.

Tabla 3.3.3.4 – Valores de cortantes aproximados para vigas continuas y losas trabajando en una dirección

Ubicación	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1.15 w_u L_n / 2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_u L_n / 2$

3.3.4 Análisis elástico lineal de primer orden

3.3.4.1 Requisitos generales

3.3.4.1.1 Los efectos de esbeltez se deberán considerar de acuerdo con 3.3.5, a menos que se permita que sean despreciados de conformidad con 3.3.5.2.1.

3.3.4.1.2 Se permitirá la redistribución de momentos calculados mediante un análisis elástico de primer orden de acuerdo con 3.3.5.2.6.

3.3.4.2 Se permitirá simplificar el modelo de análisis por los supuestos a) y b):

- a) Se permitirá que las losas macizas o los sistemas de viguetas trabajando en una dirección construidos monolíticamente con los apoyos, con claros libres no mayores de 3 m, se analicen como miembros continuos sobre apoyos simples con claros iguales a las distancias entre ejes de vigas y/o elementos de soporte
- b) Para marcos o construcción continua, se permitirá suponer que las zonas correspondientes a las conexiones entre elementos son rígidas.

3.3.4.3 Cuando se apliquen métodos de análisis elásticos con cargas factorizadas, tanto para el correspondiente al estado límite de falla, como para el de servicio, se calcularán los momentos de inercia y las áreas transversales de acuerdo con las tablas 3.3.4.3.a o 3.3.4.3.b Se aceptará usar un análisis más riguroso para determinar estos valores.

Tabla 3.3.4.3.a - Momentos de inercia y áreas transversales para análisis elásticos con cargas factorizadas

Elemento	Momento de inercia	Área de sección transversal para deformación axial	Área de sección transversal para deformaciones por cortante
Vigas y muros agrietados ^[1]	$0.35I_g$	A_g	$b_w h$
Columnas agrietadas	$0.50 I_g$		
Columnas y muros no agrietados	$0.70 I_g$		
Losas planas ²	$0.25I_g$		

^[1] En vigas T se deberán incluir los anchos de patín especificados en 3.3.2.1.

^[2] En el caso de losas, considérese que el peralte del elemento está identificado con la variable t .

Tabla 3.3.4.3.b – Valores alternativos de momentos de inercia para análisis elásticos con cargas factorizadas

Elemento	Valor alternativo de I para análisis elástico		
	Mínimo	I	Máximo
Columna y muro	$0.35 I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right)$	$0.875 I_g$
Viga y losa plana	$0.25 I_g$	$(0.10 + 25p) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5 I_g$

Para elementos continuos a flexión, se permitirá que I se tome como el promedio de los valores obtenidos para las secciones críticas de momento positivo y negativo. P_u y M_u se calcularán a partir de la combinación de carga en consideración, o la combinación de P_u y M_u que produzca el menor valor de I .

3.3.4.4 Si hay cargas laterales sostenidas, los momentos de inercia de columnas y muros se dividirán por $(1 + \beta_{ds})$, donde β_{ds} es la relación del cortante sostenido máximo dentro de un entrepiso y el cortante máximo en ese entrepiso asociado con la misma combinación de carga de análisis.

3.3.4.4.1 Para el análisis bajo cargas laterales factorizadas, se permitirá suponer que la rigidez de los elementos sea a), b) o el calculado mediante un análisis más detallado, considerando las rigideces efectivas de todos los elementos bajo las condiciones de carga:

- a) Las propiedades de la sección definidas en las tablas 3.3.4.3.a o 3.3.4.3.b
- b) $I=0.5I_g$ para todos los elementos.

3.3.4.5 En estructuras continuas se admitirá redistribuir los momentos flexionantes obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más de 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más de 10 por ciento en columnas y en losas planas.

3.3.4.6 Análisis bajo cargas de servicio

3.3.4.6.1 Los análisis ante las cargas de servicio (cargas permanentes) deberán realizarse considerando las características geométricas de las secciones transversales de los elementos estructurales de acuerdo con las Clases establecidas en la tabla 3.3.4.6.1 y en la tabla 13.3.2.1.1. El dimensionamiento de las estructuras y de los elementos que las componen se efectuará

de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en la NTC-Criterios y en esta Norma.

Tabla 3.3.4.6.1 – Clases de elementos y requerimientos para análisis en condiciones de servicio

	Clase A	Clase T	Clase SA
Propiedades de las secciones transversales de elementos viga, losa y muro	Sección agrietada	Sección bruta	Sección bruta
Propiedades de las secciones transversales de elementos columna	Sección bruta	Sección bruta	Sección bruta

3.3.4.6.2 Las deflexiones inmediatas y dependientes del tiempo, provenientes de cargas gravitacionales deberán calcularse de acuerdo con 13.4.

3.3.4.6.3 Se permitirá calcular las deflexiones laterales inmediatas mediante el uso de un momento de inercia igual a 1.4 veces I definido en 3.3.4.3 o mediante un análisis más detallado, sin que este valor exceda I_g .

Comentario:

En el caso de estructuras que no sufren desplazamientos laterales significativos, las fuerzas internas obtenidas de los análisis estructurales lineales dependen principalmente de las rigideces a flexión relativas entre los miembros. Los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas axiales obtenidas no cambian mucho usando distintas hipótesis para calcular las rigideces a flexión, siempre que se usen las mismas para todos los elementos.

Sin embargo, en estructuras que sufren desplazamientos grandes, tanto la magnitud de esos desplazamientos como las fuerzas internas calculadas, dependen mucho de las hipótesis con las que se calculen los momentos de inercia y las rigideces a flexión de los elementos. Por esta razón, varios investigadores han planteado propuestas para estimar un momento de inercia efectivo con el cual se puedan realizar análisis elásticos que proporcionen resultados de fuerzas internas y de desplazamientos semejantes a los obtenidos con análisis más elaborados o ensayos de laboratorio (Kuntia y Ghosh, 2004; Elwood y Eberhard, 2007; Rodríguez y Restrepo, 2012). En general, se ha encontrado que, si se calculan desplazamientos en elementos sujetos a flexión o a flexocompresión con los momentos de inercia de secciones gruesas, I_g , dichos desplazamientos resultan menores que los medidos experimentalmente para el momento en que empieza a fluir el acero de refuerzo longitudinal. Existen propuestas que toman en cuenta las variables que se han encontrado más importantes para explicar las diferencias entre valores teóricos y experimentales, como son el nivel de carga axial en columnas y muros y la cuantía de refuerzo longitudinal en vigas y losas. Por el momento, en esta Norma se mantiene un formato simplificado; las especificaciones de las tablas 3.3.4.3.a o 3.3.4.3.b son una simplificación de las propuestas mencionadas. En esta versión se aclara que se pueden usar los valores de las tablas 3.3.4.3.a o 3.3.4.3.b, o bien la simplificación en 3.3.4.4.1.b.

En el análisis de marcos (elásticos de primer y segundo orden), se recomienda suponer inicialmente para la viga $I=0.35I_g$, y para la columna $I=0.70I_g$. Al completar el análisis ante fuerzas laterales, el valor de I para vigas y columnas se sugiere volver a calcularlo utilizando las ecuaciones de la tabla 3.3.4.3.b; lo anterior, tomando en cuenta que I depende de la magnitud de $M_u/P_u h$. Si los valores finales de I difieren de los valores supuestos inicialmente en más de 15 por ciento, se recomienda realizar el análisis nuevamente utilizando el I revisado.

La simplificación indicada en 3.3.4.4.1.b es una recomendación que emana del Eurocódigo-8, Diseño Sismorresistente de Estructuras; no obstante, para este caso se deberá considerar lo indicado en el párrafo anterior, calcular el valor de I para vigas y columnas una vez terminado el análisis ante fuerzas laterales, de modo que si los valores finales de I difieren a los inicialmente supuestos en más de 15 por ciento, se use el I revisado en un nuevo análisis.

3.3.5 Efectos de esbeltez

3.3.5.1 Conceptos generales

3.3.5.1.1 Todos los elementos estructurales de un entrepiso, columnas, muros y cualquier otro sistema que contribuya a resistir fuerzas verticales y laterales, se clasificarán como restringidos lateralmente y no restringidos lateralmente.

3.3.5.1.2 Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando estos extremos no se desplacen uno respecto al otro de manera apreciable. El desplazamiento puede ser despreciable por la presencia en el entrepiso de elementos de una elevada rigidez lateral, como contravientos o muros, o porque la estructura puede resistir las cargas aplicadas

sin sufrir desplazamientos laterales considerables. Se acepta que una columna no presenta desplazamientos laterales de consideración cuando se presenta a) o b):

- a) Si la columna forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no es menor que 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, por ejemplo), a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco al que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un par de ejes de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el centro del claro entre los ejes en cuestión para producir una deflexión unitaria en el punto de aplicación de la carga, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.)
- b) Si se satisface la ec. 3.3.5.1.2:

$$Q \frac{\delta_i}{h_i} \leq 0.08 \frac{V_i}{W_u} \quad (3.3.5.1.2)$$

3.3.5.1.3 La longitud efectiva, H' , de un miembro a flexocompresión cuyos extremos estén restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la fig. 3.3.5.1.3. Si se usa dicho nomograma, se obtendrá el factor de longitud efectiva k , de modo que la longitud efectiva se pueda calcular con la ec. 3.3.5.1.3.a:

$$H' = kH \quad (3.3.5.1.3.a)$$

o, de forma aproximada usando:

$$k = 1.35 - \sqrt{1.35(1.35 - k_A - k_B) + 1/2(k_A^2 + k_B^2)} \quad (3.3.5.1.3.b)$$

donde el factor de restricción lateral de los extremos A y B de la columna está dado por:

$$k_A = \frac{0.4 + \psi_A}{0.8 + \psi_A} \quad (3.3.5.1.3.c)$$

$$k_B = \frac{0.4 + \psi_B}{0.8 + \psi_B}$$

y donde ψ_A y ψ_B se calcularán usando los momentos de inercia correspondientes a la flexión en el plano considerado mediante las ecs. 3.3.5.1.3.d:

$$\psi_A = \frac{\sum(I/L)_{columnas}}{\sum(I/L)_{miembros\ de\ flexión}} \quad (3.3.5.1.3.d)$$

$$\psi_B = \frac{\sum(I/L)_{columnas}}{\sum(I/L)_{miembros\ de\ flexión}}$$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

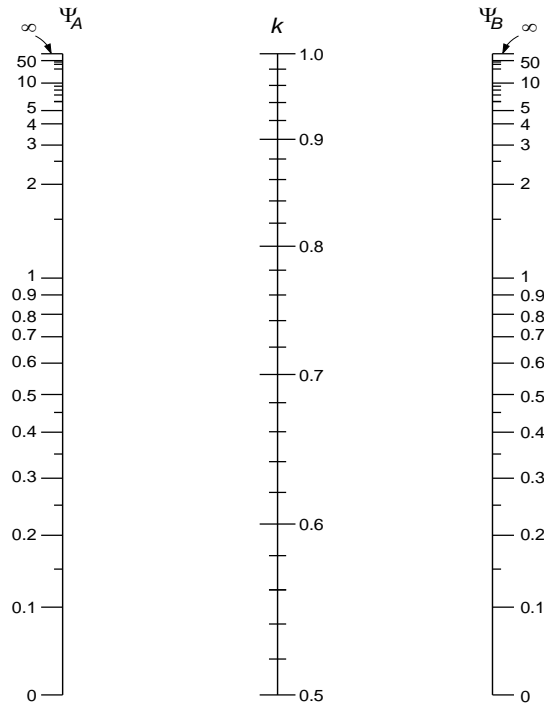


Figura 3.3.5.1.3 - Nomograma para determinar longitudes efectivas, H', en miembros a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente

3.3.5.1.4 Se admitirá calcular los efectos de esbeltez mediante el método de amplificación de momentos flexionantes indicado en 3.3.5.2 o por medio del análisis elástico lineal de segundo orden especificado en 3.3.6.

Comentario:

Aunque la mayoría de las herramientas de análisis que se usan en el medio de la ingeniería estructural (análisis y diseño), contemplan la posibilidad de incluir efectos de esbeltez, se mantiene este procedimiento para determinar la amplificación de momentos con el propósito de que el profesional cuente con una referencia normativa que le permita “verificar” lo que reporta la herramienta computacional.

3.3.5.2 Método de amplificación de momentos flexionantes

3.3.5.2.1 Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

3.3.5.2.1.1 En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando se cumpla la ec. 3.3.5.2.1.1:

$$\frac{H}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \tag{3.3.5.2.1.1}$$

donde M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos flexionantes en los extremos del miembro; el cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si $M_1=M_2=0$, el cociente M_1/M_2 se tomará igual a 1.0.

3.3.5.2.2 Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez

3.3.5.2.2.1 En miembros con extremos restringidos en los que se cumpla la ec. 3.3.5.2.2.1:

$$\frac{H'}{r} > 100 \tag{3.3.5.2.2.1}$$

se deberá efectuar un análisis elástico lineal de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en 3.3.6.

3.3.5.2.2.2 En miembros con extremos no restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez no podrán despreciarse.

3.3.5.2.3 Momentos de diseño

3.3.5.2.3.1 Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con 3.3.5.2.2.1, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u , obtenida de un análisis elástico lineal de primer orden y un momento amplificado, M_c , obtenido en forma aproximada y, según el caso, de acuerdo con lo estipulado en 3.3.5.2.4 o en 3.3.5.2.5.

3.3.5.2.4 Miembros con extremos restringidos lateralmente

3.3.5.2.4.1 Los miembros se diseñarán con un momento amplificado, M_c , que se calculará con las ecs. 3.3.5.2.4.1.a a 3.3.5.2.4.1.e:

$$M_c = F_{ab} M_2 \quad (3.3.5.2.4.1.a)$$

donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (3.3.5.2.4.1.b)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.3.5.2.4.1.c)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{ef}}{(H')^2} \quad (3.3.5.2.4.1.d)$$

$$(EI)_{ef} = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (3.3.5.2.4.1.e)$$

Comentario:

Para calcular $(EI)_{ef}$ existen propuestas como las ecs. C.3.3.5.2.4.a y C.3.3.5.2.4.b

$$(EI)_{ef} = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (C.3.3.5.2.4.a)$$

$$(EI)_{ef} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \quad (C.3.3.5.2.4.b)$$

El numerador de las ecuaciones 3.3.5.1.4.1.e, C.3.3.5.2.4.a y C.3.3.5.2.4.a representa la rigidez de la columna a corto plazo. La ec. C.3.3.5.2.4.a se dedujo para excentricidades pequeñas y altos niveles de carga axial. La ec. 3.3.5.1.4.1.e es una aproximación simplificada de la ec. C.3.3.5.2.4.a y es menos precisa (Mirza 1990). Para mayor precisión, $(EI)_{ef}$ puede ser aproximado usando la ec. C.3.3.5.2.4.b. El flujo plástico debido a cargas sostenidas incrementa la deformación lateral de una columna y, por lo tanto, aumenta el momento. Esto se aproxima en diseño reduciendo la rigidez, $(EI)_{ef}$, usada para calcular P_c y F_{ab} , dividiendo el término EI a corto plazo del numerador de las tres ecuaciones por $(1 + \beta_{dns})$. Para simplificar, se puede suponer que $\beta_{dns}=0.6$. En este caso, la ec. 3.3.5.2.4.1.e se vuelve $(EI)_{ef} = 0.25 E_c I_g$.

3.3.5.2.4.2 Cuando se considere la acción de carga muerta y carga viva, β_{dns} será la relación entre la carga axial de diseño factorizada, producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño factorizada total asociada con la combinación de carga. En ningún caso se tomará β_{dns} mayor que 1.0.

3.3.5.2.4.3 El momento M_2 , que es el mayor de los momentos en los extremos del miembro, se tomará con su valor absoluto y debe estar multiplicado por el factor de carga. No se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en 5.2.3. Si el momento calculado para la excentricidad mínima es mayor que el momento M_2 , se tomará $C_m=1.0$.

3.3.5.2.4.4 En columnas con cargas transversales aplicadas entre sus apoyos, se tomará $C_m=1.0$.

3.3.5.2.5 Miembros con extremos no restringidos lateralmente

3.3.5.2.5.1 Los momentos en los extremos del miembro se calcularán con las ecs. 3.3.5.2.5.1.a a 3.3.5.2.5.1.b:

$$M_1 = M_{1b} + F_{as}M_{1s} \quad (3.3.5.2.5.1.a)$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as}M_{2s} \quad (3.3.5.2.5.1.b)$$

3.3.5.2.5.2 El factor de amplificación de momentos se calculará mediante a), b) o c):

$$a) \quad F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda_{est}} \geq 1 \quad (3.3.5.2.5.2.a)$$

$$b) \quad F_{as} = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1 \quad (3.3.5.2.5.2.b)$$

c) Análisis elástico lineal de segundo orden

donde el índice de estabilidad λ_{est} está dado por la ec. 3.3.5.2.5.2.c:

$$\lambda_{est} = \frac{W_u \delta_i}{h_i V_i} \quad (3.3.5.2.5.2.c)$$

y $\sum P_u$ es la suma de todas las cargas verticales factorizadas en un piso y $\sum P_c$ es la suma de las cargas críticas de las columnas no restringidas en un entrepiso. P_c se calcula con la ec. 3.3.5.2.4.1.d usando un factor de esbeltez k al menos igual a 1.0 y $(EI)_{ef}$ se determina a partir de 3.3.5.2.4.1.e, donde β_{ds} se sustituye por β_{dns} .

Comentario:

En la definición del índice de estabilidad se elimina el factor de comportamiento sísmico, Q ; lo anterior debido a que la revisión de este parámetro depende de la relación entre el cortante de entrepiso, V_i y el desplazamiento relativo del mismo entrepiso, δ_i . Estos valores que se tendrán que determinar en todas las condiciones y combinaciones de carga que considere el Proyectista, incluidas las correspondientes al caso de sismo y viento. En este sentido, por ejemplo, tomando en cuenta lo que indica la NTC-Sismo, existen, al menos, tres niveles de desempeño a revisar; en cada caso el procedimiento planteado para el cálculo de los desplazamientos es diferente (considerando el uso de los parámetros Q y R), por lo que en esta edición de la Norma se eliminó de la ec. 3.3.5.2.5.2.c el factor Q para el cálculo del desplazamiento de entrepiso.

El valor de la relación V_i/δ_i se calculará conforme se indica en las NTC-Sismo, NTC-Viento y en esta Norma, dependiendo del tipo de carga y del nivel de desempeño a evaluar, en el caso de sismo.

3.3.5.2.5.3 Si F_{as} calculado con la ec. 3.3.5.2.5.2.a excede 1.5, se podrá usar el valor obtenido con la ec. 3.3.5.2.5.2.b o hacer un análisis elástico lineal de segundo orden de acuerdo con 3.3.6.

3.3.5.2.5.4 En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se deberá hacer un análisis de segundo orden de conformidad con lo requerido en 2.4 de la NTC-Sismo.

3.3.5.2.5.5 Si un miembro sujeto a flexocompresión con extremos no restringidos tiene una relación

$$\frac{H}{r} \geq \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \quad (3.3.5.2.5.5)$$

se diseñará para la carga P_u y un momento flexionante amplificado M_e calculado según se especifica en 3.3.5.2.4.1, pero calculando M_1 y M_2 como se especifica en 3.3.5.2.5.1 y con el valor de β_{dns} correspondiente a la combinación de carga considerada.

3.3.5.2.6 Redistribución de momentos

3.3.5.2.6.1 Excepto cuando se utilicen valores aproximados para los momentos de acuerdo con 3.3.3, cuando los momentos se hayan calculado de acuerdo con un análisis inelástico, o cuando los momentos en losas en dos direcciones se determinen utilizando las cargas especificadas en 3.3.2.2, se permitirá la reducción de momentos en secciones de momento máximo negativo o máximo positivo calculado por teoría elástica para cualquier disposición de carga supuesta si se cumplen a) y b):

- a) Los miembros de flexión son continuos
- b) $\epsilon_t \geq 0.0075$ en la sección en la que se reduce el momento.

3.3.5.2.6.2 En elementos presforzados, los momentos incluyen los debidos a cargas factorizadas y los debidos a las reacciones inducidas por el presfuerzo.

3.3.5.2.6.3 En la sección donde se reduce el momento, la redistribución no deberá exceder el menor de $1000\epsilon_t$ en por ciento y 20 por ciento.

3.3.5.2.6.4 Se deberá verificar el equilibrio estático después de la redistribución de momentos para cada disposición de carga.

3.3.5.2.6.5 Los cortantes y las reacciones en los apoyos se deberán calcular de acuerdo con el equilibrio estático considerando los momentos redistribuidos para cada arreglo de carga.

3.3.6 Análisis elástico lineal de segundo orden

3.3.6.1 Los análisis de segundo orden (también conocidos como P -Delta) deberán realizarse de modo de obtener las fuerzas internas tomando en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo de la longitud del elemento y los efectos de la duración de la carga. Estas consideraciones se satisfacen usando las propiedades de la sección transversal definidas en 3.3.6.5.

3.3.6.2 Se deben considerar los efectos de esbeltez a lo largo de la columna. Se permitirá calcular estos efectos usando 3.3.5.2.4.

3.3.6.3 Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis para calcular los efectos de esbeltez deberán estar dentro de 10 por ciento de las dimensiones especificadas en el Proyecto Ejecutivo. De otro modo, se deberá repetir el análisis.

3.3.6.4 Se permitirá la redistribución de momentos calculados mediante un análisis elástico de segundo orden de acuerdo con 3.3.5.2.6.

3.3.6.5 Propiedades de la sección

3.3.6.5.1 Análisis ante cargas factorizadas

3.3.6.5.1.1 Se permitirá usar las propiedades de la sección calculadas de conformidad con 3.3.4.1 a 3.3.4.5.

3.3.6.5.2 Análisis ante cargas de servicio

3.3.6.5.2.1 Las deflexiones inmediatas y diferidas debido a cargas verticales se calcularán de acuerdo con 13.4.

3.3.6.5.2.2 De forma alternativa, se permitirá calcular las deflexiones inmediatas con un momento de inercia igual a 1.4 veces el dado por 3.3.4.1 o bien calculado mediante un análisis más detallado, sin que el valor exceda I_g .

Comentario:

El procedimiento para tomar en cuenta los efectos de esbeltez especificado en esta Norma tiene algunos cambios respecto al presentado en la edición 2017, principalmente en el cálculo del factor de amplificación de momentos, F_{as} . Mayor información se puede obtener en González y Robles (2004).

El diseño que considere los efectos de segundo orden puede basarse en el enfoque del factor de amplificación de momento (MacGregor et al., 1970; MacGregor, 1993; Ford et al., 1981), un análisis elástico de segundo orden o un análisis inelástico de segundo orden. La figura C3.6.6 pretende ayudar a los diseñadores con la aplicación de las disposiciones de esbeltez de la Norma. Los momentos finales en elementos en compresión, como columnas, muros o arriostramientos, han de considerarse en el diseño de elementos adyacentes a flexión. En marcos sin desplazamiento lateral, los efectos de amplificar los momentos finales no necesitan ser considerados en el diseño de vigas adyacentes. En los marcos sujetos a fuerzas laterales, los momentos finales magnificados se consideran al diseñar los elementos de flexión adyacentes.

Se han desarrollado varios métodos para evaluar los efectos de la esbeltez en elementos comprimidos sujetos a flexión biaxial. Una revisión de algunos de estos métodos se presenta en Furlong et al., (2004). Si el peso de una estructura es alto en proporción a su rigidez lateral, pueden resultar efectos P-delta excesivos, donde los momentos de segundo orden son más de 25 por ciento superiores a los momentos del análisis de primer orden. Considerando resultados de investigaciones analíticas en marcos de concreto reforzado (MacGregor y Hage, 1977), se eligió el límite superior de 1.4 en la relación de momentos del análisis de segundo orden a momentos del análisis de primer orden.

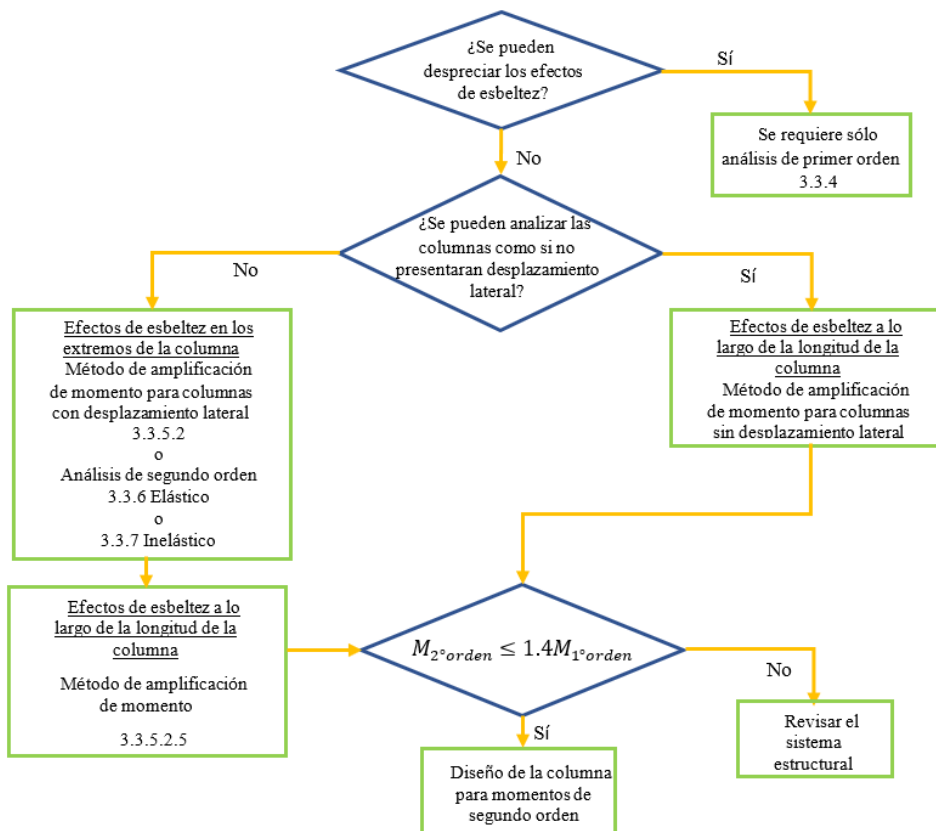


Figura C3.3.6 - Diagrama de flujo para determinar los efectos de esbeltez en columnas

3.3.7 Análisis inelástico

3.3.7.1 El análisis inelástico (o análisis no lineal) se usará para verificar el comportamiento de la estructura diseñada a partir de análisis elásticos lineales, siendo obligatorio en los casos que se indican en la NTC-Sismo.

3.3.7.1.1 En ningún caso se permitirá usar los resultados del análisis inelástico para diseñar el acero de refuerzo de secciones transversales, ni para reducir los valores obtenidos de los análisis lineales.

3.3.7.2 Un análisis inelástico deberá considerar la no linealidad del material. En el caso de análisis inelásticos de primer orden, se deberá satisfacer el equilibrio en la configuración no deformada. Para el caso de un análisis inelástico de segundo orden, se deberá satisfacer el equilibrio en la configuración deformada.

3.3.7.3 El procedimiento de análisis inelástico utilizado será tal que se demuestre que da como resultado el cálculo de la resistencia y las deformaciones sustancialmente de acuerdo con los resultados de las pruebas físicas de los componentes, subsistemas o sistemas estructurales de concreto que exhiben mecanismos de respuesta consistentes con los esperados en la estructura que se está diseñando.

3.3.7.3.1 Lo anterior se considerará satisfecho si se cumplen los requisitos del Apéndice A de esta Norma.

3.3.7.4 No se permitirá la redistribución de momentos calculados mediante un análisis inelástico.

3.3.7.5 A menos que se permita desprestigiar los efectos de la esbeltez de acuerdo con 3.3.5.2.1, un análisis inelástico debe satisfacer el equilibrio en la configuración deformada. Se permitirá calcular los efectos de esbeltez a lo largo de una columna usando 3.3.5.2.4.

3.3.7.6 Para el análisis inelástico de estructuras ante sismo se deberá cumplir lo establecido en el Apéndice A de esta Norma.

3.3.7.6.1 En el análisis inelástico ante sismo se podrán utilizar modelos de plasticidad concentrada (véase 3.3.7.7) o a base de fibras (véase 3.3.7.8) para la modelación de los elementos estructurales primarios.

3.3.7.7 Modelos de plasticidad concentrada

3.3.7.7.1 Se usarán modelos de plasticidad concentrada en vigas y columnas cuyo comportamiento esté controlado por flexión.

3.3.7.7.2 En la modelación de plasticidad concentrada de vigas y columnas, se deberán considerar los aspectos a) a d) siguientes:

- a) Ancho efectivo del patín de la viga
- b) Rigidez elástica de la zona central del elemento
- c) Resistencias a flexión (a la fluencia, máxima y última o de rotura)
- d) Capacidad de rotación plástica.

3.3.7.7.3 En la modelación de uniones viga-columna, se deberán considerar los aspectos a) o b) siguientes:

- a) Ajustar la rigidez de las zonas de vigas y columnas en la unión (zonas rígidas)
- b) Introducir un resorte rotacional en la intersección de vigas y columnas.

3.3.7.7.4 En la modelación de sistemas de piso, se deberán considerar los aspectos a) a c) siguientes:

- a) Resistencia a flexión y fuerza cortante (por punzonamiento)
- b) Rigidez elástica del sistema losa-viga
- c) Capacidad de rotación inelástica de la conexión losa-viga-columna.

3.3.7.7.5 Se aceptará modelar las articulaciones plásticas de conformidad con 3.3.7.7.6 o 3.3.7.7.7.

3.3.7.7.6 Modelación de articulaciones plásticas a partir de diagramas momento-curvatura

3.3.7.7.6.1 La obtención de diagramas momento-curvatura ($M-\phi$) de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las hipótesis indicadas en 3.6.1. Adicionalmente deberá cumplirse con a) a d):

- Los esfuerzos de compresión del concreto en la sección transversal del elemento pueden determinarse a partir de las deformaciones unitarias obtenidas con la hipótesis 3.6.1.a y con diagramas esfuerzo-deformación unitaria $f_c - \epsilon_c$ que tomen en cuenta el grado de confinamiento del concreto. Estos diagramas deberán representar el comportamiento a compresión del concreto hasta la falla. En el Apéndice A se presenta un modelo de caracterización del concreto que toma en cuenta estos requisitos
- El esfuerzo máximo en el diagrama $f_c - \epsilon_c$ en el primer ciclo de carga será la resistencia media \bar{f}_c (véase 2.2.6.5 y 16.7.2.1)
- Los esfuerzos de compresión y de tensión en el acero de refuerzo en la sección transversal del elemento pueden determinarse a partir de las deformaciones unitarias obtenidas con la hipótesis 3.6.1.a y con diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero $f_s - \epsilon_s$ que representen adecuadamente la resistencia y deformación unitaria de fluencia esperadas, así como el endurecimiento por deformación del acero. En el Apéndice A también se presentan curvas esfuerzo-deformación del acero que toman en cuenta estos requisitos
- Los diagramas $M-\phi$ obtenidos con las hipótesis anteriores pueden aproximarse con diagramas bilineales o trilineales. Se considerará como curvatura máxima que puede resistir el elemento la menor de las tres siguientes:
 - La que corresponda en la rama descendente del diagrama a un momento de 80 por ciento del momento máximo alcanzado
 - La que corresponda a la primera fractura del acero de refuerzo (longitudinal o transversal)
 - La que corresponda al pandeo de las barras de refuerzo que trabajen a compresión.

3.3.7.7.6.2 El diagrama $M-\phi$ obtenido con las hipótesis anteriores permite obtener la curvatura, ϕ , correspondiente a cualquier valor del momento en las secciones transversales ubicadas en los extremos. Multiplicando la curvatura $\phi - \phi_y$, donde ϕ_y es la curvatura de fluencia, por una longitud de articulación plástica, se obtiene la rotación plástica del resorte para ese momento. De esta manera se podrá obtener un diagrama momento-rotación, $M-\theta$, de los resortes para usar en el análisis no lineal. Si no se dispone de datos experimentales, se aceptará usar longitudes de articulación plástica entre 0.5 y 0.75 veces el peralte del elemento estructural.

3.3.7.7.7 Modelación de articulaciones plásticas a partir de diagramas momento-rotación

3.3.7.7.7.1 En este método se idealizan los diagramas momento-rotación $M-\theta$ como se indica en la fig. 3.3.7.7.7.1 y se estiman los valores del momento de fluencia, M_y , del momento máximo, $M_{máx}$ y del momento de rotura, M_r , así como de las rotaciones permisibles entre estos momentos, θ_p y θ_{pc} , a partir de resultados analíticos y experimentales. En el Apéndice A se presentan recomendaciones avaladas por la experiencia que permiten calcular los momentos y rotaciones que definen esta relación momento-rotación. Los valores recomendados se deberán reducir para tomar en cuenta los fenómenos de falla de la adherencia y deformaciones de los nudos, así como la degradación por cargas cíclicas.

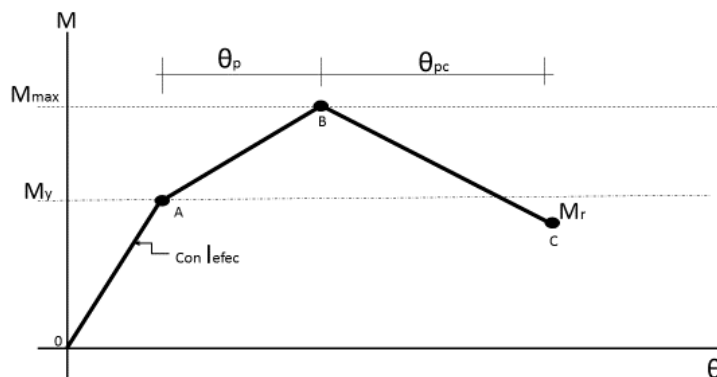


Figura 3.3.7.7.7.1 - Diagrama momento-rotación $M-\theta$ idealizado

3.3.7.8 Modelos de fibras

3.3.7.8.1 Se permitirá utilizar modelos de fibras en elementos que puedan desarrollar inelasticidad concentrada o que exhiben inelasticidad distribuida. Para el primer caso, será necesario definir una longitud de la articulación plástica; para el segundo, se requerirá la integración numérica que convierta deformaciones unitarias en rotaciones y, éstas, en desplazamientos.

3.3.7.8.2 En la modelación con fibras, se deberán considerar los siguientes aspectos a) a e):

- a) Longitud de la articulación plástica, si se refiere a inelasticidad concentrada
- b) Modelación uniaxial del acero de refuerzo mediante su curva esfuerzo-deformación unitaria que incluya el módulo de elasticidad, plataforma de fluencia y rama de endurecimiento por deformación. De preferencia, que incluya el efecto Bauschinger, endurecimiento cíclico, comportamiento esfuerzo-deslizamiento, pandeo y fractura de la barra, así como reducción del alargamiento por fatiga de bajo ciclaje
- c) Modelación uniaxial del concreto simple a compresión y tensión
- d) Modelación uniaxial del concreto confinado a compresión y tensión
- e) Modelación de deformaciones por cortante y deslizamiento de barras, si es necesario.

Comentario:

La no linealidad o inelasticidad del material puede verse afectada por múltiples factores, incluida la duración de las cargas, la contracción y el flujo plástico.

La validez de un análisis inelástico depende, entre varios factores, de que el modelo seleccionado sea consistente con lo observado en laboratorios en los puntos característicos del comportamiento estructural reportado. Los puntos característicos seleccionados dependen del propósito del análisis, las cargas aplicadas y los fenómenos de respuesta exhibidos por el componente, subconjunto o sistema estructural. En condiciones de servicio, los puntos característicos representan cargas y deformaciones menores que las correspondientes a la fluencia del acero de refuerzo. Para el caso de evaluación del estado límite de falla, los puntos característicos representan condiciones de esfuerzo menores que las correspondientes a la fluencia del acero refuerzo en zonas seleccionadas para tener un comportamiento elástico, así como los puntos correspondientes a la fluencia del refuerzo y el comienzo de la degradación de resistencia en zonas seleccionadas para exhibir comportamiento inelástico. Por lo general, en el análisis inelástico se emplean resistencias nominales de los materiales y valores medios de otras propiedades de los materiales y rigideces de los componentes. En el análisis dinámico no lineal (o de la historia de la respuesta en el tiempo), para verificar el diseño de estructuras de concreto ante sismo, se emplean las resistencias esperadas de los materiales y las rigideces esperadas de los componentes, como se especifica en el Apéndice A.

Los métodos de análisis inelástico para estructuras de concreto son, en general, del tipo denominado de plasticidad concentrada. En estos métodos los miembros estructurales, diseñados para que los daños que puedan ocurrir sean predominantemente por flexión, se modelan con una barra que en su parte central tiene un comportamiento elástico y en sus extremos tiene zonas de comportamiento inelástico llamadas articulaciones plásticas (fig. C3.3.7). La zona central puede considerarse de comportamiento lineal con una rigidez a flexión efectiva, cuyo momento de inercia efectivo se calcula con la ec. C3.3.7:

$$I_{efec} = I_g \left(-0.02 + 0.98 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right) + 0.09 \left(\frac{L_s}{H} \right) \right) \quad (C 3.3.7)$$

donde $0.35I_g \leq I_{efec} \leq 0.8I_g$ y L_s es la longitud de la articulación plástica.

En la tabla 2.1.1 de la NTC-Sismo se especifica que para edificios de ciertas alturas ubicados en ciertas zonas de la Ciudad de México ha de realizarse un análisis inelástico independientemente del material de la estructura. Para llevar a cabo un análisis inelástico en estructuras de concreto reforzado es necesario determinar el comportamiento de los elementos estructurales más allá de la etapa en que empieza a fluir el acero de refuerzo. Esto puede hacerse mediante la obtención de diagramas momento-curvatura o momento-rotación, o bien de diagramas propuestos en la literatura e incorporados en los programas de análisis estructural. Además, es necesario hacer alguna hipótesis de cómo se distribuye la inelasticidad a lo largo de los elementos. Cuando existe interacción entre la flexión y el cortante, como en el caso de un muro, es conveniente modelar el elemento mediante criterios de plasticidad distribuida o usando el método de fibras. En las referencias NIST GCR 17-917-46 v1 y NIST GCR-17-917-46 v3 se pueden consultar guías para el análisis inelástico, en general, y para el análisis inelástico de marcos de concreto, en lo particular, respectivamente. En ACI PRC-369.1 se encuentran requisitos detallados para modelación inelástica de edificios existentes de concreto que pueden ser de utilidad. El procedimiento para obtener los diagramas momento-curvatura puede consultarse en Moehle (2015) (sección 6.6) o González y Robles (2004) (sección 5.6).

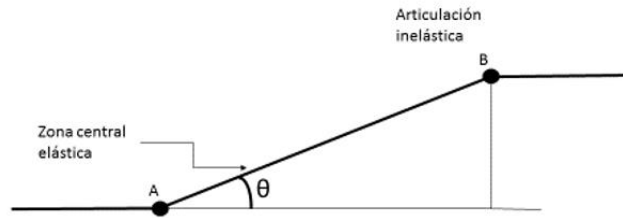


Figura C3.3.7 - Elemento con zonas inelásticas concentradas en sus extremos

Los procedimientos para el cálculo de los diagramas momento-rotación $M-\theta$ (o curvatura $M-\phi$) planteados en esta Norma tienen limitaciones como el hecho de que no permite considerar explícitamente fenómenos como el deslizamiento de las barras de acero por falla de la adherencia en la interfaz viga-columna, ni las deformaciones dentro del nudo, ni la formación de grietas en la intersección de vigas y columnas. Por lo tanto, ha de usarse de manera conservadora cuando las estructuras quedan sujetas a desplazamientos y giros grandes. También resulta necesario suponer una longitud de las articulaciones plásticas, parámetro que cambia mucho los resultados de la estimación del desplazamiento del elemento. Por esta razón, pueden usarse como alternativa diagramas momento-rotación, de preferencia obtenidos experimentalmente en modelos físicos de la estructura real. Cuando esto no sea posible, pueden usarse diagramas obtenidos en otros ensayos o publicados como resultados de investigaciones.

Algunas de las ventajas de usar modelos de fibras para el análisis de marcos de concreto reforzado son: a) proporcionan una representación con mayor certidumbre de las propiedades de la sección, incluida la geometría, las propiedades de los materiales (acero y concreto); b) permiten el posible uso de modelos constitutivos de materiales uniaxiales complejos, lo que permite un mayor nivel de precisión en la descripción de la respuesta de la sección; c) puede considerarse su uso tanto en modelos de plasticidad concentrada, como de plasticidad distribuida en el elemento.

El uso de modelos de componentes tipo fibra también tiene algunas limitaciones, entre ellas: a) Implican un mayor costo de cálculo para la determinación del estado de estudio a nivel de sección, que depende de la cantidad de fibras utilizadas por sección y la complejidad de los modelos de materiales uniaxiales empleados.; b) Supone que las secciones planas permanecen planas, lo que no es rigurosamente cierto, especialmente en grandes deformaciones; c) Por lo general, se supone que el comportamiento ante corte y torsión son elásticos, aunque puede resultar sencillo introducir resortes de corte no lineales desacoplados, es difícil modelar la interacción entre el corte y el comportamiento axial/flexión; d) A la fecha sigue siendo complicado representar el deslizamiento entre barras y concreto, por falla de adherencia.

3.3.8 Análisis por el método de los elementos finitos

3.3.8.1 Se permitirá el análisis por elementos finitos para determinar los efectos de carga sobre los elementos estructurales en lo individual, o sobre el sistema estructural completo.

3.3.8.2 El modelo de elementos finitos debe ser apropiado para el propósito previsto.

3.3.8.3 Para el análisis inelástico, no se permitirá aplicar el criterio de superposición de causas y efectos. Se deberá realizar un análisis separado para cada combinación de carga.

3.3.8.4 El Proyectista deberá confirmar que los resultados son apropiados para los fines del análisis, lo cual deberá ser con sustento experimental.

3.3.8.5 Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis deberán estar dentro de 10 por ciento de las dimensiones especificadas en el Proyecto Ejecutivo. De otro modo, se deberá repetir el análisis.

3.3.8.6 No se permitirá la redistribución de momentos calculados por un análisis inelástico de elementos finitos.

Comentario:

Los requisitos para analizar estructuras o elementos estructurales por el método de elementos finitos se introdujeron en esta Norma para reconocer explícitamente un método de análisis ampliamente utilizado. El Proyectista y el Corresponsable se han de asegurar que se utilice un modelo de análisis apropiado para el problema particular de interés. Esto incluye la selección del programa o herramienta de computadora, el tipo de elemento, la malla del modelo y otras suposiciones de modelado.

Los análisis por elementos finitos son generalmente utilizados para estudios detallados de distribución de esfuerzos en discontinuidades, conexiones, elementos de gran peralte y, en general, casos de comportamiento complejo. No se considera recomendable, por el momento, en casos donde los mecanismos de cortante y adherencia resulten determinantes.

Para una adecuada interpretación con elementos finitos es necesario contar con modelos que representen adecuadamente el comportamiento del agrietamiento y aplastamiento del concreto, el comportamiento de la adherencia entre concreto y las barras de refuerzo, el comportamiento a la fluencia de las barras de refuerzo en tensión y compresión; así como las características morfológicas de los elementos que representan esos comportamientos con la mayor pertinencia.

Hay disponible una gran variedad de programas de análisis de elementos finitos, incluidos aquellos que realizan análisis estáticos, dinámicos, elásticos e inelásticos. Los tipos de elementos utilizados han de ser capaces de determinar la respuesta requerida. Los modelos de elementos finitos pueden tener elementos viga-columna que modelen elementos estructurales, como vigas y columnas, junto con elementos de esfuerzos planos, elementos placa y elementos sólidos, que se utilizan para modelar las losas de piso, losas de cimentación, los diafragmas, muros y conexiones. El tamaño de malla del modelo seleccionado es fundamental para calcular el comportamiento estructural con suficiente detalle. Se permite el uso de cualquier conjunto de suposiciones razonables para la rigidez de los miembros.

Para un análisis de elementos finitos inelásticos, no se aplican las reglas de superposición lineal. Para determinar la respuesta inelástica última del elemento, por ejemplo, no es correcto analizar las cargas de servicio y luego combinar los resultados linealmente usando factores de carga. En estos casos se realiza un análisis inelástico separado para cada combinación de carga.

No es común aplicar el método de elementos finitos para el análisis de edificios ante sismos. La modelación de plasticidad concentrada y de fibras es suficiente para este propósito. El método de elementos finitos es más usual para analizar casos complejos de acciones, como el análisis ante explosiones. El método requiere estudios detallados de discontinuidades, uniones y conexiones, elementos peraltados, entre otros.

3.4 Análisis de losas que trabajan en dos direcciones

3.4.1 Método de análisis

3.4.1.1 Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos en 3.4.2 a 3.4.5 para distintos casos particulares, se aceptará utilizar cualquier otro método reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión, agrietamiento y vibraciones.

3.4.1.2 Si aparte de soportar cargas normales a su plano, la losa tiene que transmitir fuerzas contenidas en su plano a marcos, muros u otros elementos rigidizantes, dichas fuerzas deberán tomarse en cuenta en el diseño de la losa para que funcione como diafragma. El diseño de diafragmas en estructuras de ductilidad baja, media y alta se deberá realizar con 6.8, 7.8 y 8.10, respectivamente.

3.4.2 Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

3.4.2.1 Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas podrán ser calculados con los coeficientes de la tabla 3.4.2.1, si se satisfacen las limitaciones indicadas en a) a d):

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos
- d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos. Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo, a_2 , se interpolará linealmente.

3.4.3 Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes

3.4.3.1 Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 , donde d es el peralte efectivo de la losa.

Tabla 3.4.2.1 - Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales ^[1]

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I ^[2]	II ^[3]	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Negativo en bordes interiores	corto	998	1018	1160	1450	907	1096	736	894	607	742	503	619	418	519
		largo	516	544	550	630	517	620	492	604	466	577	436	543	418	519
	Positivo	corto	630	668	312	322	331	310	330	329	298	302	256	259	209	209
		largo	175	181	139	144	174	139	200	172	213	192	216	204	209	209
De borde Un lado corto discontinuo	Negativo en bordes interiores	corto	998	1 018	1 163	1 691	965	1 326	785	1 072	652	895	546	746	460	639
		largo	516	544	561	630	525	620	498	604	470	577	440	543	421	639
	Positivo	largo corto	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		largo largo	630	668	329	356	292	306	331	288	311	307	276	288	238	255
De borde Un lado largo discontinuo	Negativo en Bordes interiores	corto	1060	1143	1292	2597	981	1219	777	965	628	777	512	596	421	519
		largo	587	687	566	883	540	829	513	769	482	735	483	700	461	652
	Positivo	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	912	458	561	433	520	383	443	323	373	293	321	286	346
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Negativo en Bordes interiores	corto	1 060	1 143	1 382	1 899	1 046	1 410	830	1 119	675	785	557	759	465	652
		largo	600	713	580	875	545	829	516	769	484	704	486	700	465	652
	Positivo	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	333	0	320	0	298	0	270	0	241	0	190	0
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Negativo en bordes discontinuos	corto	1 060	1 143	1 470	2 146	1 108	1 602	882	1 272	730	1 050	650	886	570	710
		largo	220	0	361	0	337	0	310	0	280	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Negativo en borde continuo	largo	570	710	570	1172	570	1122	570	1042	570	949	570	852	570	710
		largo	330	0	448	0	402	0	220	0	313	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	1 100	1 670	960	1 060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
Aislado Cuatro lados discontinuos	Negativo en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	446	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	corto	1 100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

[1] Para las franjas de columna (véase 6.6.4.3.2 y 6.7.2.6.4.2), los coeficientes se multiplicarán por 0.60.

[2] Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

[3] Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m² (en kg/m²) y a_1 en m, el momento tiene unidades de kN-m/m (kg-m/m).

Para el Caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas.

Para el Caso II, a_1 y a_2 se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

3.4.4 Cargas lineales

3.4.4.1 Los efectos de cargas lineales debidas a muros que se apoyan sobre una losa podrán tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

3.4.4.2 En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 3.4.4.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

Tabla 3.4.4.2 - Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

3.4.4.3 Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores que 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

3.4.5 Cargas concentradas

3.4.5.1 Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P , aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo, se multiplicará en cada dirección paralela a los bordes, en todo punto del tablero, por la cantidad calculada con la ec. 3.4.5.1:

$$\frac{P}{2\pi} \left(1 - \frac{2r}{3R_b} \right) \quad (3.4.5.1)$$

3.4.5.2 El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que $\pi/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre, R_b , no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que $1.5L_n$ centrado con respecto a la carga, donde L_n es el claro libre de la losa.

Comentario:

Si bien es común obtener los momentos en losas directamente de un modelo de análisis sistematizado, se ha mantenido como procedimiento válido la tabla 3.4.2.1 para cálculo de momentos en losas por el método de coeficientes como herramienta de diseño o bien de verificación rápida del análisis realizado con otras herramientas. Los valores de los coeficientes de la tabla 3.4.2.1 presentan diferencia en relación con los valores de la edición 2017 de la Norma. En esta ocasión se incluyeron valores resultado del estudio de Juárez et al (2016); ningún valor resulta menor que la edición 2017, aproximadamente el 50% de los valores fueron modificados, con incrementos que, en promedio, resultan del orden de 40%.

De acuerdo con la nueva organización de esta Norma, en 3.3 se incluye únicamente la determinación de las fuerzas internas (momentos flexionantes y fuerzas cortantes), en losas apoyadas en su perímetro. La resistencia a flexión de las losas se calcula de acuerdo con 5.2 y la resistencia a fuerza cortante en una y dos direcciones de conformidad con 5.5 y 5.6, respectivamente. En 6.6, 6.7, 7.6, 7.7 y 8.9 se encuentran disposiciones específicas para este tipo de losas para estructuras de ductilidad baja, media y alta.

3.5 Análisis de losas apoyada en columnas (losas planas)

3.5.1 Consideraciones generales

3.5.1.1 Las fuerzas internas podrán obtenerse dividiendo la estructura en marcos ortogonales y analizándolos con métodos reconocidos suponiendo comportamiento elástico. Cada marco estará formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado.

3.5.1.2 Para calcular momentos de inercia de losas y columnas podrá usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas y de columnas con capiteles o ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de vigas y aberturas.

3.5.1.3 Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deberán usarse las cargas totales que actúan en las losas.

3.5.1.4 Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

3.5.2 *Análisis aproximado por carga vertical de losas apoyadas en columnas*

3.5.2.1 *Estructuras sin capiteles ni ábacos*

3.5.2.1.1 El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, podrá efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para calcular su rigidez. Los requisitos que deberán satisfacerse se indican en a) a e):

- a) La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos
- b) Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujeas
- c) El mayor claro en toda la estructura no excede al menor en más de un quinto de este último, ya sea que el menor sea paralelo o perpendicular al mayor
- d) El espesor de la losa es aproximadamente igual a 5 por ciento del claro mayor del mayor tablero
- e) La carga viva por metro cuadrado es aproximadamente la misma en los distintos tableros de un piso.

3.5.2.2 *Estructuras con capiteles y ábacos*

3.5.2.2.1 El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras destinadas a resistir sismo por sí solas (es decir, sin la ayuda de muros ni contravientos) que cumplan con 3.5.2.2.2 y 3.5.2.2.3, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, podrá efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales limitados por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, y asignando a las columnas la totalidad del momento de inercia de la sección del fuste, y a las losas, su ancho completo.

3.5.2.2.2 Si se aplica el método de distribución de momentos, deberán calcularse las rigideces angulares y factores de transporte de los miembros suponiendo que en las columnas la rigidez a flexión es infinita desde el arranque del capitel hasta la superficie de arriba de la losa, y en las vigas equivalentes, desde el eje de columna hasta el borde del capitel. Si se usa un programa de análisis de computadora que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará asignar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa, y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

3.5.2.2.3 Deberán cumplirse los requisitos señalados en 3.5.2.1.1, de los cuales en d) se usará 3.5 por ciento en lugar de 5 por ciento. Además, se cumplirán los siguientes requisitos indicados en a) a e):

- a) La estructura no excede de cuatro niveles
- b) Si la estructura tiene tres o cuatro niveles, los momentos en las columnas de orilla del penúltimo entrepiso se incrementarán 25 por ciento sobre lo que suministre el análisis
- c) Las columnas, ábacos y capiteles son rectangulares, sin que la dimensión mayor exceda a la menor en más de 20 por ciento de ésta. Las columnas y capiteles pueden ser también circulares, con ábacos cuadrados
- d) Las columnas de orilla deben tener capiteles y ábacos completos, iguales a los interiores, y el borde de la losa debe coincidir con el del ábaco
- e) Las dimensiones de los ábacos deben cumplir con los requisitos que al respecto se establecen en 6.7.4.1.3.

3.5.3 *Análisis aproximado ante fuerzas laterales de losas apoyadas en columnas*

3.5.3.1 *Estructuras sin capiteles ni ábacos*

3.5.3.1.1 Al formar los marcos equivalentes, se admitirá que el ancho equivalente de las vigas b_e , centrado con respecto al eje de columnas, está dado por la ec. 3.5.3.1.1:

$$b_e = c_2 + 3t \quad (3.5.3.1.1)$$

3.5.3.2 Estructuras con capiteles y ábacos

3.5.3.2.1 El análisis ante fuerzas horizontales de estructuras que deban resistir sismo por sí solas (esto es, sin la ayuda de muros o contravientos), que cumplan con los requisitos de 3.5.3.2.2 y 3.5.3.2.3, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, puede efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales equivalentes tributarios a los ejes de columnas. Las rigideces a flexión de las vigas equivalentes se calcularán con un ancho de losa, centrado con respecto al eje de columnas, calculado mediante:

$$b_e = 0.19b_t - 0.12c_{12} \quad (3.5.3.2.1)$$

3.5.3.2.2 En los análisis se supondrá que el momento de inercia de las vigas equivalentes es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta la superficie de arriba de la losa. Para esto, si se utiliza un programa que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará tomar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

3.5.3.2.3 Se deberán cumplir los requisitos a), b), c) y e) de 3.5.2.1.1, y los requisitos de c), d) y e) de 3.5.2.2.3. Además, se cumplirán los requisitos indicados en a) y b) siguientes:

- a) La estructura no excede cinco niveles
- b) El espesor de la losa es aproximadamente igual a 3.5 por ciento del claro mayor del mayor tablero.

3.6 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

3.6.1 La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las hipótesis indicadas en a) a e):

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f'_c igual a $0.85f'_c$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a β_1c , donde β_1 se calculará con la ec. 3.6.1.

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{si } f'_c \leq 30 \text{ MPa (300 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{140} \geq 0.65; \quad \text{si } f'_c > 30 \text{ MPa} \quad (3.6.1)$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0.65; \quad \text{si } f'_c > 300 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

3.6.2 Diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario

3.6.2.1 Se deberá idealizar el diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo corrugado por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo especificado de fluencia del acero, f_y .

3.6.2.2 En aceros que no presenten fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo especificado de fluencia.

3.6.2.3 Se aceptará utilizar otras idealizaciones o modelos de comportamiento con valores sustentados experimentalmente, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente de acuerdo con NMX-B-172-CANACERO-2018.

3.6.2.4 Para acero de presfuerzo se deberán usar los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero utilizado obtenidos experimentalmente de conformidad con NMX-B-172-CANACERO-2018.

Comentario:

En versiones anteriores a la versión 2004 de esta Norma se especificaba usar una resistencia nominal del concreto para fines de diseño $f_c^* = 0.8f_c^t$, como una medida de la resistencia del concreto en la estructura, menor que la resistencia del concreto en los cilindros de ensayos a compresión. Una probabilidad de falla suficientemente pequeña se lograba aumentando las solicitaciones externas con un factor de carga, disminuyendo la resistencia nominal de los elementos estructurales con un factor de resistencia, y disminuyendo la resistencia a compresión del concreto al valor de f_c^* . Desde la versión 2004 de las Normas se ha suprimido el uso de f_c^* y se han revisado los factores de carga y de resistencia para conservar valores similares de la probabilidad de falla a los obtenidos con las versiones anteriores. Por esta razón, los valores de β_1 están en función de f_c^t .

Las hipótesis de 3.6.1, aplicadas a un elemento de sección rectangular, permiten obtener las ecs. 5.2.2.1.1.a y 5.2.2.1.1.b para obtener su resistencia a flexión. Estas hipótesis se pueden aplicar también a elementos de sección circular, pero la zona sujeta a esfuerzos de compresión no será un prisma de base rectangular, sino uno de base en forma de segmento circular, para el cual la resultante ya no está a la mitad de la profundidad del eje neutro. Las hipótesis se pueden aplicar también a secciones de forma cualquiera dividiendo la zona de esfuerzos de compresión en prismas de base trapezoidal, que se puedan aproximar por prismas de base rectangular cuyo ancho sea igual al promedio de los anchos de la parte superior y de la parte inferior de cada franja trapezoidal (Hognestad, 1951 y González y Robles, 2004).

3.7 Diseño de elementos presforzados

3.7.1 En esta Norma se considerará al concreto presforzado como un caso específico del concreto reforzado. Para su diseño, se aplicarán los requisitos a) a f) siguientes:

- a) Para la clasificación del miembro presforzado, el cálculo de esfuerzos y la revisión de esfuerzos permisibles, tanto en estado de servicio como en transferencia, se deberá cumplir con lo señalado en el Capítulo 13
- b) Las pérdidas de presfuerzo se determinarán según el Capítulo 11
- c) Para la revisión de los estados límite de falla, se deberá cumplir con lo indicado en el Capítulo 5 para diseño por flexión, flexocompresión, cortante, torsión y aplastamiento
- d) Para el caso de losas postensadas, adicionalmente a lo requerido en los incisos a) a c), se satisfarán las especificaciones que al respecto se establecen en el Capítulo 6 y el Capítulo 11
- e) Para la construcción de elementos presforzados, se cumplirán las disposiciones aplicables del Capítulo 16
- f) Adicionalmente, se deberán cumplir los requisitos de este capítulo y de los capítulos 2 (materiales y sus propiedades), 4 (durabilidad y protección contra fuego), 10 (diseño de elementos usando el método de puntales y tensores), 14 (detallado del refuerzo) y 15 (concretos especiales) aplicables.

3.8 Factores de resistencia**3.8.1 Resistencia de diseño**

3.8.1.1 La resistencia de diseño se obtendrá multiplicando la resistencia nominal por el factor de resistencia F_R .

3.8.2 Factores de resistencia

3.8.2.1 Los valores de F_R serán los indicados en la tabla 3.8.2.1, con excepción de lo modificado en 3.8.2.3.

Tabla 3.8.2.1 – Valores del factor de resistencia F_R

Fuerza interna o elemento estructural		F_R	Excepciones
a)	Momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial	0.65 a 0.90 (véase 3.8.2.2)	En los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón es menor que la longitud de desarrollo, véase 3.8.2.6.
b)	Cortante	0.75	Revisar requisitos adicionales en Capítulos 6, 7 y 8
c)	Torsión	0.75	—
d)	Cortante en dos direcciones en estructuras sujetas a acciones permanentes, variables y sismo	0.65	—
e)	Aplastamiento en el concreto	0.65	—
f)	Zonas de anclaje de postensado	0.85	—
g)	Ménsulas	0.75	—
h)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas con el método de puntales y tensores (Capítulo 10)	0.75	—
i)	Componentes de conexiones de elementos prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero sujetos a tensión	0.90	—
j)	Elementos de concreto simple	0.60	—
k)	Conectores post-instalados en concreto	0.45 a 0.75 según 14.10	—

3.8.2.2 El factor F_R para momento, fuerza axial, o combinación de momento con fuerza axial será el correspondiente de la tabla 3.8.2.2 y de la fig. 3.8.2.2.

Tabla 3.8.2.2 – Valores del factor de resistencia F_R para momento, fuerza axial, o momento con fuerza axial

Deformación unitaria neta de tensión ϵ_t	Clasificación	F_R			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Refuerzo helicoidal (zunchos) que cumple con 14.7.4		Otros	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controladas por compresión	0.75	a)	0.65	b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transición	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	d)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tensión	0.90	e)	0.90	f)

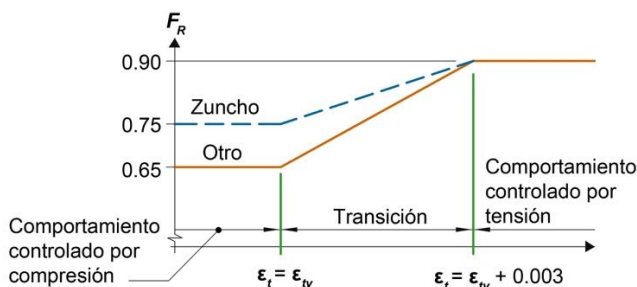


Figura 3.8.2.2 – Factor de resistencia F_R para momento, fuerza axial, o momento con fuerza axial en función de la deformación unitaria neta de tensión ϵ_t

3.8.2.3 En elementos no presforzados con secciones transversales asimétricas o con refuerzo asimétrico sometidos a flexocompresión, F_R calculado con la tabla 3.8.2.2 no deberá exceder el calculado por interpolación lineal entre el F_R que corresponde a secciones controladas por compresión para una carga axial igual a P_{bR} y 0.9 correspondiente a $0.1f'_cA_g$, donde P_{bR} es la fuerza axial resistente en el punto balanceado.

3.8.2.4 Para barras corrugadas, ϵ_{ty} se calculará como f_y/E_s . En caso de barras corrugadas Grado 42, se acepta que $\epsilon_{ty} = 0.002$.

3.8.2.5 Para acero de presfuerzo, $\epsilon_{ty} = 0.002$.

3.8.2.6 En secciones clasificadas en transición en la tabla 3.8.2.2, se acepta usar F_R correspondiente a secciones controladas por compresión.

3.8.2.7 En los elementos pretensados a flexión en los cuales la longitud embebida del torón es menor que la longitud de desarrollo, F_R para momento se calculará de la tabla 3.8.2.7. En ella, L_{tr} es la longitud de transferencia del tendón calculada con la ec. 3.8.2.7, F_{Rp} es el valor de F_R determinado a partir de la tabla 3.8.2.7 en la sección transversal más cercana al extremo del elemento en donde todos los torones se hayan desarrollado y L_d se obtiene de 14.4.8.

$$L_{tr} = \frac{f_{se}}{21} d_b \tag{3.8.2.7}$$

$$\left(L_{tr} = \frac{f_{se}}{210} d_b \right)$$

Tabla 3.8.2.7 – Factor de resistencia F_R para secciones cercanas a los extremos de elementos pretensados

Condición cerca del extremo del elemento	Esfuerzo en el concreto bajo cargas de servicio ^[1]	Distancia del extremo del elemento a la sección en consideración	F_R	
Todos los tendones son adheridos	-	$\leq L_{tr}$	0.75	(a)
		L_{tr} a L_d	Interpolación lineal entre 0.75 y F_{Rp} ^[2]	(b)
Uno o más tendones no adheridos	No hay tensión calculada	$\leq (L_{db} + L_{tr})$	0.75	(c)
		$(L_{db} + L_{tr})$ a $(L_{db} + L_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y F_{Rp} ^[2]	(d)
	Tensión calculada	$\leq (L_{db} + L_{tr})$	0.75	(e)
		$(L_{db} + L_{tr})$ a $(L_{db} + 2L_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y F_{Rp} ^[2]	(f)

^[1] Esfuerzo calculado a partir de las propiedades gruesas de la sección transversal en la fibra extrema del concreto en la zona a tensión precomprimida bajo cargas de servicio y después de haber considerado todas las pérdidas de presfuerzo.

^[2] Se permite usar un factor de resistencia de 0.75.

3.8.2.8 En marcos o muros de ductilidad alta o en muros prefabricados de ductilidad media designados para resistir las fuerzas inducidas por el sismo, el valor de F_R será el indicado en 3.8.2.8.1 a 3.8.2.8.4.

3.8.2.8.1 En cualquier elemento que resista fuerzas inducidas por el sismo, F_R para cortante será igual a 0.60 si la resistencia nominal a fuerza cortante del miembro es menor que la fuerza cortante asociada al desarrollo de la resistencia nominal a momento. La resistencia nominal a momento será el máximo valor calculado considerando las fuerzas axiales últimas (con factor de carga) proveniente de las combinaciones de carga que incluyan el efecto del sismo.

3.8.2.8.2 En diafragmas, F_R para fuerza cortante no será mayor que el menor de los valores de F_R para cortante usado en los componentes verticales del SERCGFL.

3.8.2.8.3 En elementos de cimentación que sirven de apoyo a los elementos del SERCGFL, F_R para fuerza cortante no será mayor que el menor de los valores de F_R para cortante usado en los componentes verticales del SERCGFL.

3.8.2.8.4 En uniones viga-columna de marcos de ductilidad alta y en vigas de acoplamiento reforzadas con barras en diagonal, F_R será igual a 0.85.

Comentario:

Los factores de resistencia F_R consideran: a) la probabilidad de que los elementos exhiban una menor resistencia debido a la variación en las resistencias de los materiales y en las dimensiones de los elementos; b) la inexactitud de las ecuaciones de diseño; c) la ductilidad disponible y la confiabilidad del elemento ante las acciones consideradas; y d) la importancia del elemento en la estructura. La última consideración implica reconocer que una columna o muro son más importantes para la estabilidad vertical que una viga o una losa.

El mayor valor de F_R se asigna a elementos cuya falla está controlada por flexión (véase tabla 3.8.2.1). En zonas de anclaje de postensado, el valor de F_R refleja la amplia variación de resultados experimentales obtenidos en pruebas con el objetivo de medir la resistencia. La resistencia efectiva de concreto sin confinar en la zona general de un anclaje postensado quedaría limitada a $0.85 \times 0.7\lambda f_{ci}' = 0.6\lambda f_{ci}'$, donde el límite $0.7\lambda f_{ci}'$ se establece en 14.9.4.5.2. En el caso de ménsulas, cuya falla esté gobernada por fuerza cortante, se usa el mismo valor de F_R que para cortante. En el caso de elementos de concreto simple, puesto que los modos de falla dependen de la resistencia a la tensión del concreto, se usa el mismo valor de F_R para todos ellos.

En la versión 2023 de esta Norma se incluyeron, en el cuerpo principal, los requisitos para calcular factores de resistencia F_R para elementos sujetos a flexocompresión, localizados en el Apéndice A de la versión 2017. Este procedimiento permite una transición gradual en el valor de los factores entre secciones en las que el acero de tensión fluye ampliamente antes del aplastamiento del concreto y aquellas en las que se aplasta el concreto antes de que fluya el acero (fig. 3.8.2.2). La resistencia nominal de un elemento a flexocompresión se calcula para la condición cuando la deformación unitaria en el extremo a compresión del concreto alcance el límite de 0.003. En el cálculo, se determina el valor de la deformación unitaria neta a tensión ϵ_s , la cual es la deformación unitaria a tensión calculada en el acero de refuerzo más cercano a la cara en tensión (fig. C3.8.1), excluyendo deformaciones debidas a presfuerzo, flujo plástico, contracción por fraguado y temperatura. La deformación unitaria neta a tensión se calcula a partir de una distribución lineal de deformaciones cuando se alcanza la resistencia nominal.

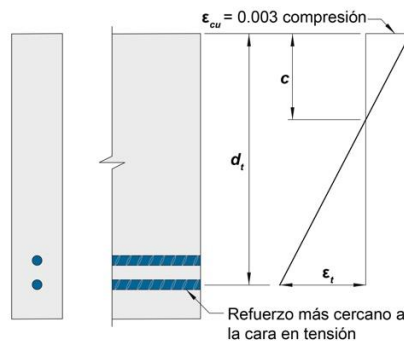


Figura C3.8.1 – Perfil de deformaciones unitarias y deformación unitaria neta de tensión en una sección de concreto reforzado (adaptada de ACI CODE-318-19)

El factor F_R calculado con la tabla 3.8.2.1 puede aumentar a una tasa alta en la región de transición para miembros no presforzados con secciones transversales asimétricas o con una distribución asimétrica del refuerzo. Como resultado, P_R determinado en las regiones controladas por tensión o de transición pueden exceder el valor de P_R calculado para la región controlada por compresión. Los requisitos de 3.8.2.7 tienen la intención de corregir este problema. Si P_R es menor que $0.1f_c' A_g$, no se aplica 3.8.2.7 y F_R se determina de la tabla 3.8.2.2. Para algunas secciones, esta corrección puede conducir a menores resistencias y cargas axiales que las calculadas con versiones anteriores de la Norma.

Si la sección crítica a lo largo de un elemento pretensado ocurre en una región en donde no todos los tendones han desarrollado totalmente su esfuerzo, es factible que ocurra deslizamiento por falla de adherencia. Este modo de falla es frágil y es parecido a uno por cortante. Es por ello que el valor especificado de F_R disminuye respecto al valor para flexión cuando todos los torones han desarrollado su esfuerzo. Se acepta interpolar para la obtención de F_R entre el término de la longitud de transferencia y la longitud de desarrollo. En este caso, F_{Rp} se refiere al valor del factor de resistencia en la sección transversal más cercana al extremo del elemento donde todos los tendones han desarrollado su esfuerzo (fig. C3.8.2.a). Como método alternativo a la determinación del número de torones adheridos o no cerca del extremo, se acepta tomar $F_R=0.75$ en donde termina la longitud de transferencia y con ese valor interpolar linealmente para determinar el factor de resistencia (fig. C3.8.2.b). Es conservador considerar $F_R=0.75$ a lo largo de la región entre el término de la longitud de transferencia y el término de la longitud de desarrollo.

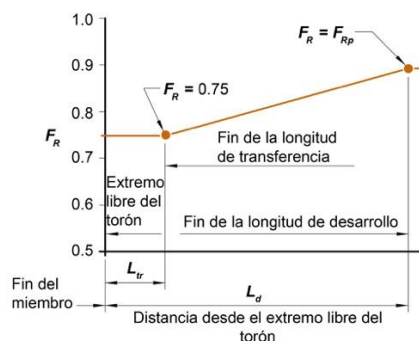
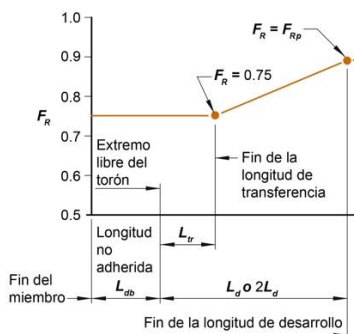


Figura C3.8.2.a – Factor de resistencia F_{Rp} para secciones pretensadas desde el extremo libre del torón en el caso de torones completamente adheridos (adaptada de ACI CODE-318-19)



Nota: La ubicación del final de la longitud de desarrollo depende de los esfuerzos calculados en la fibra de concreto extrema en la zona precomprimida a tensión bajo cargas de servicio.

Figura C3.8.2.b – Factor de resistencia F_{Rp} para secciones pretensadas desde el extremo libre del torón en el caso de torones no adheridos (adaptada de ACI CODE-318-19)

Las excepciones en los valores de F_R en 3.8.2.7 se refieren a elementos cuya resistencia nominal a cortante es menor que la fuerza cortante asociada a la resistencia nominal de flexión para la combinación de cargas determinadas. Se trata de usar valores menores de F_R en aquellos miembros controlados por fuerza cortante. En el caso de diafragmas y sus conexiones (véase 3.8.2.8.2), con el valor de F_R se pretende incrementar su resistencia, en especial en estructuras a base de muros que tienden a tener una sobrerresistencia elevada. El factor

F_R para diseño de elementos de cimentación (3.8.2.8.3) es similar al de muros controlados por corte y que serán apoyados en la cimentación, de modo de proveer una confiabilidad por corte consistente entre muros y cimentación.

3.9 Dimensiones de diseño

3.9.1 Para calcular resistencias, se harán reducciones de 20 mm en las dimensiones indicadas en a) a e):

- a) Espesor de muros
- b) Diámetro de columnas circulares
- c) Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares
- d) Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos
- e) Ancho de vigas y arcos.

3.9.2 Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 200 mm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignent en los planos estructurales.

3.10 Revestimientos

3.10.1 Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. DURABILIDAD Y PROTECCIÓN CONTRA FUEGO

4.1 Requisitos básicos

4.1.1 La durabilidad deberá ser tomada en cuenta en el diseño, mediante la determinación de la clasificación de exposición de acuerdo con 4.3 y, para esa clasificación, deberá cumplir con los requisitos a) a h) siguientes:

- a) Requisitos del material cementante (véase 4.2)
- b) Calidad y curado del concreto para distintas exposiciones (véanse 4.4 a 4.6)
- c) Concretos expuestos a sulfatos (véase 4.7)
- d) Resistencia a la abrasión (véase 4.8)
- e) Restricciones en los contenidos químicos (véanse 4.9 y 4.10)
- f) Precauciones en la reacción álcali-agregado (véase 4.11)
- g) Consideraciones sobre baja permeabilidad al agua (véase 4.12)
- h) Recubrimientos (véanse 4.13 y 4.14).

En 4.15 se establecen los requisitos para las dimensiones y recubrimientos mínimos de los elementos estructurales para protegerlos contra fuego.

4.1.1.1 Las mezclas de concreto deberán caracterizarse tanto en sus propiedades en estado fresco como en estado endurecido, para cumplimiento con las resistencias mecánicas y las condiciones de durabilidad, ya que es posible que las técnicas de construcción deban adecuarse para su correcta utilización.

Comentario:

El concreto durable tiene la capacidad de mantener su capacidad de servicio en las condiciones ambientales a las que se encuentre expuesto a través de su vida útil, siempre y cuando sea debidamente diseñado, proporcionado, evaluado, transportado, colocado, acabado, curado, protegido, supervisado y mantenido.

La durabilidad involucra un gran número de factores interrelacionados, tales como:

- a) Atención a los detalles de diseño, incluyendo planos del refuerzo y previsiones para el escurrimiento de agua en las superficies expuestas y al ataque químico al que puede estar expuesto el concreto, ya sea por contacto con el terreno o con sustancias corrosivas o nocivas para el concreto*
- b) Especificaciones del concreto durable claras, detalladas y completas*
- c) Diseño de mezcla con desempeño verificado mediante ensayos estandarizados de laboratorio*
- d) Prácticas constructivas correctas, incluyendo la fijación adecuada del refuerzo, la colocación, compactación y curado del concreto, entre otras.*

4.2 Requisitos del material cementante

4.2.1 Los requisitos que se prescriben en 4.4, 4.5, 4.6, 4.7 y 4.12 suponen el empleo de concreto con cemento portland ordinario (CPO). De acuerdo con las condiciones a las que se encuentre sujeta la estructura, deberá utilizarse el tipo de cemento aplicable al caso según la norma NMX-C-414-ONNCCE-2017.

4.2.2 Se aceptará la combinación de cemento y materiales cementantes suplementarios para proporcionar características de durabilidad iguales o superiores a las obtenidas con CPO. Los materiales cementantes suplementarios que se permiten son caliza molida, ceniza volante pulverizada, puzolanas naturales o calcinadas, humo de sílice y escoria granulada de alto horno, de conformidad con NMX-C-146-ONNCCE-2000 y NMX-C-179-ONNCCE-2013. El uso de estos materiales en el concreto deberá ser evaluado de acuerdo con NMX-C-569-ONNCCE-2020 en los aspectos de suministro, colocación, curado del concreto, resistencia mecánica y desempeño de durabilidad.

4.2.3 Las evaluaciones de durabilidad requieren normalmente varios meses antes de que se puedan conocer los resultados finales de desempeño del concreto con todos sus componentes. Por ello, será necesario anticipar dichas evaluaciones para el proyecto. En caso de no contar con resultados anticipados, se aceptará considerar el desempeño del concreto durable utilizado en proyectos similares que cuenten con la justificación técnica requerida, bajo la aceptación del Proyectista, el Director y, en su caso, del Corresponsable.

4.3 Clasificación de exposición

4.3.1 La clasificación de la exposición para una superficie de un miembro se deberá determinar a partir de la tabla 4.3.1. Para determinar la calidad del concreto requerida de acuerdo con 4.4 a 4.14, la clasificación de exposición para el miembro será la que corresponda a la superficie que tenga la condición de exposición más desfavorable.

Tabla 4.3.1 - Clasificación de exposición

Superficies y ambiente de exposición	Clasificación de exposición	Véase requerimientos en tabla
a) Superficie de miembros en contacto con el terreno: 1) Protegida por una membrana impermeable 2) En suelos no agresivos 3) En suelos agresivos ^[1]	A1 A2 D	4.7.1
b) Superficies de miembros en ambientes interiores: 1) Encerrado totalmente dentro de un edificio, excepto por breve periodo de exposición al ambiente durante la construcción ^[2] 2) En edificios o sus partes donde los miembros pueden estar sujetos a humedecimiento y secado repetido ^[2]	A1 B1	
c) Superficies de miembros no en contacto con el terreno y expuestos a ambientes exteriores ^[3] que son: 1) No agresivos 2) Ligeramente agresivos 3) Agresivos	A2 B1 B2	
d) Superficies de miembros en agua ^[4] : 1) En contacto con agua dulce (dura) En agua dulce a presión (dura) En agua dulce corriente (dura) 2) En contacto con agua dulce (suave) En agua dulce a presión (suave) En agua dulce corriente (suave) 3) En agua con más de 20 000 ppm de cloruros: - Sumergida permanentemente - En zonas con humedecimiento y secado	B1 B2 B2 B2 D D B2 C	4.9.1.2
e) Superficies de miembros en otros ambientes: En cualquier ambiente de exposición no descritos en los incisos de a) a d)	D	

^[1] Se deben considerar agresivos los suelos permeables con $\text{pH} < 4$ o con agua freática que contiene más de un gramo (1 g) de iones de sulfato por litro.

Suelos ricos en sales con pH entre 4 y 5 deberán considerarse como clasificación de exposición C.

^[2] Cuando se emplee en aplicaciones industriales, se deben considerar los efectos sobre el concreto de los procesos de manufactura que allí se realicen; en tales casos se puede requerir una reclasificación de la exposición a D.

^[3] La frontera entre los diferentes ambientes exteriores depende de muchos factores, los cuales incluyen distancia desde la fuente agresiva, vientos dominantes y sus intensidades. Estos factores se deberán tomar en cuenta para definir el nivel de exposición.

^[4] Para establecer las características de dureza del agua se deberá analizarla de acuerdo con NMX-C-283-ONNCCE-2018.

4.3.2 Para determinar los requisitos de recubrimiento para protección del refuerzo contra la corrosión, de acuerdo con 4.13 y 4.14, la clasificación de la exposición se deberá tomar como la que corresponda a la superficie a partir de la cual se mide el recubrimiento.

Comentario:

La clasificación de la tabla 4.3.1 se enfoca a las condiciones que conducen al deterioro de la estructura y se puede resumir como sigue:

a) Clasificación de exposición A1 y A2 – ambientes relativamente benignos, tales como en el interior de la mayor parte de los edificios, o en sitios con ambientes similares a los que tienen poblados alejados de las costas o de otras fuentes agresivas, donde la recomendación de un recubrimiento adecuado dará como resultado un desempeño satisfactorio

- b) *Clasificación de exposición B1 - ambientes moderadamente agresivos, tales como los sitios con ambientes similares a los que existen en las zonas cercanas a las costas y prevalecen los vientos provenientes de la zona agresiva, para los cuales una protección satisfactoria puede ser proporcionada por una combinación de una calidad mejorada del concreto y recubrimiento adecuado. También aplica para estructuras que estén expuestas a periodos de humedecimiento y secado, por lo cual se debe requerir baja permeabilidad en el concreto*
- c) *Clasificación de exposición B2 - ambientes agresivos, tales como los que existen en sitios ubicados entre 100 y 500 m de la costa, o bien alta contaminación ambiental como zonas urbanas e industriales*
- d) *Clasificación de exposición C - el ambiente más agresivo (cloruros, sulfatos, álcalis, etc.) para el cual se dan recomendaciones específicas sobre la calidad del concreto y los requisitos de recubrimiento*
- e) *Clasificación de exposición D - ambientes para los cuales la Norma no da recomendaciones específicas. El Proyectista ha de determinar, considerando las condiciones locales del sitio de la estructura, la clasificación de exposición apropiada que puede ser más severa que la clasificación de exposición C o más benigna que la clasificación de exposición A1. Para esta clasificación, el diseñador tiene que cuantificar la severidad de la exposición de acuerdo con los lineamientos antes expuestos y seleccionar los métodos de protección apropiados para la exposición. La clasificación D también aplica cuando la vida de diseño es mayor que 50 años. En tal caso, deben tomarse en cuenta consideraciones específicas de los materiales, prácticas constructivas, ambientes, desempeño requerido, etc.*

Se sabe que la emisión de ciertos contaminantes industriales incrementa el riesgo de degradación del concreto o de corrosión del refuerzo. Es imposible definir dentro de esta Norma y estos comentarios todos los procesos industriales. El Proyectista ha de considerar el proceso industrial en particular para determinar cuándo una clasificación industrial B1 debe subirse a clasificación D que requiere aplicar condiciones especiales. Las plantas industriales que queman combustibles que contienen azufre, o que emiten gases ácidos, pueden considerarse como de riesgo severo y sujetas a la clasificación D de alta exigencia de durabilidad. Un límite de 3 km representa una estimación razonable, pero se ha de usar el juicio ingenieril, dependiendo del concreto, de la naturaleza y magnitud de los contaminantes industriales y de la dirección de los vientos. Las estructuras localizadas en áreas con actividad geotérmica se consideran con clasificación de exposición industrial.

Los procesos biológicos en la superficie del concreto pueden originar deterioro mecánico y químico. Esto puede exacerbarse por condiciones de humedad y alta temperatura, tales como las superficies de los sistemas de drenaje y plantas de tratamiento de aguas residuales.

No obstante que los recubrimientos y resistencias del concreto especificadas proporcionan una solución al desempeño requerido, el uso de cementantes, como el humo de sílice, la escoria de alto horno y la ceniza volante pueden mejorar el desempeño del CPO, dando como resultado una mejora en el desempeño mecánico y de durabilidad del concreto.

A continuación, se mencionan algunos casos con sus clasificaciones correspondientes:

- a) *El contacto con líquidos resulta difícil de clasificar en forma apropiada. Las aguas puras pueden causar lixiviados significativos de los componentes del concreto parcialmente solubles, también la exposición repetida a la condensación*
- b) *El agua corriente y los ciclos de humedecimiento y secado, frecuentes en estructuras de contención de agua, pueden originar también degradación física y química. Estos problemas son adicionales a aquellos asociados con la corrosión del refuerzo. La Norma propone un intervalo de clasificación con base principalmente en la experiencia, la cual depende del tipo de estructura*
- c) *La exposición más moderada que corresponde a estructuras sumergidas en agua salina se clasifica como B2. A pesar de los altos contenidos de sulfatos y cloruros en las aguas salinas, un nivel extra de protección se proporciona por la formación de una capa superficial impermeable de carbonatos, y la pérdida del oxígeno disuelto, especialmente en los estratos profundos. Las estructuras sujetas ocasionalmente al contacto directo con aguas salinas, podrían ser clasificadas por el diseñador como B2 o C, la que resulte más apropiada*
- d) *La Norma destacan las aguas subterráneas que contienen sulfatos, o sulfuros que se pueden oxidar a sulfatos, los cuales pueden atacar al concreto de una manera rápida y destructiva. El agua subterránea que contiene altos niveles de cloruros o materia orgánica también pueden ser destructivos. Concretos de alta calidad pueden proporcionar alguna protección, pero para aguas subterráneas que contienen más de 1 gramo de sulfato por litro de agua subterránea, necesita de cementos especiales y otros métodos de protección*
- e) *En situaciones de agua potable, se puede usar el Índice Langelier para determinar la suavidad del agua. Este índice es una evaluación que se usa en la ingeniería del agua y considera la naturaleza corrosiva del agua mediante el examen de su pH en relación con la presencia de calcio y otros sólidos disueltos. La naturaleza agresiva del agua se incrementa a medida que el índice se mueve de cero a valores negativos. Un valor de -1.5 puede ser visto como significativamente agresivo al contacto. Para aguas no potables, se requiere hacer evaluaciones especiales, como la pertinencia de aplicar el índice Langelier (índice Langelier=pH+factor de temperatura+dureza de calcio+alcalinidad total-12.1)*
- f) *La protección proporcionada por una membrana impermeable bajo la losa construida sobre la superficie del terreno, proporcionará un ambiente equivalente a la clasificación A1. Por razones prácticas, solamente una calidad de concreto se usará en cualquier miembro; la calidad está determinada por la clasificación de exposición más severa para cualquiera de sus superficies. Pueden tomarse en cuenta los recubrimientos superficiales de protección*

en el establecimiento de la clasificación de la exposición. Sin embargo, se recomienda tener cuidado cuando se establezca la capacidad de un recubrimiento superficial para proteger la superficie y mantenerlo durante el ciclo de vida de la estructura. La selección de un recubrimiento apropiado queda fuera del alcance de esta Norma, pero el Proyectista ha de estar consciente de que un recubrimiento inadecuado y con mantenimiento pobre puede conducir a una degradación más rápida

g) El concreto puede ser atacado cuando se expone a un ambiente químico, particularmente aquellos que contienen ácidos. En estos casos, se puede requerir incrementar la calidad del concreto o usar revestimientos protectores

h) Una velocidad de corrosión de acero expuesto de 150 g/m² año se usó para delimitar la frontera entre las zonas A2 y B1. La velocidad de corrosión característica para la zona B2 fue de 180 g/m² año. Estas cifras están basadas en los estudios generales de corrosión desarrollados por BRANZ (1984, 1991 y 1992). Ha de notarse que el acero expuesto se usa para determinar solamente el riesgo de corrosión. Estos valores de corrosión no tienen una relación directa para calcular la velocidad de corrosión del acero de refuerzo protegido dentro de un miembro de concreto

i) La clasificación del nivel de exposición del concreto de cimentaciones y estructuras subterráneas depende de la agresividad de las sustancias del suelo y del agua.

4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2

4.4.1 Miembros sujetos a clasificaciones de exposición A1 o A2 deberán ser curados con agua en forma efectiva y continua bajo temperatura y presión del ambiente por al menos tres días a partir del colado.

4.4.1.1 El concreto en los miembros tendrá un f_c' no menor que 25 MPa (250 kg/cm²), con excepción del concreto Clase 2 (véase 2.2.3.1 para establecer los límites de aplicación estructural).

4.5 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C

4.5.1 Miembros sujetos a clasificaciones de exposición B1, B2 o C deberán ser curados con agua en forma uniforme y continua bajo condiciones de temperatura y presión del ambiente, por al menos siete días a partir del colado.

4.5.2 El concreto en el miembro tendrá un f_c' no menor que:

- 25 MPa (250 kg/cm²) para clasificación B1
- 30 MPa (300 kg/cm²) para clasificación B2
- 50 MPa (500 kg/cm²) para clasificación C.

4.5.3 Adicionalmente, en los concretos para la clasificación C se deberá emplear un contenido de CPO no menor que 3 500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación a/mc que no exceda 0.40.

4.5.4 La tabla 4.5.4 indica los contenidos de cemento mínimos y las relaciones a/mc mínimas que deberán utilizarse en las clasificaciones de exposición B1, B2 y C.

Tabla 4.5.4 - Relación a/mc y contenidos de cemento mínimos

Clasificación de exposición	Relación a/mc	Contenido de cemento mínimo (kg/m ³)
B1	0.50	270
B2	0.40 – 0.45	320
C	< 0.40	350

4.5.5 Los concretos durables deberán incluir en su composición aditivos reductores de agua y en los casos en que se requiera, incluir aditivos superfluidificantes. Los aditivos deberán cumplir con NMX-C-255-ONNCCE-2013.

Comentario:

La observancia de estos parámetros, junto con proporcionar al concreto una consistencia adecuada para la colocación y compactación, requiere el empleo de aditivos químicos (reductores de agua, superplastificantes, modificadores de viscosidad, retardantes de fraguado y estabilizadores de cemento, principalmente).

Es pertinente hacer notar que el hecho de especificar la resistencia a compresión como un factor de la durabilidad está relacionado principalmente con las medidas de control de la práctica adoptada por la industria del concreto premezclado dentro de sus programas de aseguramiento de la calidad para cumplir con la norma NMX-C-155-ONNCCE-2014. Sin embargo, la durabilidad del concreto está relacionada con la reducción de los conductos

capilares y su interconexión, lo cual está gobernado principalmente por la relación a/mc , la composición del material cementante y el periodo de curado subsecuente.

Donde los agregados locales no permiten alcanzar las resistencias a compresión, es necesario adoptar métodos alternativos para asegurar que las relaciones a/mc se mantengan dentro de ciertos límites, de acuerdo con la categoría de la exposición. Los límites que se sugieren se establecen en la tabla 4.5.4.

En durabilidad, es importante destacar la importancia de la reducción de agua a través del uso de aditivos, en lugar de aumentar los consumos de material cementante.

4.6 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D

4.6.1 El concreto en los miembros sujetos a una clasificación de exposición D se especificará para asegurar su durabilidad bajo la exposición ambiente particular que se tenga y para la vida útil de diseño escogida.

4.6.2 Los concretos deberán curarse de manera continua preferentemente con agua. El tiempo de curado, cuando la agresividad del ambiente es alta, deberá ser de más de 7 días.

Comentario:

Para casos más severos que C, las principales acciones para los concretos de CPO son el empleo de los superfluidificantes, de los minerales finos (p.e. humo de sílice), aditivos reductores de la permeabilidad para soportar condiciones de presión hidrostática y mayores consumos de cemento. Las relaciones a/mc se reducen a la región de 0.30. Los cementos mezclados que cumplen con NMX-C-414-ONNCCE-2017 y los cementantes alternativos (véase Capítulo 15) pueden proporcionar mejores opciones para asegurar una durabilidad adecuada, siempre y cuando su desempeño sea comprobado a través de los ensayos requeridos para cada caso. Dentro de las opciones comunes de los materiales cementantes suplementarios, se encuentran la escoria granulada de alto horno, la ceniza volante y puzolana natural.

La evaluación de los cementos mezclados o alternativos en la mezcla de concreto requiere un tiempo de estudio significativo, si no se tienen resultados de ensaye disponibles.

En algunas de las condiciones especiales que pueden surgir en esta categoría, el empleo de revestimientos especiales resistentes a los químicos colocados sobre el concreto estructural, puede proporcionar una solución favorable, siempre y cuando el concreto base sea diseñado por durabilidad.

4.7 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos

4.7.1 En la tabla 4.7.1 se presentan los requisitos que deberán cumplir los concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos.

Tabla 4.7.1 - Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos

Exposición a sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO ₄) presentes en suelos, porcentaje por peso	Sulfatos (SO ₄) en agua, ppm	Tipos de cemento ^[1]	Máxima relación agua/material cementante, por peso, concretos con agregados de peso normal ^[2]	f _c mínima, concreto con agregado de peso normal y ligero, MPa (kg/cm ²)
Despreciable	0.00 ≤ SO ₄ < 0.10	0 ≤ SO ₄ < 150	—	—	—
Moderada ^[3]	0.10 ≤ SO ₄ < 0.20	150 ≤ SO ₄ < 1500	CPP, CPEG, CPC	0.50	30 (300)
Severa	0.20 ≤ SO ₄ ≤ 2.00	1500 ≤ SO ₄ < 10 000	RS	0.45	35 (350)
Muy severa	SO ₄ > 2.00	SO ₄ > 10000	RS más puzolana ^[4]	0.40	35 (350)

^[1] CPP cemento portland puzolánico (clínker de cemento portland con C₃A < 8 por ciento)

CPEG cemento portland con escoria granulada de alto horno (clínker de cemento portland con C₃A < 8 por ciento)

CPC cemento portland compuesto (clínker de cemento portland con C₃A < 8 por ciento)

RS cemento portland resistente a los sulfatos (C₃A < 5 por ciento).

^[2] Se puede requerir relaciones agua/material cementante más bajos o resistencias más altas para reducción de la permeabilidad o para protección del acero contra la corrosión.

^[3] Correspondería a agua de mar.

^[4] Puzolana que haya mostrado mediante ensaye o experiencias previas que mejora la resistencia a los sulfatos cuando se emplea en concreto fabricado con cemento portland resistente a los sulfatos.

4.8 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión

4.8.1 En adición a los otros requisitos de durabilidad de este Capítulo, la superficie del concreto para miembros sujetos a abrasión proveniente del tránsito deberá tener un f_c' no menor que el valor aplicable dado en la tabla 4.8.1.

Tabla 4.8.1 - Requisitos de resistencia a compresión para abrasión ^[1]

Miembro y/o tipo de tránsito	f_c' , MPa (kg/cm ²) ^[2]
Pisos comerciales e industriales sujetos a:	
Tránsito vehicular	25 (250)
Pavimentos o pisos sujetos a:	
a) Tránsito de poca frecuencia con llantas neumáticas (vehículos de hasta 30 kN [3 t])	25 (250)
b) Tránsito con frecuencia media con llantas neumáticas (vehículos de más de 30 kN [3 t])	30 (300)
c) Tránsito con llantas no neumáticas	40 (400)
d) Tránsito con llantas de acero	No menor que 40 (400)

^[1] En forma alternativa, se pueden usar tratamientos superficiales para incrementar la resistencia a la abrasión.

^[2] f_c' se refiere a la resistencia del concreto empleado en la zona de desgaste.

4.8.2 En superficies expuestas a tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor de 15 mm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

4.8.3 Se deberá verificar la resistencia a la abrasión bajo la norma ASTM C779-19 o la norma ASTM C944-19.

Comentario:

La abrasión de pisos industriales es una causa común de falla. La resistencia a compresión se seleccionó como el parámetro más importante fácilmente especificable, pero también se han de considerar los métodos de construcción, ya que la resistencia a la abrasión está altamente influenciada por el curado y el acabado superficial. Esta sección específica los requisitos adicionales para la exposición a la abrasión, por arriba o por debajo de otros criterios de exposición. Por ejemplo, para un pavimento externo de concreto reforzado sujeto solamente a un tránsito ligero de llantas neumáticas pero localizado en una zona agresiva con clasificación B2, los requisitos correspondientes a la zona de agresividad tendrán precedencia. Por otra parte, para un piso interno de una fábrica sujeto a un tránsito de mediano a pesado de llantas neumáticas, los requisitos de abrasión de esta cláusula tendrán precedencia.

Se debe hacer notar que las técnicas de acabado superficial requerirán de un control especial si la resistencia a la abrasión potencial, para un f_c' dado, se ha de alcanzar totalmente.

4.9 Restricciones sobre el contenido de químicos en el concreto

4.9.1 Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión

4.9.1.1 El contenido total del ion cloruro en el concreto, calculado o determinado, basado en las mediciones del contenido de cloruros provenientes de los agregados, del agua de mezclado y de aditivos no deberá exceder los valores dados en la tabla 4.9.1.2. La determinación del contenido de iones de cloruro solubles en agua deberá hacerse bajo los procedimientos establecidos en ASTM C1218-20.

4.9.1.2 No se permitirá adicionar al concreto cloruros o aditivos químicos que los contengan en forma importante en elementos de concreto reforzado para clasificaciones de exposición B1, B2, o C, y en ningún elemento de concreto presforzado o curado a vapor.

Tabla 4.9.1.2 - Valores máximos de contenido de ion cloruro en el concreto fresco

Tipo de miembro	Máximo contenido de iones de cloruro (CL ⁻) solubles en agua en el concreto, porcentaje en peso del cemento (ASTM C1218-20)
Concreto presforzado	0.06
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio húmedas	0.15
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio secas o protegidas de la humedad	1.00
Otras construcciones de concreto reforzado	0.30

Comentario:

La protección al refuerzo que proporciona un recubrimiento adecuado de concreto denso se relaciona primordialmente con la protección proporcionada por la alcalinidad del concreto. Esta protección previene el inicio de la corrosión hasta que la carbonatación ha avanzado cerca de la superficie del acero, lo cual usualmente toma décadas. Sin embargo, si los iones de cloruro están presentes en cantidad suficiente, la corrosión se puede iniciar aun en ambiente alcalino. Más aún, los iones de cloruro aceleran el proceso de corrosión por lo que su presencia debe ser minimizada.

Cuando se considera el efecto de los cloruros sobre la corrosión es necesario distinguir entre cloruros “libres” presentes en la solución de poro y cloruros ligados por el cemento a la matriz. Los cloruros “ligados” no toman parte directamente en la corrosión, mientras que los cloruros “libres” pueden romper la película de protección pasiva en la superficie de las barras de refuerzo. Los iones de cloruros “libres” incrementan la conductividad eléctrica de la solución de poro y la velocidad de disolución de los iones metálicos.

Los límites sobre el contenido del ion cloruro se especifican como porcentaje en peso del consumo de cemento.

El procedimiento dado en la especificación de diseño por durabilidad involucra en primer lugar la clasificación de la severidad del ambiente al cual quedará expuesta la superficie de concreto. Para esa clasificación de exposición, se especifica una calidad mínima del concreto a través de la resistencia, y se requiere un recubrimiento mínimo para la protección del refuerzo. El principio básico es que donde la corrosión del refuerzo, una vez iniciada, sea rápida, se requieren mayores niveles de protección. Ambientes más severos requieren mayor protección y esto se refleja en mejor calidad del concreto y recubrimientos más grandes.

En la industria de la construcción se dispone de otros métodos de protección contra la corrosión, ya sea pasivos (mediante ánodos de sacrificio en sistemas de protección catódica galvánica) o activos (que aplican una corriente eléctrica al elemento). Su uso depende de las condiciones esperadas de mantenimiento de la estructura, principalmente.

4.9.2 Restricción en el contenido de sulfato

4.9.2.1 El contenido de sulfato en el concreto al momento del colado, expresado como el porcentaje del peso de SO₃ soluble en ácido con relación al peso de cemento, no será mayor que 5 por ciento. Se utilizará el método de ensayo ASTM C1580-20 en su determinación.

Comentario:

El límite establecido incluye el sulfato en el cemento, así como en los agregados y en el agua. Es importante tener cuidado especial cuando se emplean los desperdicios de rocas provenientes de la explotación de minas como alguno de los agregados. Muchos minerales en rocas incluyen sulfuros que se oxidan a sulfatos.

4.10 Restricciones sobre otras sales

4.10.1 No se permitirá incorporar al concreto otras sales a menos que se pueda mostrar que no afectan adversamente la durabilidad.

4.10.2 Deberá verificarse la conformidad de los aditivos para concreto de acuerdo con la norma NMX-C-255-ONNCCE-2013.

Comentario:

Algunos aditivos usados en lugar de los acelerantes a base de cloruros pueden dar origen a un incremento en las sales ionizadas que pueden ser perjudiciales para el concreto.

Se recomienda revisar la información sobre los aditivos químicos para concreto de ACI PRC-212.3.

4.11 Reacción álcali-agregado

4.11.1 Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali-agregado, la cual puede presentarse por reacción álcali-sílice o reacción álcali-carbonato. A los agregados se les hará el examen petrográfico de acuerdo con ASTM C295-19; si el agregado resulta potencialmente reactivo, se seguirán los procedimientos de 4.11.2 y/o 4.11.3 para detectar la posible reacción deletérea.

4.11.2 Para la reacción álcali-sílice

4.11.2.1 Se deberá realizar el ensaye químico de acuerdo con ASTM C289-07. Si el agregado resulta reactivo o potencialmente reactivo se procederá según 4.11.2.1.1 a 4.11.2.1.3.4.

4.11.2.1.1 Realizar el ensaye acelerado de expansión en barras de mortero de acuerdo con ASTM C1260-22. Si la expansión a 16 días es menor que 0.10 por ciento, el riesgo de la reacción es mediano y se deberán tomar medidas intermedias.

4.11.2.1.2 De no cumplirse con 4.11.2.1.1 se deberá realizar el ensayo en barras de mortero, de acuerdo con ASTM C227-10, las cuales deberán tener una expansión menor que 0.05 por ciento a 3 meses y menor que 0.10 por ciento a 6 meses para considerar que el riesgo es bajo y el concreto requerirá medidas mínimas de prevención de reacción.

4.11.2.1.3 De no cumplir con 4.11.2.1.2 se deberá verificar que la expansión en barras de concreto, de acuerdo con ASTM C1293-20a sea menor que 0.04 por ciento a un año para considerar que el riesgo de reacción es bajo y el concreto requerirá medidas mínimas de prevención por la reacción.

4.11.2.1.4 De no cumplir con 4.11.2.1.3, se considerará que el riesgo de reacción es alto y se deberán tomar medidas máximas para prevenir la reacción.

4.11.3 Para la reacción álcali-carbonato

4.11.3.1 Se deberá verificar que la expansión en roca, de acuerdo con ASTM C586-19, sea menor que 0.10 por ciento a 28, 56 y 112 días para considerar que la reacción es de riesgo mediano y se tomarán medidas intermedias para inhibir la reacción; si es mayor o igual que 0.10 por ciento, el riesgo de reacción es alto y se deberán tomar medidas máximas para evitarla.

4.11.3.2 Si de acuerdo con 4.11.3.1 la expansión es menor que 0.10 por ciento se deberá verificar que la expansión en barras de concreto, de acuerdo con ASTM C1105-08a (2016), sea menor que 0.015 por ciento a 90 días, menor que 0.025 por ciento a 6 meses y menor que 0.030 por ciento a un año. Si se cumple con lo anterior, el riesgo de reacción álcali-carbonato es bajo y se deberán tomar medidas mínimas para evitar la reacción.

4.11.4 Medidas de prevención de reacción álcali-agregado

4.11.4.1 Si el agregado es reactivo o potencialmente reactivo, se deberá utilizar un cemento tipo BRA de acuerdo con NMX-C-414-ONNCCE-2017, cuyo contenido máximo de álcalis equivalentes sea menor o igual que 0.4 por ciento.

4.11.4.2 Medidas preventivas adicionales que deben observarse de acuerdo con el criterio del Proyectista, el Corresponsable o el Director, son las indicadas en 4.11.4.2.1 a 4.11.4.2.4.

4.11.4.2.1 El límite de álcalis equivalentes totales en la mezcla de concreto debe ser menor que 3 kg/m^3 .

4.11.4.2.2 Para reducir la alcalinidad de la solución de poro se requiere utilizar puzolanas de efectividad comprobada, de acuerdo con ASTM C441/C441M-17.

4.11.4.2.3 Para reducir el efecto expansivo de la reactividad álcali-sílice, se permite el uso de aditivo a base de sales de Litio en una relación molar $\text{Li}/(\text{Na}+\text{K})$ en el intervalo de 0.6 a 1, comprobando su eficacia con la norma CRD C 662-10.

4.11.4.2.4 Para minimizar los efectos de la reactividad álcali-sílice y álcali-carbonato, se debe procurar la baja permeabilidad del concreto.

Comentario:

Para que la reacción álcali-agregado se presente, es necesario que concurren tres factores: la presencia de alto contenido de álcalis, que el agregado sea reactivo o potencialmente reactivo y que exista humedad. El criterio del Proyectista, el Corresponsable o el Director, junto con sus especialistas, es fundamental para tomar en cuenta las consideraciones necesarias.

4.12 Baja permeabilidad al agua

4.12.1 Se deberá cumplir con las especificaciones expresadas en la tabla 4.12.1 de acuerdo con el nivel de riesgo de corrosión. Para lograr una baja permeabilidad al agua se deberá utilizar cemento portland en combinación con puzolanas y/o aditivos que hayan mostrado su eficacia para este propósito bajo el ensayo de permeabilidad directa al agua bajo presión de la norma BS 12390-8:2000.

Tabla 4.12.1 - Especificaciones para baja permeabilidad al agua de acuerdo con el nivel de riesgo de corrosión

Nivel de riesgo de corrosión	Relación a/mc	Tipo de cemento de acuerdo con NMX-C-414-ONNCCE-2017
Leve a moderado	0.50	Sin requisitos especiales
Moderado a alto	0.45	CPP con 25% máximo de puzolana CPEG con 30% máximo de escoria
Alto a muy alto	< 0.40	CPS con 5 a 15% de humo de sílice

Comentario:

La baja permeabilidad al agua del concreto permite contar con una protección al acero de mayor eficacia que la de un concreto convencional. La alta resistencia a la compresión no es sinónimo de baja permeabilidad. El concreto de baja permeabilidad no necesariamente es estanco. La estanqueidad depende también del agrietamiento existente en la estructura, defectos constructivos, del tratamiento de las juntas, entre otros. Existen estructuras subterráneas que, bajo las condiciones de servicio, están expuestas a variaciones del nivel freático y que requieren considerar el empleo de concreto de baja permeabilidad al agua.

4.13 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo

4.13.1 Disposición general

4.13.1.1 El recubrimiento libre del acero de refuerzo será el mayor de los valores determinados de 4.13.2, 4.13.3, 4.14.16 y 4.15.2.

4.13.2 Recubrimiento necesario para la colocación del concreto

4.13.2.1 El recubrimiento y el detallado del acero serán tales que el concreto pueda ser colocado y compactado adecuadamente de acuerdo con 16.7.4.

4.13.2.2 El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado en a) a d):

- a) En columnas y vigas, 20 mm
- b) En losas, 15 mm
- c) En cascarones, 10 mm
- d) Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

4.13.3 Recubrimiento para protección contra la corrosión

4.13.3.1 Cuando el concreto es colado en cimbras y compactado de acuerdo con 16.7.4, el recubrimiento en vigas y contratabes no será menor que el valor dado en la tabla 4.13.3.1, de acuerdo con la clasificación de exposición y la resistencia especificada del concreto.

Tabla 4.13.3.1 – Recubrimiento libre mínimo requerido

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, MPa (kg/cm ²)						
	20 (200) ^[1]	25 (250)	30 (300)	40 (400)	50 (500)	60 (600)	70 (700)
Recubrimiento libre, mm							
A1	25	25	20	20	20	15	15
A2	40	35	30	25	25	20	20
B1	50	40	35	30	30	25	25
B2	---	50	45	40	35	30	30
C	---	---	---	---	70 ^[2]	65 ^[2]	60 ^[2]

^[1] Sólo es aceptable para concretos Clase 2 y su aplicación establecida en 2.2.3.1.

^[2] Además se requiere emplear un contenido de CPO no menor que 3 500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación *a/mc* que no exceda 0.40.

4.13.3.2 En losas, muros y elementos prefabricados, el recubrimiento no será menor que 0.75 veces los indicados en la tabla 4.13.3.1, según corresponda.

4.13.3.3 En cascarones el recubrimiento no será menor que 0.5 veces los valores indicados en la tabla 4.13.3.1 según corresponda.

4.13.3.4 Cuando el concreto es colado sobre o contra el terreno y compactado de acuerdo con 16.7.4 y no se conozcan las condiciones de agresividad del terreno, el mínimo recubrimiento para la superficie en contacto con el terreno será 75 mm, o 50 mm si se emplea plantilla o membrana impermeable entre el terreno y el concreto por colar.

Comentario:

Se pueden solicitar recubrimientos mayores que los especificados en esta Norma por otras razones; entre otras, para alcanzar el acabado superficial requerido, así como en casos del empleo de paquetes de barras, de congestión debida al número de capas de refuerzo, del empleo de almas estrechas en vigas, de ductos de presfuerzo grandes y por la influencia del tamaño del agregado

La protección al refuerzo la proporciona una combinación de la calidad del concreto y el espesor del recubrimiento. Los recubrimientos especificados suponen que se cumple con las tolerancias especificadas en 16.12. Si hay duda de que esto pueda ser alcanzado en el proyecto, se deberían especificar recubrimientos mayores para permitir un incremento en las tolerancias. Adicionalmente, los recubrimientos deberían incrementarse donde los acabados superficiales especiales del concreto reducen las dimensiones del recubrimiento nominal.

En general, los recubrimientos se incrementan en la medida en que la severidad de la exposición aumenta. Se pueden hacer provisiones para permitir la reducción del recubrimiento donde se emplee calidades de concretos superiores a las mínimas especificadas para la clasificación de exposición.

4.14 Durabilidad del acero de refuerzo y de presfuerzo

4.14.1 Todos los materiales que recubren al acero deberán estar libres de sustancias que puedan perjudicar su integridad.

4.14.2 El acero de presfuerzo no adherido deberá estar encapsulado en un ducto de postensado, y el espacio entre el refuerzo para de presfuerzo y el ducto de postensado debe llenarse completamente con un material adecuado que inhiba la corrosión. El ducto de postensado deberá ser impermeable y continuo en toda la longitud no adherida.

4.14.3 El ducto de postensado deberá estar conectado de manera impermeable a todos los anclajes ya sean del sitio donde se aplica el presfuerzo, intermedios o fijos.

4.14.4 Los tendones no adheridos de un solo torón deberán protegerse de la corrosión de acuerdo con lo indicado en ACI SPEC-423.7.

4.14.5 Los ductos para tendones que se inyectan con mortero deben ser impermeables y no reactivos con el concreto, el refuerzo para de presfuerzo, mortero de inyección e inhibidores de corrosión.

4.14.6 Los ductos deben mantenerse libres de agua.

4.14.7 Los ductos para tendones de un solo alambre, de un solo torón o de una sola barra, deberán tener un diámetro interior al menos 6 mm mayor que el diámetro del refuerzo para presfuerzo.

4.14.8 Los ductos para alambres, torones o barras múltiples en paquetes que se vayan a inyectar con mortero deberán tener un área transversal interior al menos igual a dos veces el área transversal del refuerzo para presfuerzo.

4.14.9 Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares de anclaje deberán estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

4.14.10 Los tendones externos y las regiones de anclaje de los tendones deberán estar protegidos contra la corrosión.

4.14.11 Los ductos y dispositivos embebidos no deberán afectar significativamente la resistencia de la estructura ni la protección contra el fuego.

4.14.12 Los materiales de los ductos y dispositivos embebidos no deberán ser perjudiciales para el concreto o el refuerzo.

4.14.13 Los ductos y dispositivos embebidos de aluminio deberán estar recubiertos o envueltos para impedir una reacción química del aluminio con el concreto o una acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

4.14.14 Se deberá colocar refuerzo con un área al menos igual a 0.002 veces el área de la sección de concreto perpendicular a las tuberías embebidas.

4.14.15 El recubrimiento de concreto especificado para tuberías embebidas con sus acoples deberá ser al menos 40 mm para concreto expuesto al suelo o a la intemperie, y al menos 20 mm para concreto no expuesto a la intemperie y que no esté en contacto con el suelo.

4.14.16 Además de cumplir con los recubrimientos de diseño de 4.13, se deberán satisfacer los recubrimientos especificados para las condiciones ambientales y su ubicación en la estructura que se establecen en las tablas 4.14.16.a, 4.14.16.b, 4.14.16.c y 4.14.16.d, los que resulten mayores.

Tabla 4.14.16.a - Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no presforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado (mm)
Construido contra el suelo y en contacto permanente con él (D)	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo (A2)	Todos	Barras no. 6 a no. 18	50
		Barra no. 5, alambre de 16 mm de diámetro, corrugado o liso, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo (A1)	Losas, viguetas y muros	Barras no. 14 y no. 18	40
		Barra no. 11 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y tensores	Refuerzo principal, estribos, refuerzo helicoidal y estribos cerrados para confinamiento	40

Tabla 4.14.16.b - Recubrimiento especificado para miembros de concreto presforzado construidos en sitio

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado (mm)
Construido contra el suelo y en contacto permanente con él (D)	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo (B2)	Losas, vigas y muros	Todos	25
	Todos los demás	Todos	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo (B1)	Losas, vigas y muros	Todos	20
	Vigas, columnas y elementos a tensión	Refuerzo principal	40
		Estribos, refuerzo helicoidal y estribos cerrados para confinamiento	25

Tabla 4.14.16.c - Recubrimiento especificado para miembros prefabricados, presforzados y no presforzados, fabricados bajo condiciones de planta

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado (mm)
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo (B2)	Muros	Barras no. 14 y no. 18, tendones con diámetro mayor que 40 mm	40
		Barras no. 11 y menores; alambres de 16 mm de diámetro, corrugados o lisos, y menores; tendones y torones con diámetro de 40 mm y menores	20
	Todos los demás	Barras no. 14 y no. 18, tendones con diámetro mayor que 40 mm	50
		Barras no. 6 hasta no. 11, tendones y torones mayores que 16 mm (0.625 o 5/8 pulg) hasta 40 mm de diámetro	40
		Barra no. 5; alambres de 16 mm de diámetro, corrugados o lisos, y menores; tendones y torones con diámetro 16 mm (0.625 o 5/8 pulg) y menores	30
	No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo (B1)	Losas, vigas y muros	Barras no. 14 y no. 18, tendones con diámetro mayor que 40 mm
Tendones y torones con diámetro 40 mm y menores			20
Barras no. 11 y menores, alambres de 16 mm de diámetro, corrugados o lisos, y menores			16
Vigas, columnas, pedestales y elementos a tensión		Refuerzo principal	El mayor de d_b y 16 mm y no necesita ser mayor que 40 mm
		Estribos, refuerzo helicoidal y estribos cerrados de confinamiento	10

Tabla 4.14.16.d - Recubrimiento especificado para miembros de cimentaciones profundas

Exposición del concreto	Tipo de miembro de cimentación profunda	Refuerzo	Recubrimiento especificado (mm)
Construido contra el terreno y en contacto permanente con él, no rodeado por tubo de acero, sin camisa metálica permanente, ni en perfil de roca estable (D)	Construido en sitio	Todos	75
Rodeado por tubo de acero, con camisa permanente, o en perfil de roca estable (B1)	Construido en sitio	Todos	40
Permanente en contacto con el terreno (B2)	Prefabricado no presforzado	Todos	40
	Prefabricado presforzado		
Expuesto a agua marina (C)	Prefabricado no presforzado	Todos	60
	Prefabricado presforzado	Todos	50

4.15 Dimensiones y recubrimientos contra fuego

4.15.1 En adición a las dimensiones mínimas y espesores requeridos en los Capítulos 6 a 8, según corresponda, se deberán satisfacer las dimensiones y espesores obtenidos de los métodos indicados en el Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico, las que resulten mayores.

4.15.2 Además de cumplir con los recubrimientos de 4.13 y 4.14, se revisará que éstos no sean menores que los determinados a partir de los métodos indicados en el Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico.

4.15.3 Se aceptará obtener las dimensiones, espesores y recubrimientos de elementos estructurales por cualquier otro método a satisfacción del Director y, en su caso, del Corresponsable. En todos los casos, no deberán ser menores que los requeridos en los Capítulos 6 a 8, así como en 4.13 y 4.14 de esta Norma.

Comentario:

Para la revisión por fuego, en esta versión de la Norma se requiere el cumplimiento de dimensiones (de vigas y columnas, por ejemplo), de espesores (de sistemas de piso y techo), así como del espesor del recubrimiento de los elementos estructurales con objeto de satisfacer el número de horas mínimo de exposición al fuego que permita proteger la vida de los ocupantes y evacuarlos del edificio de manera segura.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

5.1 Alcance

Este capítulo se aplicará al cálculo de los estados de límite de falla para las siguientes acciones:

- a) Flexión (véase 5.2)
- b) Flexocompresión en una dirección (véase 5.3)
- c) Flexocompresión en dos direcciones (véase 5.4)
- d) Fuerza cortante en una dirección (véase 5.5)
- e) Fuerza cortante en dos direcciones (véase 5.6)
- f) Fuerza cortante por fricción (véase 5.7)
- g) Torsión (véase 5.8)
- h) Aplastamiento (véase 5.9).

5.2 Flexión

5.2.1 Requisitos generales

5.2.1.1 Dimensionamiento

5.2.1.1.1 Los elementos estructurales sujetos a flexión se dimensionarán y diseñarán de tal manera que su resistencia de diseño a flexión, calculada de acuerdo con 5.2.2, sea por lo menos igual a los momentos flexionantes de diseño calculados con cargas factorizadas.

5.2.1.1.2. Los requisitos de 5.2, 5.3 y 5.4 se aplicarán a elementos sujetos a flexión y flexocompresión con relación $L/h \geq 5$ en los que son válidas las hipótesis de 3.6. Para relaciones menores, se deberán observar las especificaciones del Capítulo 10.

5.2.1.2 Falla balanceada

5.2.1.2.1 Los límites superiores de la cuantía de acero de refuerzo longitudinal en vigas, se establecen para estructuras de ductilidad baja y media (véase 6.3.5.2.1 y 7.3.4.2.1, respectivamente) como porcentajes de las cuantías que corresponden a la falla balanceada. Ésta ocurre cuando el acero a tensión llega a la deformación unitaria asociada al esfuerzo especificado de fluencia f_y y simultáneamente el concreto alcanza una deformación unitaria máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma con acero de compresión o sin él. Para vigas diseñadas con $Q=4.0$ el porcentaje máximo de acero de tensión es el requerido en 8.3.3.1.

5.2.1.3 Falla balanceada en secciones rectangulares sin acero de compresión

5.2.1.3.1 El área de acero longitudinal, A_s , en secciones rectangulares sin acero de compresión correspondiente a la falla balanceada se calculará con la ec. 5.2.1.3.1:

$$A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{600 \beta_1}{f_y + 600} b_w d$$

$$\left(A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b_w d \right)$$
(5.2.1.3.1)

5.2.1.4 Falla balanceada en secciones L y T

5.2.1.4.1 El área balanceada de acero dependerá de la posición del eje neutro respecto al espesor del patín en el momento de la falla. Si el eje neutro cae dentro del patín, el área balanceada se calculará con la ec. 5.2.1.3.1 usando como valor de b_w el ancho efectivo de patín determinado con la tabla 5.2.1.4.2. Si cae por debajo del patín, el área se determinará con el criterio general de 5.2.1.2.1.

5.2.1.4.2 El ancho del patín b_f que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma se determinará según se indica en la tabla 5.2.1.4.2.

Tabla 5.2.1.4.2 - Ancho efectivo del patín para vigas T y L

Ubicación del patín	Ancho sobresaliente a partir de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	$8t$
		$L_a/2$
		$L_n/8$
A un solo lado del alma	El menor de:	$6t$
		$L_a/2$
		$L_n/12$

5.2.1.5 Falla balanceada en secciones de forma cualquiera

5.2.1.5.1 En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis de 3.6.

5.2.2 Resistencia a flexión

5.2.2.1 Resistencia a flexión de secciones no presforzadas

5.2.2.1.1 Secciones rectangulares no presforzadas sin acero de compresión

5.2.2.1.1.1 La resistencia de diseño a flexión, M_R , se calculará con las ecs. 5.2.2.1.1.1.a o 5.2.2.1.1.1.b que son equivalentes:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \tag{5.2.2.1.1.1.a}$$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \tag{5.2.2.1.1.1.b}$$

donde $q = \rho f_c'' / f_y$.

5.2.2.1.2 Secciones rectangulares no presforzadas con acero de compresión

5.2.2.1.2.1 M_R se calculará con la ec. 5.2.2.1.2.1.a siempre que se cumpla con la ec. 5.2.2.1.2.1.b o con la ec. 5.2.2.1.2.1.c que garantizan que fluya el acero de compresión:

$$M_R = F_R [(A_s - A_s') f_y (d - a/2) + A_s' f_y (d - d')] \tag{5.2.2.1.2.1.a}$$

$$p - p' \geq \frac{600 \beta_1}{600 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \tag{5.2.2.1.2.1.b}$$

$$\left(p - p' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \right)$$

o, en términos de las áreas de refuerzo:

$$A_s - A_s' \geq \frac{600 \beta_1}{600 - f_y} \frac{f_c''}{f_y} b d' \tag{5.2.2.1.2.1.c}$$

$$\left(A_s - A_s' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{f_c''}{f_y} b d' \right)$$

5.2.2.1.2.2 Cuando no se cumplan las ecs. 5.2.2.1.2.1.b o 5.2.2.1.2.1.c, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de 3.6; o bien, se calculará en forma aproximada con las ecs. 5.2.2.1.1.1.a o 5.2.2.1.1.1.b despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión no exceda la cuantía correspondiente a falla balanceada. El acero de compresión deberá restringirse contra el pandeo con estribos o refuerzo helicoidal que cumplan los requisitos de los Capítulos 6, 7 u 8, en función del grado de ductilidad de la estructura, así como del Capítulo 14.

5.2.2.1.3 Secciones T e I no presforzadas sin acero de compresión

5.2.2.1.3.1 Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a , calculada con la ecuación 5.2.2.1.3.1.a, no es mayor que el espesor del patín, t , M_R se puede calcular con las ecs. 5.2.2.1.1.1.a o 5.2.2.1.1.1.b usando el ancho del patín a compresión, b_f , en vez de b_w . Si a resulta mayor que t , M_R puede calcularse con las ecs. 5.2.2.1.3.1.b a 5.2.2.1.3.1.d:

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c'' b_f} \tag{5.2.2.1.3.1.a}$$

$$M_R = F_R \left[A_{sf} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) + (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \tag{5.2.2.1.3.1.b}$$

$$A_{sf} = \frac{f_c'' (b_f - b_w) t}{f_y} \tag{5.2.2.1.3.1.c}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{f_c'' b_f} \tag{5.2.2.1.3.1.d}$$

Comentario:

Para secciones rectangulares simplemente armadas se pueden obtener las ecs. 5.2.2.1.1.1.a o 5.2.2.1.1.1.b que permite calcular la resistencia a flexión con la única limitación de que el acero para flexión esté fluyendo, ya que el esfuerzo en el acero permanece constante, lo cual siempre sucede en secciones subreforzadas. En secciones con refuerzo a compresión o secciones T o I, es posible que el acero de compresión no esté fluyendo o que el bloque equivalente de esfuerzos de compresión caiga debajo del patín, por lo que no sería de ancho uniforme. Por estas razones hay que establecer limitaciones adicionales como las de las ecs. 5.2.2.1.2.1.b y 5.2.2.1.2.1.c, o las ecs. 5.2.2.1.3.1.b a 5.2.2.1.3.1.d. En vez de usar estas ecuaciones, pueden obtenerse las resistencias a flexión a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas en las secciones transversales y de compatibilidad de deformaciones de 3.6 (González y Robles, 2004).

5.2.2.2 Resistencia a flexión de secciones presforzadas con acero adherido

5.2.2.2.1 M_R de secciones rectangulares con acero corrugado y acero de presfuerzo adherido se calculará con las ecs. 5.2.2.2.1.a, 5.2.2.2.1.b y 5.2.2.2.1.c siempre que se cumpla con la condición planteada en la ec. 5.2.2.2.1.d. y con los valores de γ_p prescritos en la tabla 5.2.1.2.2.1.

Tabla 5.2.2.2.1 – Valores de γ_p para usar en la ec. 5.2.2.2.1.c

f_{py}/f_{pu}	γ_p
≥ 0.80	0.55
≥ 0.85	0.40
≥ 0.90	0.28

$$M_R = F_R \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right] \tag{5.2.2.2.1.a}$$

$$a = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} \tag{5.2.2.2.1.b}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[p_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d f_y}{d_p f'_c} (p - p') \right] \right\} \tag{5.2.2.2.1.c}$$

$$f_{se} \geq 0.5 f_{pu} \tag{5.2.2.2.1.d}$$

5.2.2.2.2 Si se toma en cuenta el acero de compresión al calcular f_{ps} con la ec. 5.2.2.2.1.c, se deberá cumplir con a) y b):

- a) Si d' excede $0.15d_p$, el refuerzo a compresión no deberá tomarse en cuenta en la ec. 5.2.2.2.1.c
- b) Si se incluye el refuerzo a compresión, el término

$$p_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d f_y}{d_p f'_c} (p - p')$$

no deberá tomarse menor que 0.17.

5.2.2.2.3 Resistencia a flexión de secciones presforzadas con tendones no adheridos

5.2.2.2.3.1 M_R de secciones rectangulares con acero corrugado y acero de presfuerzo no adherido se calculará también con la ec. 5.2.2.2.1.a, pero el valor de f_{ps} será el prescrito en la tabla 5.2.2.2.3.1 para la resistencia nominal determinada como M_R/F_R , donde F_R se tomará de 3.8. Para usar estos valores, se deberá cumplir con la ec. 5.2.2.2.1.d.

Tabla 5.2.2.2.3.1 – Valores aproximados de f_{ps} al nivel de resistencia nominal a flexión para tendones no adheridos

L_n/h	f_{ps}	
≤ 35	El menor de:	$f_{se} + 70 + f'_c / (100p_p)$ $(f_{se} + 700 + f'_c / (100p_p))$
		$f_{se} + 420$ $(f_{se} + 4\ 200)$
		f_{py}
> 35	El menor de:	$f_{se} + 70 + f'_c / (300p_p)$ $(f_{se} + 700 + f'_c / (300p_p))$
		$f_{se} + 210$ $(f_{se} + 2\ 100)$
		f_{py}

5.2.2.2.4 Método general para secciones presforzadas

5.2.2.2.4.1 Si se desea un cálculo más preciso de f_{ps} o no se cumple con la ec. 5.2.2.2.1.d, se pueden usar las hipótesis generales de 3.6 y las ecuaciones de equilibrio de fuerzas en la sección transversal.

5.2.2.2.4.2 Se permitirá incluir cualquier otro refuerzo no presforzado en M_R si se aplica un análisis de compatibilidad de deformaciones para calcular los esfuerzos en dicho acero y se ancla el acero de modo que pueda desarrollar el esfuerzo calculado según el Capítulo 14.

Comentario:

En secciones presforzadas o parcialmente presforzadas el esfuerzo en el acero depende de las deformaciones unitarias, ya que no hay una zona de fluencia y, por lo tanto, de esfuerzos constantes. Además, es frecuente que las secciones sean de ancho variable, que el acero se distribuya en el peralte de la sección con lo que en cada lecho se tengan deformaciones unitarias y esfuerzos diferentes, y que se combinen tendones adheridos y no adheridos. Por estas razones, las ecuaciones para calcular la resistencia en forma directa tienen más limitaciones que para secciones no presforzadas. Su resistencia puede obtenerse, como en las secciones reforzadas, a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y de compatibilidad de deformaciones de 3.6. Se pueden desarrollar también ecuaciones generales del tipo de la ec. 5.2.2.1.1.1.a y 5.2.2.1.1.1.b (Naaman and Chao, 2022), pero tienen más requisitos para que sean aplicables o es necesario hacer algunas hipótesis complementarias que les restan precisión. No obstante, se han incluido en algunos reglamentos como la ec. 5.6.3.2.2-1 de la norma AASHTO.

5.2.2.3 Flexión biaxial

5.2.2.3.1 M_R de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se calculará con la ec. 5.4.1.2.b.

5.3 Flexocompresión en una dirección

5.3.1 Dimensionamiento

5.3.1.1 Toda sección sujeta a compresión axial y flexión en una dirección se dimensionará y diseñará para la combinación más desfavorable de dichas acciones incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento se hará a partir de las hipótesis generales de 3.6, o bien, con diagramas de interacción contruidos de acuerdo con ellas. Se usará el factor de resistencia, F_R , especificado en 3.8.2.1, calculado según 3.8.2.2.

5.3.2 Excentricidad mínima

5.3.2.1 La excentricidad de diseño no será menor que $0.05h$ o que 20 mm, donde h es la dimensión (peralte) de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

5.3.3 Esfuerzo especificado de fluencia máximo

5.3.3.1 El valor de f_y para fines de diseño estará limitado a lo establecido en la tabla 2.4.2.2.4.a.

5.4 Flexocompresión en dos direcciones

5.4.1 Dimensionamiento

5.4.1.1 Los elementos sujetos a flexocompresión en dos direcciones se podrán dimensionar y diseñar con las hipótesis generales de 3.6 o, para secciones cuadradas o rectangulares, con el método aproximado de 5.4.1.2.

5.4.1.2 La resistencia a compresión P_R con excentricidades e_x y e_y (véase la fig. 5.4.1.2), que es capaz de resistir un elemento, se podrá calcular con la ec. 5.4.1.2.a:

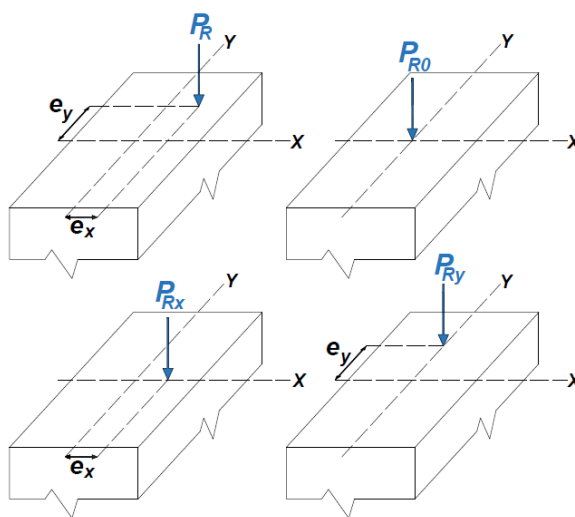


Figura 5.4.1.2 - Términos que aparecen en la ec. 5.4.1.2.a

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} \tag{5.4.1.2.a}$$

Para $P_R/P_{R0} < 0.1$, se usará la ec. 5.4.1.2.b:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \tag{5.4.1.2.b}$$

Comentario:

El cálculo de resistencias para vigas y columnas sujetas a flexión, carga axial y flexión en una dirección, o carga axial y flexión en dos direcciones, no ha tenido cambios importantes respecto a la edición de 2017. Sin embargo, en 5.2.2.2 se han incorporado disposiciones para calcular la resistencia a flexión de elementos presforzados que, en ediciones anteriores, se encontraban en la sección de concreto presforzado. La razón de este cambio es la de tener en este capítulo, todas las disposiciones referentes a la resistencia a flexión, flexocompresión, fuerza cortante, torsión y aplastamiento de los distintos tipos de elementos. Las disposiciones sobre esfuerzos permisibles en elementos de concreto presforzado corresponden a los estados límite de servicio, ya que se calculan con cargas de servicio o con las cargas que actúan durante el proceso constructivo. Estas disposiciones, y otras relativas a elementos de concreto presforzado, se encuentran en el Capítulo 11.

La aplicación de las hipótesis de la sección 3.6 a elementos sujetos a compresión y flexión en dos direcciones conduce a posiciones del eje neutro no paralelas a los bordes de la sección transversal. Por lo tanto, se debe lograr una posición y una inclinación del eje neutro que permitan el equilibrio de fuerzas tanto en dirección del eje X como en dirección del eje Y (González Cuevas, 2004). Aunque existen programas de cómputo que permiten hacer estos cálculos, la ec. 5.4.1.2.a, conocida como fórmula de Bresler, es más sencilla de usar y proporciona resultados suficientemente precisos para fines prácticos.

También deben observarse las disposiciones sobre acero de refuerzo por contracción y temperatura que se incluyen en el Cap. 13.

5.5 Fuerza cortante en una dirección

5.5.1 Requisitos generales

5.5.1.1 La resistencia de diseño a fuerza cortante en una dirección, V_R , será la suma de la resistencia de diseño a cortante del concreto, $V_{cR} = F_R V_c$, y de la resistencia de diseño a cortante del acero, $V_{sR} = F_R V_s$, como se establece en la ec. 5.5.1.1:

$$V_R = F_R V_c + F_R V_s \tag{5.5.1.1}$$

5.5.1.2 Los requisitos de 5.5 se aplicarán a vigas sin presfuerzo o presforzadas con relación $L/h \geq 5$. Los requisitos para vigas con relación $L/h < 5$, se incluyen en el Capítulo 10.

5.5.1.3 El refuerzo para flexión deberá estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante y cumplir con los requisitos de 14.4.

5.5.2 Dimensionamiento y límites en la resistencia de materiales

5.5.2.1 Para secciones L, T o I, se usará el ancho del alma, b_w , en lugar de b en todas las ecuaciones y tablas de 5.5.2 y 5.5.3. Si el patín está a compresión, al producto $b_w d$ pueden sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L.

5.5.2.2 Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ec. 5.5.2.2:

$$V_u \leq F_R (V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d) \quad (5.5.2.2)$$

$$\left(V_u \leq F_R (V_c + 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d) \right)$$

5.5.2.3 Para el cálculo de V_{cR} y V_{sR} se permitirá suponer a) a d):

- d igual a **0.8h** para columnas rectangulares
- d igual a 0.8 veces el diámetro de la sección circular
- b_w igual al diámetro de secciones circulares sólidas
- b_w igual a dos veces el espesor de la pared en secciones circulares huecas.

5.5.2.4 Límites en la resistencia de los materiales

5.5.2.4.1 El valor de f'_c usado para calcular V_{cR} , V_{ci} y V_{cw} para cortante en una dirección no deberá exceder 100 MPa (1 000 kg/cm²), a menos que se cumpla lo señalado en 5.5.2.4.2.

5.5.2.4.2 Se permitirá usar f'_c mayores que 100 MPa (1 000 kg/cm²) para calcular V_{cR} , V_{ci} y V_{cw} en vigas reforzadas o presforzadas que tengan una cuantía mínima de refuerzo transversal determinada de acuerdo con 6.3.5.4 o 6.3.5.5.2.

5.5.2.4.3 Los valores de f_y y f_{yt} usados para calcular V_{sR} no deberán exceder los límites establecidos en 2.4.2.2.4.

5.5.3 Resistencia a fuerza cortante en una dirección

5.5.3.1 Resistencia a fuerza cortante del concreto en elementos no presforzados con refuerzo en el alma

5.5.3.1.1 En todos los elementos de concreto, excepto los incluidos en la tabla 6.3.5.4.1 y en 5.5.3.8, se colocará una cantidad mínima de refuerzo transversal en el alma, aunque no se requiera por resistencia, según se prescribe en la tabla 6.3.5.4.4. Si se tiene esta cantidad mínima, la fuerza cortante que resiste el concreto se calculará con cualquiera de las ecs. 5.5.3.1.1.a o 5.5.3.1.1.b tomando en cuenta las limitaciones establecidas en 5.5.3.1.2. La fuerza P_u se considerará positiva si es de compresión, negativa si es de tensión y nula en el caso de vigas. V_{cR} no será menor que cero. El factor λ se tomará de 2.3.3.2.

$$V_{cR} = F_R \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (5.5.3.1.1.a)$$

$$\left(V_{cR} = F_R \left(0.5 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right) b_w d \right)$$

$$V_{cR} = F_R \left[0.66 \lambda (p)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right] b_w d \quad (5.5.3.1.1.b)$$

$$\left(V_{CR} = F_R \left[2\lambda (p)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right] b_w d \right)$$

5.5.3.1.2 En las ecs. 5.5.3.1.1.a y 5.5.3.1.1.b se deberán tomar en cuenta las limitaciones a) y b):

- El valor de V_{CR} no deberá tomarse mayor que $F_R 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ ($F_R 1.25 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$) y no será necesario tomarse menor que $F_R 0.08 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ ($F_R 0.25 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$)
- El valor de $P_u/6A_g$ no deberá tomarse mayor que $0.05 f'_c$.

5.5.3.1.3 Para vigas no presforzadas y losas en una dirección construidas con concreto con fibras de acero que cumpla con 2.3.4, V_{CR} será la mayor de la resistencia calculada con la ec. 5.5.3.1.1.a y 1.3 veces la calculada con la ec. 5.5.3.1.1.b.

Comentario

En elementos sujetos a fuerza axial neta de tensión o cuando se satisfaga 8.3.5.2 es posible calcular o suponer contribuciones del concreto al cortante menores que el límite inferior indicado en 5.5.3.1.2.a. El límite inferior de 5.5.3.1.2.a tiene la intención de obtener una contribución del concreto a la resistencia a cortante consistente con la práctica anterior exitosa, con valores recomendados para concreto simple y con observaciones de ensayos de laboratorio efectuados en vigas o losas que trabajan en una dirección con bajas cuantías de refuerzo longitudinal. En esta versión de la Norma se permite el uso de concreto con fibras de acero en vigas y losas en una dirección. Su uso está apoyado en resultados experimentales (Dinh et al., 2010; Shoaib et al., 2014; Zarrinpour y Chao, 2017). La presencia de fibras de acero no se considera para determinar el valor de $A_{v,min}$. En el Capítulo 16 de incluyen requisitos sobre fibras de acero y mezclas de concreto con fibras.

5.5.3.2 Resistencia a fuerza cortante del concreto en elementos no presforzados sin refuerzo en el alma

5.5.3.2.1 En los elementos incluidos en 5.5.3.8, la fuerza cortante de diseño que toma el concreto se calculará con la ec. 5.5.3.2.1.a, con el factor de reducción por tamaño λ_s especificado en la ec. 5.5.3.2.1.b, donde d está en mm (cm):

$$\left(0.66 \lambda_s \lambda (p)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (5.5.3.2.1.a)$$

$$\left(\left(2\lambda_s \lambda (p)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right) b_w d \right)$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0.004d)}} \leq 1.0$$

(5.5.3.2.1.b)

$$\left(\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0.04d)}} \leq 1.0 \right)$$

5.5.3.3 Resistencia a fuerza cortante en elementos presforzados

5.5.3.3.1 Si la fuerza efectiva de presfuerzo es transmitida por completo al concreto, la resistencia a cortante se calculará según 5.5.3.4. Si la fuerza efectiva de presfuerzo no es transferida por completo al concreto, la resistencia a cortante se calculará según 5.5.3.5.

5.5.3.4 Resistencia a fuerza cortante para fuerza de presfuerzo completa

5.5.3.4.1 Se permitirá tomar V_{CR} como el menor entre los valores V_{ci} y V_{cw} calculados según 5.5.3.4.2 y 5.5.3.4.3, respectivamente.

5.5.3.4.2 La resistencia a flexión-cortante, V_{ci} , deberá calcularse de acuerdo con a) pero no debe ser menor que la calculada con b) o c):

$$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{CRe}}{M_{m\acute{a}x}} \quad (5.5.3.4.2.a)$$

a)
$$\left(V_{ci} = 0.16\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{CRe}}{M_{m\acute{a}x}} \right)$$

b) Para miembros con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$

$$V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (5.5.3.4.2.b)$$

$$(V_{ci} = 0.45\lambda\sqrt{f'_c}b_wd)$$

c) Para miembros con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$

$$V_{ci} = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (5.5.3.4.2.c)$$

$$(V_{ci} = 0.50\lambda\sqrt{f'_c}b_wd)$$

donde no es necesario tomar d_p menor que $0.80h$, los valores de $M_{m\acute{a}x}$ y V_i se deben calcular con la combinación de cargas que causa el máximo momento factorizado en la sección bajo consideración, y M_{CRe} debe calcularse con la ec. 5.5.3.4.2.d como:

$$M_{CRe} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (5.5.3.4.2.d)$$

$$\left(M_{CRe} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (1.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \right)$$

5.5.3.4.3 La resistencia a cortante en el alma, V_{cw} , se deberá calcular con la ec. 5.4.3.4.3:

$$V_{cw} = F_R(0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_wd_p + V_p \quad (5.5.3.4.3)$$

$$(V_{cw} = F_R(0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_wd_p + V_p)$$

donde no hay necesidad de tomar d_p menor que $0.80h$ y V_p es la componente vertical del presfuerzo efectivo.

5.5.3.4.4 Como alternativa a 5.5.3.4.3, V_{cw} podrá calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva que produce un esfuerzo principal de tensión de $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ ($1.1\lambda\sqrt{f'_c}$) en la ubicación señalada en a) o b):

- Cuando el eje neutro de la sección transversal presforzada se encuentra en el alma, el esfuerzo principal a tensión se debe calcular en el eje neutro
- Cuando el eje neutro de la sección transversal presforzada se encuentra en el patín, el esfuerzo principal a tensión se debe calcular en la intersección del patín con el alma.

5.5.3.5 Resistencia a fuerza cortante del concreto en regiones de fuerza de presfuerzo reducida

5.5.3.5.1 Al calcular V_{cr} , la longitud de transferencia del refuerzo presforzado, L_{tr} se debe suponer como $50d_b$ en torones y $100d_b$ en alambres individuales.

5.5.3.5.2 Cuando la adherencia de los tendones se extienda hasta el extremo del miembro, puede suponerse que la fuerza efectiva del presfuerzo varía linealmente desde cero en el extremo del acero presforzado hasta un máximo a una distancia L_{tr} del extremo del acero.

5.5.3.5.3 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de presfuerzo reducida, de acuerdo con 5.5.3.5.2, se deberá usar la fuerza efectiva de presfuerzo reducida para calcular V_{cw} en 5.5.3.4.3.

5.5.3.5.4 En los tendones en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del miembro, se puede suponer que la fuerza efectiva de presfuerzo varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia L_{tr} desde este punto.

5.5.3.5.5 En ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva de presfuerzo reducida, de acuerdo con 5.5.3.5.4, se deberá usar la fuerza efectiva de presfuerzo reducida para calcular V_{cw} en 5.5.3.4.3.

5.5.3.6 Resistencia a fuerza cortante del acero de refuerzo transversal

5.5.3.6.1 En vigas o columnas con estribos abiertos (según 14.7.2) o cerrados (de acuerdo con 14.7.3), refuerzo helicoidal (zunchos) (según 14.7.4), con refuerzo hecho con alambres soldados, con refuerzo anclado con cabeza (de conformidad con 14.7.2.5), o combinaciones de ellos, la fuerza cortante que resiste el acero se calculará con la ec. 5.5.3.6.1.a, donde α es el ángulo entre el refuerzo transversal y el eje longitudinal del elemento, s es la separación medida paralela al refuerzo longitudinal y A_v se da en 5.5.3.6.2:

$$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_{yt} d (\sen \alpha + \cos \alpha)}{s} \quad (5.5.3.6.1.a)$$

Cuando el refuerzo está constituido por refuerzo transversal perpendicular al eje longitudinal del elemento, esta ecuación se simplifica a la ec. 5.5.3.6.1.b:

$$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_{yt} d}{s} \quad (5.5.3.6.1.b)$$

5.5.3.6.2 El valor de A_v deberá ser la suma de las áreas efectivas de todas las ramas de los estribos o de los alambres separados a una distancia s . En el caso de estribos circulares o zunchos, debe ser el doble del área de la barra.

5.5.3.7 Resistencia a fuerza cortante de barras longitudinales dobladas

5.5.3.7.1 Se aceptará usar barras longitudinales dobladas como refuerzo para resistir fuerza cortante si se ubican en los tres cuartos centrales y el ángulo α entre las barras dobladas y el eje longitudinal del elemento es al menos de 30 grados.

5.5.3.7.2 Si el refuerzo por cortante consiste en una barra o un grupo de barras paralelas con un área A_v , todas dobladas a la misma distancia del apoyo, V_s será el menor de a) y b):

$$a) \quad V_s = A_v f_y \sen \alpha \quad (5.5.3.7.2.a)$$

$$b) \quad V_s = 0.25 \sqrt{f'_c} b_w d; (V_s = 0.75 \sqrt{f'_c} b_w d) \quad (5.5.3.7.2.b)$$

5.5.3.7.3 Si el refuerzo por cortante consiste en una serie de barras paralelas dobladas o de grupos de barras paralelas dobladas a distintas distancias del apoyo, V_s se calculará con la ec. 5.5.3.6.1.a.

5.5.3.8 Elementos sin refuerzo por cortante

5.5.3.8.1 En los elementos estructurales en los que el Proyectista considere que por razones constructivas no sea posible colocar refuerzo por cortante, como zapatas o losas de peraltes grandes, la fuerza cortante podrá ser resistida únicamente por el concreto, pero su contribución se deberá calcular según 5.5.3.2.1.

5.5.3.8.2 Se exceptuará de colocar refuerzo transversal a elementos apoyados de manera continua, como el caso de muros de contención.

5.5.3.9 Cortante biaxial

5.5.3.9.1 Se permitirá despreciar la interacción entre fuerzas cortantes que actúan a lo largo de ejes ortogonales si se cumple con la ec. 5.5.3.9 a o con la ec. 5.5.3.9 b.

$$\frac{V_{u,x}}{F_R V_R} \leq 0.5 \quad (5.5.3.9.a)$$

$$\frac{V_{u,y}}{F_R V_R} \leq 0.5 \quad (5.5.3.9.b)$$

Si $\frac{V_{u,x}}{F_R V_R} > 0.5$ y $\frac{V_{u,y}}{F_R V_R} > 0.5$ deberá cumplirse con la ec. 5.5.3.9.c.

$$\frac{V_{u,x}}{F_R V_R} + \frac{V_{u,y}}{F_R V_R} \leq 1.5 \quad (5.5.3.9.c)$$

Comentario:

En el tema de la resistencia a fuerza cortante, se incorporan cambios significativos en esta edición de la NTC-Concreto. El primero de ellos es el uso de los términos “fuerza cortante en una dirección” y “fuerza cortante en dos direcciones”. El primero se utiliza para referirse a elementos que se analizan y diseñan en un plano. En este caso, se supone que las acciones y la resistencia a fuerza cortante de los elementos en una dirección son independientes de las acciones y de su resistencia en la dirección perpendicular. Las vigas y columnas de un marco plano son un ejemplo de este caso, ya que las fuerzas cortantes y sus resistencias a cortante se calculan independientemente de las acciones y resistencias en las vigas y columnas del marco perpendicular. El término “fuerza cortante en dos direcciones” se utiliza para estructuras en las que las acciones tienen que considerarse en dos o más planos en forma simultánea, como sucede al revisar el cortante por penetración en losas y zapatas conectadas a columnas. Para calcular la distribución de esfuerzos cortantes alrededor de la columna, como en la figura C6.7.4.4, hay que considerar simultáneamente los momentos \mathbf{M}_x y \mathbf{M}_y . El primer caso, en una dirección, se cubre en 5.5 y el segundo, en dos direcciones, en 5.6.

Las disposiciones sobre fuerza cortante de las NTC Concreto hasta 2017 están basadas en las del ACI CODE-318, las cuales, a su vez, lo están en el Informe del Comité ACI-ASCE 326 de 1962. Estas disposiciones habían permanecido casi sin cambios desde la edición 1963 del Reglamento ACI 318. Sin embargo, desde hace varias décadas, ha habido cuestionamientos a las hipótesis en que se basan estas disposiciones, ha habido importantes estudios teóricos sobre el tema, se han acumulado y procesado evidencias experimentales muy numerosas, y los códigos de otros países han estado incorporando estos avances. Tomando esto en cuenta, el Instituto Americano del Concreto llevó a cabo un trabajo de gran envergadura para modificar las disposiciones reglamentarias sobre fuerza cortante, las cuales fueron incorporadas en la versión 2019 del Reglamento ACI 318. Una descripción de este trabajo puede encontrarse en Kuchma et al. (2019) y en Belarbi et al. (2017). Las ecuaciones de 5.5.3.1.1 y 5.5.3.2.1 reflejan algunos de los principales hallazgos de este estudio. Por ejemplo, se pudo cuantificar el efecto del tamaño de los elementos, pero se encontró que, con las disposiciones sobre refuerzo mínimo por cortante, este efecto resultaba despreciable. También se encontró que el efecto de la relación \mathbf{M}/\mathbf{Vd} que aparecía en ediciones anteriores no era muy importante, por lo que se eliminó, y que se podía conservar el esfuerzo cortante resistente como $0.5\sqrt{f_c}$, (en kg/cm²) que se ha usado por mucho tiempo. Tomando en cuenta los factores anteriores, se modificaron también las disposiciones sobre fuerza cortante de la NTC-Concreto.

El inciso 5.5.3.9 es también nuevo en esta Norma. Se incorporó para tomar en consideración los casos en que una columna debe resistir fuerzas cortantes que actúan en dos ejes ortogonales. Se ha visto que considerar las fuerzas cortantes independientemente a lo largo de cada eje centroidal puede no ser conservador. Es una disposición reglamentaria similar a la de 5.4.1.1 para el caso de flexión.

Una diferencia importante entre esta Norma y el ACI CODE-318-19 es que en la primera no se permite prescindir de un área mínima de refuerzo por cortante, excepto en los casos señalados en 5.5.3.8 y 6.3.5.4.1; mientras que, en el segundo, también se permite cuando \mathbf{V}_u es menor que $\mathbf{V}_{cr}/2$. La razón de requerir un área mínima de refuerzo por cortante es dotar a los elementos sujetos a sismos de mayor resistencia y capacidad de deformación. Debe observarse que cuando no existe refuerzo por cortante, la ecuación para calcular \mathbf{V}_{cr} toma en cuenta el efecto del tamaño de los miembros estructurales, a través de un parámetro λ_s ; a mayor tamaño, menor resistencia. Este efecto

había sido señalado por varios investigadores, pero hasta ahora fue incorporado en forma cuantitativa tanto al ACI como a la Norma. En la formulación adoptada, el concepto de V_{cR} ha cambiado; ha dejado de ser la fuerza cortante resistente al agrietamiento y se ha sustituido por el valor que mejor se aproxima a resultados experimentales.

En la NTC-Concreto, desde la edición de 1977, se habían presentado dos ecuaciones básicas para calcular la contribución del concreto a la resistencia a cortante, que dependían de si el porcentaje de acero para flexión era mayor o menor de 0.01 (modificado después a 0.015 en la versión de 2004). Esta diferencia ya no existe en la presente edición. En la edición 2017, también se presentaban dos métodos para calcular la fuerza cortante que toma el concreto. En la presente edición ya no existe esta diferencia.

5.6 Fuerza cortante en dos direcciones

5.6.1 Requisitos generales

5.6.1.1 Las resistencias de diseño a cortante en dos direcciones se deberán calcular en términos de esfuerzos y no de fuerzas, como las resistencias a flexión y cortante en una dirección.

5.6.1.2 Los esfuerzos resistentes de diseño deberán ser menores o iguales a los esfuerzos producidos por las cargas factorizadas (véase 6.7.4.4). Ambos esfuerzos se calcularán en las secciones críticas especificadas en 5.6.3.

5.6.1.3 La resistencia de diseño, v_R , será la suma de las resistencias del concreto y, en su caso, del acero de refuerzo para cortante, como se expresa en la ec. 5.6.1.3:

$$v_R = v_{cR} + v_{sR} \quad (5.6.1.3)$$

5.6.1.4 La resistencia de diseño, v_{cR} , para miembros sin refuerzo a cortante se calculará como se especifica en 5.6.2.1.

5.6.1.5 Las resistencias de diseño, v_{cR} y v_{sR} , de miembros con refuerzo para cortante se calcularán como se especifica en 5.6.2.2.1 y 5.6.2.2.2, respectivamente. El refuerzo para cortante puede consistir en estribos cerrados o pernos con cabeza.

5.6.1.6 Sólo se podrá usar refuerzo para cortante en forma de estribos cerrados en losas cuyo peralte sea por lo menos 150 mm o 16 veces el diámetro de los estribos, el que sea mayor.

5.6.1.7 Para calcular v_{cR} y v_{sR} , d será el promedio de los peraltes efectivos en las dos direcciones ortogonales.

5.6.1.8 En elementos presforzados sometidos a fuerza cortante en dos direcciones, d no tendrá que ser tomado menor que $0.8h$.

5.6.1.9 El factor de resistencia F_R para cortante en dos direcciones en losas planas sujetas a acciones permanentes, variables y sismo se tomará como se indica en la tabla 3.8.2.1.

5.6.2 Resistencias de diseño

5.6.2.1 Resistencia de miembros presforzados y no presforzados sin refuerzo para cortante

5.6.2.1.1 Los esfuerzos cortantes resistentes para cortante en dos direcciones v_{cR} en miembros no presforzados y sin refuerzo para cortante serán los indicados en la tabla 5.6.2.1.1.

Tabla 5.6.2.1.1 – Esfuerzos resistentes de diseño v_{cR} para cortante en dos direcciones sin presfuerzo y sin refuerzo para cortante

	v_{cR}	
El menor de a), b) y c)	$F_R 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 1.0 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$	a)
	$F_R 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 0.50 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$	b)
	$F_R 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ $(F_R 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})$	c)

λ_s es el factor de efecto de tamaño (ec. 5.5.3.2.1.b).

λ es el factor de reducción si se usa concreto de peso ligero que se tomará de 2.3.3.2.

β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, carga concentrada o área de reacción.

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

5.6.2.1.2 En elementos presfuerzados que trabajen en dos direcciones, se permitirá calcular v_{cR} usando 5.6.2.1.3 siempre que se satisfagan a) a c):

- a) Se suministra refuerzo adherido según 6.7.6.2.3 y 6.7.7.5.3
- b) Ninguna porción de la sección transversal de una columna está más cerca de un borde discontinuo que cuatro veces el espesor de la losa
- c) El esfuerzo efectivo de presfuerzo f_{pc} en cada dirección no es menor que 0.9 MPa (9 kg/cm²).

5.6.2.1.3 En elementos presfuerzados que trabajen en dos direcciones que cumplan 5.6.2.1.2, v_{cR} será el menor de a) y b):

$$a) v_{cR} = F_R \left[(0.29 \lambda_s \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) + V_p / (b_o d) \right] \quad (v_{cR} = F_R [(0.93 \lambda_s \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) + V_p / (b_o d)])$$

$$b) v_{cR} = F_R \left[\left(0.083 \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) + V_p / (b_o d) \right]$$

$$\left(v_{cR} = F_R \left[\left(0.27 \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) + V_p / (b_o d) \right] \right).$$

donde α_s se obtiene de 5.6.2.1.1; el valor de f_{pc} es el promedio de f_{pc} en las dos direcciones y que no deberá exceder 3.5 MPa (35 kg/cm²); V_p es la componente vertical de las fuerzas efectivas de presfuerzo que cruzan la sección crítica, y el valor de $\sqrt{f'_c}$ no deberá exceder 6 MPa (19 kg/cm²).

5.6.2.2 Resistencia de miembros con refuerzo por cortante

5.6.2.2.1 El esfuerzo resistente de diseño, v_R , será la suma del esfuerzo resistente del concreto, v_{cR} , como se especifica en 5.6.2.2.2, y del esfuerzo resistente del refuerzo, v_{sR} , como se especifica en 5.6.2.2.3 si el refuerzo es a base de estribos cerrados, y 5.6.2.2.4 si el refuerzo es a base de pernos con cabeza.

$$v_R = v_{cR} + v_{sR} \tag{5.6.2.2.1}$$

5.6.2.2.2 El esfuerzo resistente del concreto, v_{cR} , tendrá los valores incluidos en la tabla 5.6.2.2.2.

Tabla 5.6.2.2.2 – Esfuerzos resistentes de diseño v_{cR} para losas y zapatas no presforzadas con refuerzo por cortante

Tipo de refuerzo	Secciones críticas	v_{cR}		
Estribos cerrados	Todas	$\frac{F_R 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}}{(F_R 0.50 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})}$		
Pernos con cabeza	Dentro de la zona con refuerzo para cortante. Línea verde en la fig. 5.6.3.2.2	Menor de b), c) y d)	$\frac{F_R 0.25 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}}{(F_R 0.80 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})}$	b)
			$\frac{F_R 0.17 (1 + 2/\beta) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}}{(F_R 0.50 (1 + 2/\beta) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})}$	c)
			$\frac{F_R 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}}{\left(F_R 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}\right)}$	d)
	Fuera de la zona con refuerzo para cortante. Línea roja en la fig. 5.6.3.2.2	$\frac{F_R 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}}{(F_R 0.50 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c})}$		e)

5.6.2.2.3 Se permitirá tomar $\lambda_s=1.0$ si se satisfacen a) y b):

- a) Los estribos están diseñados y detallados de conformidad con 6.7.7.6 y $A_v/s \geq F_R 0.17 \sqrt{f'_c} b_o / f_{yt}$ ($A_v/s \geq F_R 0.50 \sqrt{f'_c} b_o / f_{yt}$)
- b) Los pernos con cabeza con fuste liso y con una longitud que no excede 250 mm están diseñados y detallados de acuerdo con 6.7.7.7 y $A_v/s \geq F_R 0.17 \sqrt{f'_c} b_o / f_{yt}$ ($A_v/s \geq F_R 0.50 \sqrt{f'_c} b_o / f_{yt}$).

5.6.2.2.4 En elementos que resisten fuerza cortante en dos direcciones y con refuerzo por cortante, el peralte efectivo se seleccionará tal que v_u calculado en las secciones críticas no exceda los valores de la tabla 5.6.2.2.4.

Tabla 5.6.2.2.4 – Valor máximo de v_u en elementos en dos direcciones con refuerzo por cortante

Tipo de refuerzo por cortante	Valor máximo de v_u en secciones críticas definidas en 5.6.3.1	
Estribos	$\frac{F_R 0.5 \sqrt{f'_c}}{(F_R 1.5 \sqrt{f'_c})}$	a)
Pernos con cabeza	$\frac{F_R 0.7 \sqrt{f'_c}}{(F_R 2.0 \sqrt{f'_c})}$	b)

5.6.2.2.5 Si el refuerzo consiste en estribos cerrados, el esfuerzo resistente se calculará con la ec. 5.6.2.2.5, en donde A_v es el área de las ramas verticales de todos los estribos cerrados comprendidos dentro de la línea periférica de la sección crítica más cercana a la columna (línea verde en las figs. 5.6.3.1.1 a), b) y c)), b_o es el perímetro de esta sección y s es la separación de los estribos, de acuerdo con 6.7.7.6.4:

$$v_{SR} = \frac{F_R A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (5.6.2.2.5)$$

5.6.2.2.6 Si el refuerzo consiste en pernos con cabeza, el esfuerzo resistente se calculará con la ec. 5.6.2.2.6, en donde A_v es el área de los fustes de todos los pernos comprendidos dentro de la línea periférica de la sección crítica más cercana a la columna:

$$v_{SR} = \frac{F_R A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (5.6.2.2.6)$$

5.6.2.2.6.1 La altura, la ubicación y la separación de los pernos deben cumplir con lo indicado en 6.7.7.7.

5.6.2.2.6.2 Los pernos con cabeza y sus ensamblajes deberán cumplir con 2.4.3.

5.6.2.2.6.3 Cuando se utilicen pernos con cabeza, se deberá cumplir la ec. 5.6.2.2.6.3, donde f_{yt} deberá satisfacer con 2.4.3.2:

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.17 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}} \quad (5.6.2.2.6.3)$$

$$\left(\frac{A_v}{s} \geq 0.50 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}} \right)$$

5.6.3 Secciones críticas

5.6.3.1 Secciones críticas para cortante en miembros sin refuerzo por cortante

5.6.3.1.1 Para cortante en dos direcciones, cada una de las secciones críticas que se investigue deberá estar localizada de modo que su perímetro b_o sea mínimo y no habrá necesidad de localizarla a una distancia menor que $d/2$ de las secciones descritas en a) y b). Los esfuerzos resistentes v_{cR} en esta sección se calcularán de acuerdo con 5.6.2.1.

- a) Los bordes o las esquinas de las columnas, pedestal, cargas concentradas o áreas de reacción
- b) Los cambios de espesor de la losa o zapatas, tales como los bordes de capiteles, ábacos o ábacos de cortante.

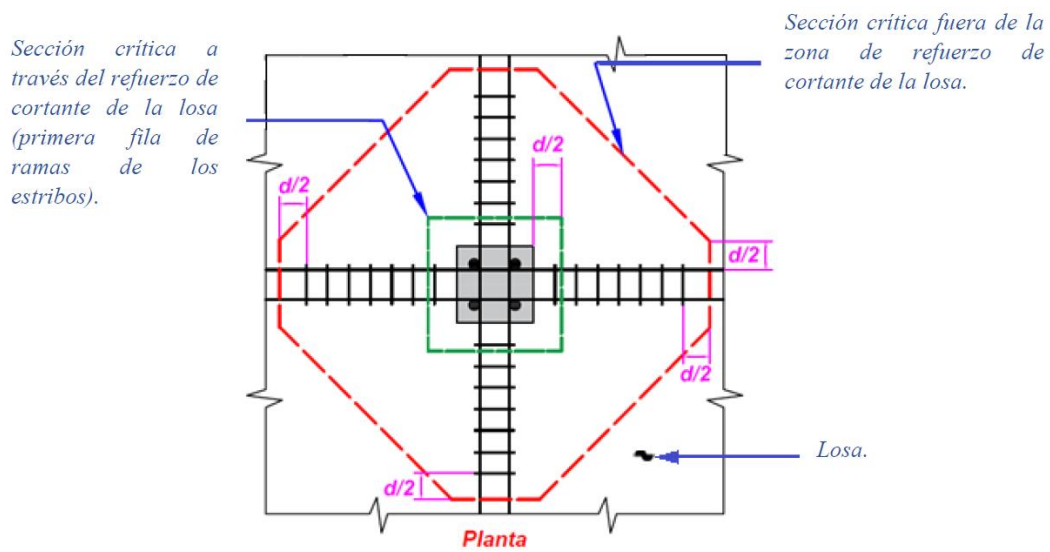
5.6.3.1.2 Para columnas, pedestales cargas concentradas o áreas de reacción cuadradas o rectangulares, se permitirá calcular las secciones críticas para cortante en dos direcciones de acuerdo con 5.6.3.1.1.a y 5.6.3.1.1.b suponiendo lados rectos y con una forma geoméricamente similar.

5.6.3.1.3 En las secciones críticas para cortante en dos direcciones de acuerdo con 5.6.3.1.1.a y 5.6.3.1.1.b, se permitirá considerar las columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular suponiendo una columna cuadrada de área equivalente.

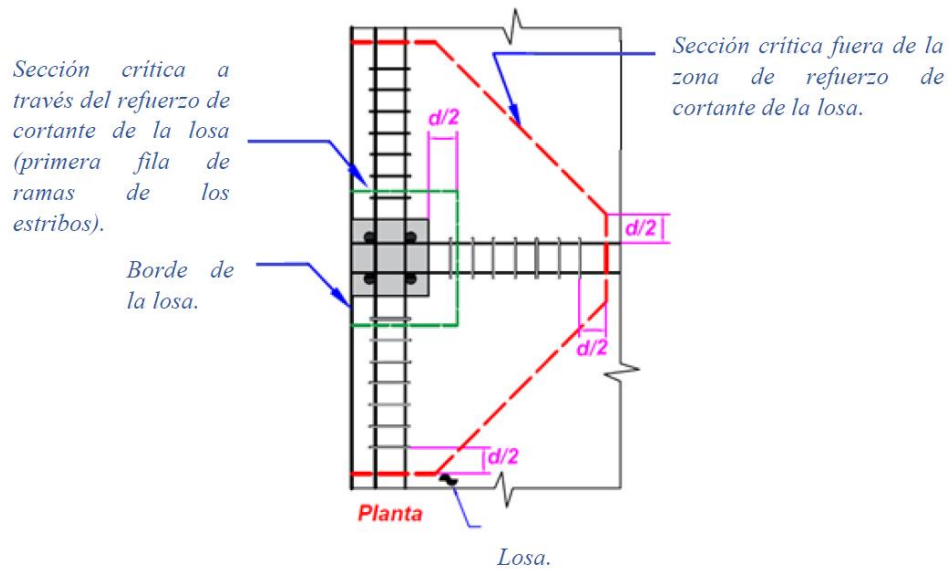
5.6.3.2 Secciones críticas para cortante en dos direcciones en miembros con refuerzo por cortante

5.6.3.2.1 Se revisará la sección crítica definida en 5.6.3.1.1 con los esfuerzos resistentes especificados en la tabla 5.6.2.2.2.

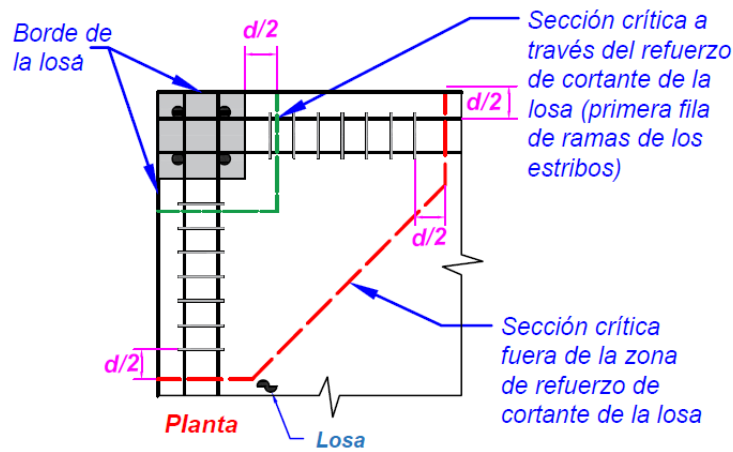
5.6.3.2.2 Para miembros en dos direcciones reforzados con pernos con cabeza como refuerzo a cortante o estribos de una o varias ramas, también se deberá revisar la sección crítica con perímetro b_o ubicado $d/2$ fuera de la línea periférica más externa del refuerzo por cortante. La forma de esta sección crítica debe ser un polígono seleccionado para minimizar b_o (fig. 5.6.3.2.2). Se revisarán como si fuesen losas sin refuerzo por cortante (véanse los incisos a) y e) de la tabla 5.6.2.2.2, según el tipo de refuerzo por cortante).



a) Secciones críticas para cortante en dos direcciones para columnas interiores



b) Secciones críticas para cortante en dos direcciones para columnas de borde



c) Secciones críticas para cortante en dos direcciones en columnas de esquina

Figura 5.6.3.2– Secciones críticas para cortante en dos direcciones en losas y zapatas con refuerzo a cortante en forma de estribos cerrados

5.6.3.1 Efecto de aberturas en secciones críticas

5.6.3.3.1 Si en una losa o zapata hay aberturas que disten de una carga o reacción concentradas menos de $4h$, donde h es el peralte del elemento (incluyendo capitel, ábaco o ábaco de corte), o cuando la abertura se localice en una franja de columnas, como se define en 3.5.1.4, no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada (fig. 5.6.3.3.1, donde con línea interrumpida se ilustra el perímetro efectivo).

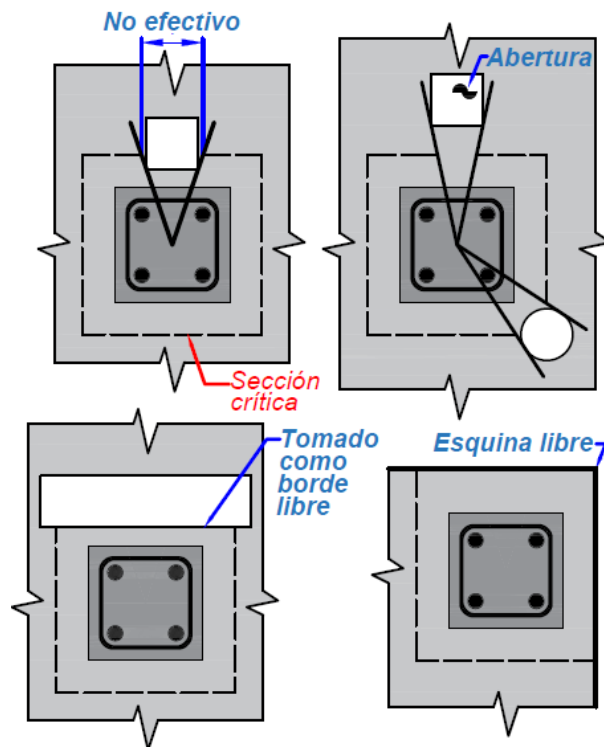


Figura 5.6.3.3.1 – Efecto de aberturas y bordes libres en el perímetro efectivo de una losa o zapata (el perímetro efectivo se muestra con líneas interrumpidas). Las aberturas mostradas están localizadas a no más de $4h$ del perímetro de la columna

Comentario:

En esta sección tanto las acciones producidas por las fuerzas externas como las resistencias de los elementos, están en términos de esfuerzos y no de fuerzas. Esto se debe a que en la determinación de los esfuerzos de diseño para cortante en dos direcciones intervienen tanto las fuerzas cortantes como los momentos flexionantes que se transmiten entre columna y losa. Resulta, entonces, más sencillo trabajar con esfuerzos que con fuerzas.

Obsérvese también que el esfuerzo cortante resistente del concreto en losas con refuerzo es menor que el esfuerzo cortante resistente en losas sin refuerzo (tablas 5.6.2.1.1 y 5.6.2.2.2). Esto se debe a que se ha comprobado que después del primer agrietamiento por tensión diagonal, que ocurre aproximadamente a la mitad de la resistencia de elementos sin refuerzo por cortante, el refuerzo toma toda la carga adicional (Hawkins, 1974). También se ha observado que el esfuerzo cortante resistente del concreto es mayor cuando se usan pernos de cortante que cuando se usan estribos (Elgabry y Ghali, 1987).

Se incorpora por primera vez en esta Norma la posibilidad de usar pernos lisos con cabeza como refuerzo para cortante en dos direcciones. Este tipo de refuerzo se ha usado ampliamente en otros países, pero muy poco en México, debido en parte a su baja disponibilidad en el mercado. Se espera que al incluir requisitos de diseño específicos se promueva su utilización. Básicamente el procedimiento de diseño consiste en sustituir el área de las ramas verticales de los estribos por el área de los fustes de los pernos, pero hay requisitos de ubicación y separación que deben cumplirse para asegurar un buen comportamiento. Se ha visto que los pernos tienen menor deslizamiento que los estribos dentro del concreto y que, por lo tanto, las grietas por cortante son más delgadas. Las disposiciones típicas de ensamblajes de pernos con cabeza se ilustran en la fig. C6.7.7.7.

5.7 Fuerza cortante por fricción

5.7.1 Requisitos generales

5.7.1.1 Estas disposiciones se aplicarán en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal. En tales casos, se necesita refuerzo que deberá estar uniformemente distribuido en la sección definida por el plano crítico.

5.7.1.2 El refuerzo de cortante por fricción deberá estar anclado a ambos lados del plano crítico de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado de conformidad con 14.4.

5.7.2 Resistencia de diseño por cortante por fricción

5.7.2.1 La resistencia a fuerza cortante por fricción, V_R , se calculará con la ec. 5.7.2.1 usando los valores del coeficiente de fricción, μ , de la tabla 5.7.2.1. En la ec. 5.7.2.1, f_y no se supondrá mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²), sin importar el grado del acero.

$$V_R = F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \tag{5.7.2.1}$$

Tabla 5.7.2.1 – Coeficiente de fricción μ

Estado de la superficie de contacto	Coeficiente de fricción μ ^[1]	
Concreto construido monolíticamente	1.4 λ	a)
Concreto colado contra concreto endurecido limpio y libre de lechada, que tenga rugosidades con amplitud total de 6 mm o más, y que el acero esté limpio y sin pintura	1.0 λ	b)
Concreto colado contra concreto endurecido limpio y libre de lechada que no se haya hecho intencionalmente rugoso	0.6 λ	c)
Concreto colado contra acero estructural tal como fue laminado, sin pintar y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados	0.7 λ	d)

^[1] $\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal. Para concretos ligeros, λ se calculará de acuerdo con 2.3.3.2.2, pero no deberá ser mayor que 0.85.

5.7.2.2 Si el refuerzo de cortante por fricción es inclinado con respecto al plano de cortante y la fuerza de cortante induce tensión en el refuerzo de cortante por fricción, V_R en el plano de cortante se calculará según la ec. 5.7.2.2, donde α es el ángulo entre el refuerzo de cortante por fricción y el plano de cortante supuesto y μ es el coeficiente de fricción según la tabla 5.7.2.1:

$$V_R = F_R A_{vf} f_y (\mu \text{ sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \tag{5.7.2.2}$$

5.7.2.3 La resistencia nominal, calculada como V_R/F_R , no deberá exceder las fuerzas máximas indicadas en la tabla 5.7.2.3.

Tabla 5.7.2.3 – Valores máximos de V_R/F_R

Condición	V_R/F_R máximo		
Concreto colado monolíticamente contra concreto endurecido con rugosidades de aproximadamente 6 mm	El menor valor de a), b) y c)	$F_R 0.2 f'_c A_c$ ($F_R 0.2 f'_c A_c$)	a)
		$F_R (3.3 + 0.08 f'_c) A_c$ ($F_R (34 + 0.08 f'_c) A_c$)	b)
		$F_R 11 A_c$ ($F_R 110 A_c$)	c)
Otros casos	El menor de d) y e)	$F_R 0.2 f'_c A_c$ ($F_R 0.2 f'_c A_c$)	d)
		$F_R 5.5 A_c$ ($F_R 55 A_c$)	e)

5.7.2.4 Se permitirá añadir la compresión neta permanente a través del plano de corte a la fuerza en el refuerzo de cortante por fricción, $A_{vf} f_y$, para calcular el A_{vf} requerido.

5.7.2.5 Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, el área de refuerzo requerido para resistir esas tensiones se deberá añadir a A_{vf} .

Comentario:

En 5.7.2.4 se permite añadir la compresión neta permanente para calcular el acero de refuerzo de cortante por fricción. Esta fuerza de compresión proviene de la combinación de carga para la cual ocurre la fuerza cortante última. Se ha de cuidar que el factor de carga que se use sea consistente con la menor carga de compresión neta permanente posible.

5.8 Torsión

5.8.1 Requisitos generales

5.8.1.1 Las disposiciones de esta sección son aplicables a tramos de elementos estructurales sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que $2h$ del miembro. Las secciones situadas a menos de d de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa en d .

5.8.1.2 Se entenderá por elemento con sección transversal hueca a aquél que tiene uno o más huecos longitudinales, de tal manera que $A_g/A_{cp} < 0.95$. El área A_g en una sección hueca es sólo el área del concreto y no incluye el área de los huecos; su perímetro es el mismo que el de A_{cp} , que es el área de la sección transversal incluida en el perímetro exterior del elemento de concreto, p_{cp} .

5.8.1.3 En el cálculo de A_g , A_{cp} y p_{cp} , en elementos colados monólicamente con la losa, se deberán incluir los tramos de losa de acuerdo con a) y b) (véase fig. 5.8.1.2.a):

- a) El ancho del patín incluirá la porción de la losa, a cada lado de la viga, que se extienda a una distancia igual a la mayor de las proyecciones de la viga arriba o debajo de la losa, pero no mayor que $4t$
- b) Se despreciarán los patines cuando el parámetro A_{cp}^2/p_{cp} en secciones sólidas o A_g^2/p_{cp} en secciones huecas calculado para una viga con patines sea menor que el calculado para la misma viga sin patines.

El significado de los términos que aparecen en este párrafo se aclara en la fig. 5.8.1.2.b.

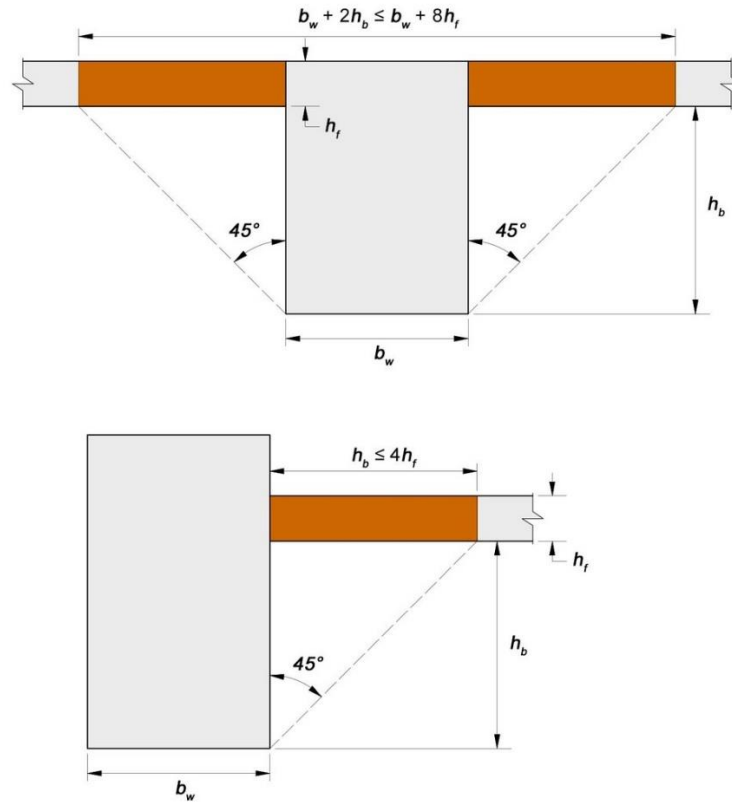


Figura 5.8.1.2.a - Ejemplos del tramo de losa que debe considerarse en el cálculo de A_{cp} y p_{cp}

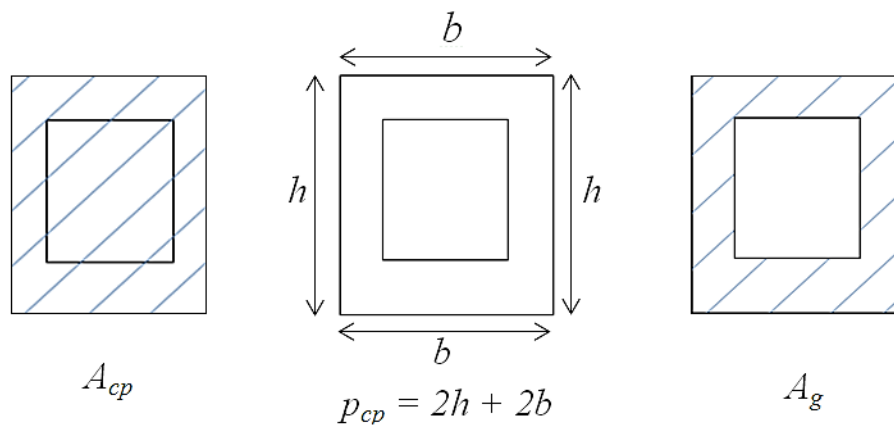


Figura 5.8.1.2.b – Términos usados en 5.8.1.2

5.8.2 Momento torsionante de diseño

5.8.2.1 Requisitos generales

5.8.2.1.1 Se distinguirán los cuatro casos señalados en a) a d):

- Si la torsión afecta directamente al equilibrio de la estructura, el análisis se hará conforme a lo estipulado en 5.8.2.2
- Si la torsión no afecta directamente al equilibrio porque puede haber una redistribución de momentos, se hará de acuerdo con 5.8.2.3
- Si la estructura pasa de una condición isostática a otra hiperestática por efecto de la torsión, se hará conforme a lo estipulado en 5.8.2.4
- Si los momentos torsionantes son menores que los umbrales establecidos en 5.8.2.5, se podrán despreciar.

5.8.2.1.2 En el análisis, se usará la sección no agrietada para calcular T_u .

5.8.2.1.3 Límites en la resistencia de materiales

5.8.2.1.3.1 El valor de f'_c usado para calcular T_{cr} y T_{ch} no deberá exceder 100 MPa (1 000 kg/cm²).

5.8.2.1.3.2 Los valores de f_y y f_{yt} usados para el refuerzo longitudinal y transversal por torsión no deberán exceder los límites establecidos en 2.4.2.2.4.

5.8.2.2 Casos en que la torsión afecta directamente al equilibrio

5.8.2.2.1 En estructuras en donde la resistencia a torsión se requiere para mantener el equilibrio (fig. 5.8.2.2.1), T_u será el momento torsionante que resulte del análisis, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

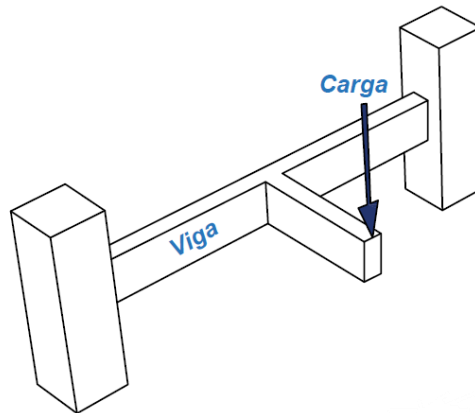


Figura 5.8.2.2.1 - La resistencia a torsión afecta directamente al equilibrio

5.8.2.3 Casos en que la torsión no afecta directamente el equilibrio

5.8.2.3.1 En estructuras en las que la resistencia a torsión no afecta directamente al equilibrio, es decir, en estructuras estáticamente indeterminadas donde puede ocurrir una reducción del momento torsionante en un miembro debido a la redistribución interna de fuerzas cuando el elemento se agrieta (fig. 5.8.2.3.1), T_u puede reducirse a T_{cr} , donde el momento torsionante de agrietamiento T_{cr} se toma de la tabla 5.8.2.3.1 modificando los valores de las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de manera que se conserve el equilibrio. P_u se toma positiva si está en compresión y negativa si está en tensión.

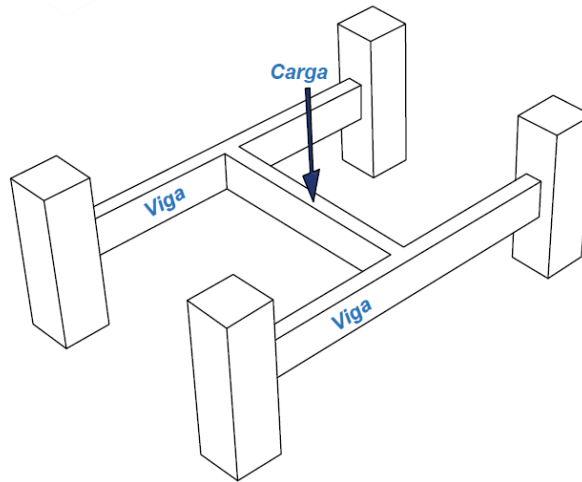


Fig. 5.8.2.3.1 - La resistencia a torsión no afecta directamente al equilibrio

Tabla 5.8.2.3.1 - Momentos torsionantes de agrietamiento T_{cr}

Tipo de miembro	T_{cr}	
Sin presfuerzo	$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$ $\left(T_{cr} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \right)$	a)
Presforzado	$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33 \sqrt{f'_c}}}$ $\left(T_{cr} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.1 \sqrt{f'_c}}} \right)$	b)
Sin presfuerzo con carga axial	$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.33 A_g \sqrt{f'_c}}}$ $\left(T_{cr} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{1.1 A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$	c)

5.8.2.4 Casos en que la estructura pasa de una condición isostática a otra hiperestática

5.8.2.4.1 Cuando en una estructura se presente una condición isostática y, posteriormente, la posibilidad de una redistribución interna de fuerzas (condición hiperestática), T_u será el indicado en la ec. 5.8.2.4.1, donde T_{ui} y T_{uh} son los momentos torsionantes de diseño para las condiciones isostática e hiperestática, respectivamente.

$$T_u = T_{ui} + T_{uh} \tag{5.8.2.4.1}$$

5.8.2.5 Casos en que puede despreciarse la torsión

5.8.2.5.1 Se aceptará despreciar los efectos de torsión en un elemento si $T_u < FR T_{ch}$, donde T_{ch} es el momento torsionante límite para despreciar efectos de torsión y se calcula según las tablas 5.8.2.5.1.a y 5.8.2.5.1.b para secciones macizas y huecas, respectivamente.

Tabla 5.8.2.5.1.a – Umbrales de torsión para secciones macizas

Tipo de miembro	T_{ch}	
Sin presfuerzo	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \right)$	a)
Presforzado	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{rc}}{0.33\sqrt{f'_c}}}$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{rc}}{1.1\sqrt{f'_c}}} \right)$	b)
Sin presfuerzo con carga axial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.33A_g\sqrt{f'_c}}}$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{1.1A_g\sqrt{f'_c}}} \right)$	c)

Tabla 5.8.2.5.1.b – Umbrales de torsión para secciones huecas

Tipo de miembro	T_{ch}	
Sin presfuerzo	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \right)$	a)
Presforzado	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{rc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{rc}}{1.0\lambda\sqrt{f'_c}}} \right)$	b)
Sin presfuerzo con carga axial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.33A_g\sqrt{f'_c}}}$ $\left(0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{1.0A_g\sqrt{f'_c}}} \right)$	c)

Comentario:

Se permiten despreciar los efectos de la torsión cuando ésta no excede aproximadamente un cuarto de la torsión de agrietamiento, T_{cr} . Este valor no produce una reducción significativa en las resistencias a flexión y cortante, ni en la de la propia torsión.

5.8.3 Resistencia a torsión

5.8.3.1 Dimensionamiento

5.8.3.1.1 Los elementos en los que no pueda despreciarse la torsión, tendrán las dimensiones mínimas de 5.8.3.1.2 y el refuerzo por torsión diseñado según 5.8.3.2.

5.8.3.1.2 Las dimensiones de la sección transversal de un elemento sometido a torsión deben ser tales que se cumplan las ecs. 5.8.3.1.2.a y 5.8.3.1.2.b, para elementos de sección transversal maciza y hueca, respectivamente:

a) Para elementos de sección transversal maciza:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.67 \sqrt{f'_c}\right) \quad (5.8.3.1.2.a)$$

$$\left(\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c}\right)\right)$$

b) Para elementos de sección transversal hueca:

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.67 \sqrt{f'_c}\right) \quad (5.8.3.1.2.b)$$

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c}\right)\right)$$

donde p_h es el perímetro medido en el eje del estribo de refuerzo por torsión más alejado y A_{oh} es el área comprendida por p_h como se muestra en las zonas rayadas de la fig. 5.8.3.1.2.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

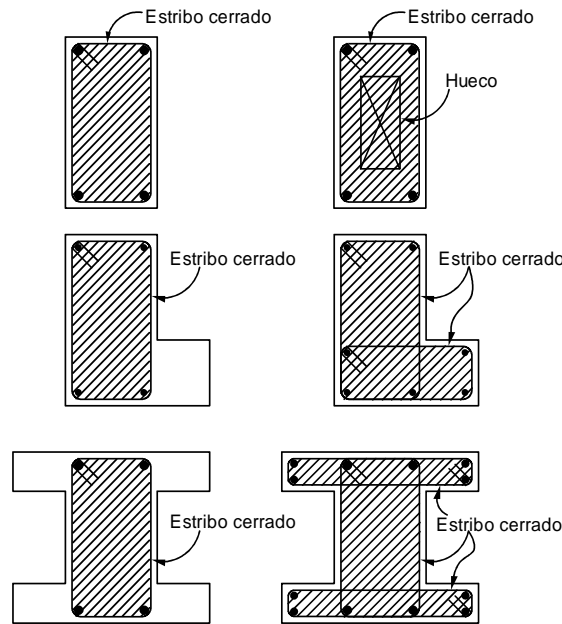


Figura 5.8.3.1.2 – Definición de A_{oh}

5.8.3.1.3 En elementos presforzados, el valor de d en 5.8.3.1.2 no deberá ser menor que $0.8h$.

5.8.3.1.4 Si el espesor de la pared de una sección transversal hueca varía a lo largo del perímetro de dicha sección, la ec. 5.8.3.1.2.b deberá evaluarse en la condición más desfavorable cuando el valor del primer término es máximo.

5.8.3.1.5 Si el espesor de la pared es menor que A_{oh}/p_h , se deberá usar la ec. 5.8.3.1.5:

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u}{1.7 A_{oh} t} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.67 \sqrt{f'_c} \right) \tag{5.8.3.1.5}$$

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u}{1.7 A_{oh} t} \leq F_R \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right) \right)$$

donde t es el espesor de la pared de la sección transversal hueca en el punto que se está revisando.

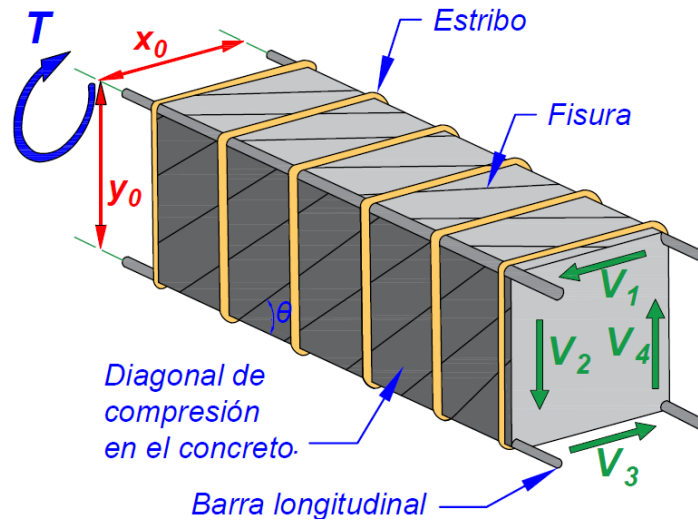
5.8.3.2 Refuerzo por torsión

5.8.3.2.1 El refuerzo por torsión consistirá en refuerzo transversal y en refuerzo longitudinal.

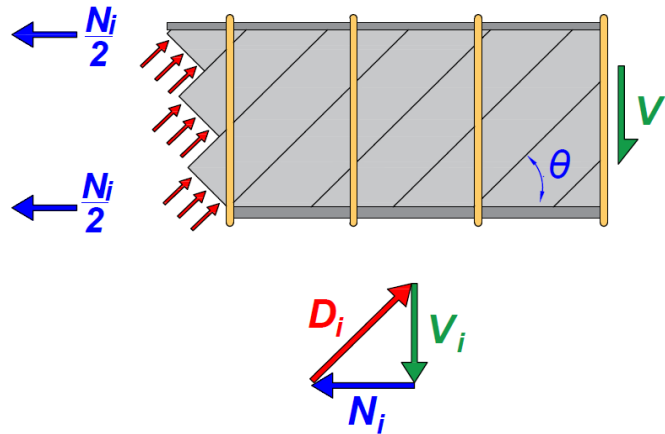
5.8.3.2.2 El área de estribos cerrados que forman el refuerzo transversal por torsión se calculará con la ec. 5.8.3.2.2:

$$A_t = \frac{T_u s}{F_R 2 A_o f_{yv} \cot \theta} \tag{5.8.3.2.2}$$

El ángulo θ que forman los puntales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir torsión (fig. 5.8.3.2.2), se deberá considerar entre 30 y 60 grados. A_t es el área de una rama del estribo cerrado que resiste torsión. Se permitirá tomar A_o igual a $0.85A_{oh}$.



a) Representación gráfica de la armadura espacial



b) Descomposición de la fuerza cortante V_i en una fuerza de compresión D_i y una fuerza de tensión axial N_i en una de las paredes del tubo

Figura 5.8.3.3.2 - Analogía de la armadura espacial para resistir torsión

5.8.3.2.3 El área de barras longitudinales para torsión, A_{st} , adicionales a las de flexión, no será menor que la calculada con la ec. 5.8.3.2.3:

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \cot^2 \theta \tag{5.8.3.2.3}$$

5.8.3.2.3.1 En las ecs. 5.8.3.2.2 y 5.8.3.2.3 se aceptará tomar el valor de θ como a) o b):

- a) 45 grados para elementos sin presfuerzo o miembros con $A_{ps} f_{se} < 0.4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$
- b) 37.5 grados en elementos presforzados con $A_{ps} f_{se} \geq 0.4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$

Comentario:

Dado que este modelo está basado en la analogía de la armadura espacial se requiere refuerzo vertical consistente en estribos cerrados y refuerzo longitudinal, para dar resistencia a la torsión. La Norma supone que el momento torsionante debe ser resistido por el refuerzo sin tomar en cuenta la resistencia a torsión del concreto. Vale la pena hacer notar que mientras menor sea el ángulo θ , menor es la cantidad de estribos requerida, mientras que la cantidad del acero longitudinal requerida aumenta.

En el inciso 14.7.2.5.3 se prohíbe el uso de refuerzo transversal anclado con cabezas para resistir fuerzas de torsión.

5.9 Aplastamiento

5.9.1 Resistencia al aplastamiento

5.9.1.1 La resistencia al aplastamiento B_R se calculará de acuerdo con la tabla 5.9.1.1, donde A_1 es el área cargada y A_2 es el área de la base inferior de una pirámide, cono o cuña inclinada contenida totalmente dentro del apoyo y que tiene su base superior igual al área cargada (véase la fig. 5.9.1.1). Los lados de la pirámide, cono o cuña tendrán una pendiente de 1:2 (vertical:horizontal).

Tabla 5.9.1.1 – Resistencia al aplastamiento

Geometría del área de apoyo	B_R		
La superficie de apoyo es más ancha en todos sus lados que el área cargada	El menor de a) y b)	$F_R \sqrt{A_2/A_1} 0.85f'_c A_1$	a)
		$2F_R 0.85f'_c A_1$	b)
Otros casos	$F_R 0.85f'_c A_1$		c)

5.9.1.2 La sección 5.9 no se aplicará en el diseño de zonas de anclaje para postensado, las cuales se diseñarán de conformidad con 14.9.

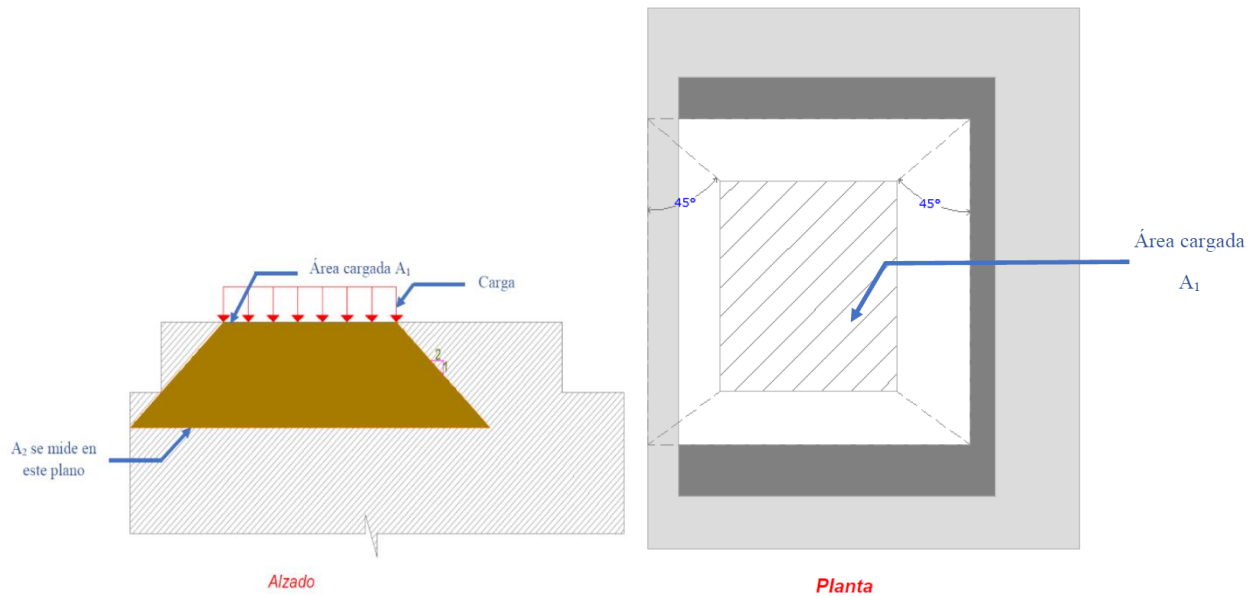


Figura 5.9.1.1 - Áreas para revisar el aplastamiento

6. ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD BAJA

6.1 Alcance

6.1.1 Este capítulo se aplicará al diseño de estructuras de ductilidad baja, incluidos:

- Vigas de estructuras de ductilidad baja (véase 6.3)
- Columnas de estructuras de ductilidad baja (véase 6.4)
- Muros de ductilidad baja (véase 6.5)
- Losas que trabajan en una sola dirección en estructuras de ductilidad baja (véase 6.6)
- Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad baja (véase 6.7)
- Diafragmas en estructuras de ductilidad baja (véase 6.8)
- Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad baja (véase 6.9)
- Conexiones entre elementos en estructuras de ductilidad baja (véase 6.10).

6.2 Requisitos generales

6.2.1 Materiales

6.2.1.1 Se deberá usar concreto Clase 1. La resistencia especificada f_c' del concreto deberá cumplir con los límites mínimos señalados en la tabla 6.2.1.1. Los límites de esta tabla serán aplicables a concretos de peso normal y ligeros.

Tabla 6.2.1.1 – Límites mínimos de f_c' en estructuras de ductilidad baja

Elementos estructurales	f_c' mínimo, MPa (kg/cm ²)
Cimentaciones	25 (250)
Vigas, columnas, muros, losas, diafragmas	25 (250)
Pilotes prefabricados no presforzados	30 (300)
Pilotes prefabricados presforzados	35 (350)

Comentario:

No se permite usar concreto estructural con resistencia a la compresión menor que 25 MPa (250 kg/cm²), excepto en el caso señalado en 2.2.3.

6.2.1.2 Las barras de refuerzo para estructuras de ductilidad baja deberán ser corrugadas y deberán cumplir con la tabla 2.4.2.2.4.a. El valor de f_y para diseño será el señalado en la tabla 2.4.2.2.4.a.

6.2.2 Resistencia requerida

6.2.2.1 La resistencia requerida se calculará a partir de las combinaciones de carga establecidas en NTC-Criterios.

6.2.2.2 La resistencia requerida se obtendrá según los procedimientos de análisis del Capítulo 3 de esta Norma.

6.2.3 Resistencia de diseño

6.2.3.1 Requisitos generales

6.2.3.1.1 Para cada combinación de carga factorizada se cumplirá con a) a e). Se deberá considerar la interacción entre los efectos de las cargas:

- $MR \geq Mu$
- $VR \geq Vu$
- $TR \geq Tu$
- $PR \geq Pu$
- $BR \geq Bu$

6.2.3.1.2 Para el cálculo de las resistencias de diseño, F_R se obtendrá de la tabla 3.8.2.1.

6.2.3.2 Fuerza axial y momento

6.2.3.2.1 Si $P_u < 0.10 f_c' A_g$, M_R se calculará según 5.2.

6.2.3.2.2 Si $P_u \geq 0.10 f_c' A_g$, M_R se calculará según 5.3 para flexocompresión en una dirección y 5.4 para flexocompresión en dos direcciones.

6.2.3.3 Fuerza cortante

6.2.3.3.1 V_R se calculará según 5.5 para fuerza cortante en una dirección y 5.6 para fuerza cortante en dos direcciones.

6.2.3.4 Torsión

6.2.3.4.1 Si $T_u \leq F_R T_{ch}$, donde T_{ch} se calcule según 5.8.2.5.1, se aceptará despreciar los efectos de la torsión. No será necesario cumplir los requisitos mínimos de refuerzo de 6.3.5.5 ni los requerimientos de detallado de 6.3.7.5 y 6.3.7.6.3.

6.2.3.4.2 T_R se calculará con 5.8.

6.2.3.4.3 Se añadirá el refuerzo longitudinal y transversal requerido por torsión al necesario por V_u , M_u y P_u que actúen en combinación con la torsión.

6.2.4 Detallado del refuerzo de estructuras de ductilidad baja

6.2.4.1 Requisitos generales

6.2.4.1.1 El recubrimiento del acero de refuerzo será el establecido en 4.13.

6.2.4.1.2 La separación mínima del refuerzo será el requerido en 14.2.

6.2.4.1.3 Las longitudes de desarrollo del acero de refuerzo corrugado y del acero de presfuerzo se calcularán de acuerdo con 14.4.

6.2.4.1.4 Las longitudes de traslapes de barras corrugadas y de alambres corrugados y lisos se obtendrán según 14.5.

6.2.4.1.5 A lo largo de la longitud de desarrollo y del traslape de barras longitudinales con $f_y \geq 560 \text{ MPa}$ ($5\ 600 \text{ kg/cm}^2$), se deberá suministrar refuerzo transversal tal que $K_T \geq 0.5 d_b$.

6.2.4.1.6 Los paquetes de barras deberán satisfacer 14.6.

6.2.4.1.7 El detallado de vigas, columnas y muros deberá cumplir con lo requerido en 6.3, 6.4 y 6.5, respectivamente.

Comentario:

El cumplimiento con las recomendaciones establecidas sobre longitud de desarrollo permite que en toda sección crítica se puede alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia en el acero a tensión y que, las grietas de tensión en el concreto que se forman por la interrupción del acero de refuerzo, se presenten alejadas de las secciones críticas. En el cálculo de la longitud de desarrollo es importante diferenciar entre la longitud disponible y la requerida. La primera se refiere al espacio útil para alojar el acero de refuerzo. Así, por ejemplo, si la viga de cimentación tiene un peralte de 500 mm, la longitud disponible será igual a 500 mm menos el recubrimiento inferior de la viga menos el diámetro de la barra de los estribos. La longitud de desarrollo requerida es la necesaria para alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia y es igual a L_d . En ocasiones, como se señala en 14.11.1.2.b, la barra tiene que tener una longitud dada, digamos $L_d + d$. Esta dimensión es una longitud requerida que debe ser al menos igual a la de desarrollo requerida más d , y debe ser al menos igual a la disponible.

6.2.5 Elementos prefabricados

6.2.5.1 Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en sitio, teniendo en cuenta las condiciones de carga que se presenten durante toda la vida útil de los elementos prefabricados, desde la fabricación, transporte y montaje de los mismos hasta la terminación de la estructura y su estado de servicio (véase Capítulo 13), así como las condiciones de restricción que den las conexiones, incluyendo la liga con la cimentación.

6.2.5.2 En los elementos estructurales de sección compuesta formados por prefabricados y colados en sitio se aplicarán los requisitos de 6.10.

6.2.5.3 Se deberá asegurar la integridad estructural de los sistemas prefabricados. Todos los miembros deberán estar conectados al SERCGFL y a sus miembros de soporte.

Comentario:

En estructuras prefabricadas puede suceder que las condiciones de seguridad críticas se presenten durante el transporte y el montaje de los elementos, por eso se señala explícitamente que se tome en cuenta esta situación.

6.3 Vigas de estructuras de ductilidad baja

6.3.1 Alcance

6.3.1.1 Los requisitos de esta sección se aplicarán a miembros que trabajan esencialmente a flexión y que forman parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$). Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales que satisfagan la ec. 6.3.1.1:

$$P_u < \frac{f_c' A_g}{10} \quad (6.3.1.1)$$

6.3.1.2 Esta sección es aplicable al diseño de vigas presforzadas y no presforzadas, incluyendo las indicadas de a) a c):

- a) Vigas compuestas de concreto construidas en colados separados pero conectados de manera que la viga trabaje como una unidad
- b) Nervaduras y viguetas
- c) Vigas de gran peralte
- d) Vigas T o TT prefabricadas y presforzadas.

Comentario:

En caso de que las vigas estén sujetas a cargas axiales elevadas es recomendable tratarlas como columnas, tanto en términos de su refuerzo, como de los efectos de esbeltez que puedan exhibir.

6.3.2 Requisitos generales

6.3.2.1 El claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo. Para vigas monolíticas con sus apoyos, se tomará el claro libre.

6.3.2.2 La relación entre el peralte y el ancho de la sección transversal, h/b_w no deberá exceder 6. Para valuar h/b_w en vigas T, L o I, se usará el ancho del alma, b_w .

6.3.2.3 Resistencia requerida a momento flexionante

6.3.2.3.1 En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos, se aceptará usar M_u en el paño del apoyo.

6.3.2.3.2 Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se permitirá tomar la carga tributaria de la losa como carga lineal uniforme a lo largo de la viga.

6.3.2.4 Resistencia requerida a fuerza cortante

6.3.2.4.1 En vigas monolíticas con sus apoyos, para obtener la resistencia requerida en el apoyo se aceptará usar V_u calculado en el paño del apoyo.

6.3.2.4.2 Las secciones entre el paño del apoyo y una sección crítica ubicada a d del paño del apoyo en vigas no presforzadas, y a $h/2$ desde el paño del apoyo en vigas presforzadas, se aceptará que sean diseñadas para V_u en la sección crítica si se cumplen a) a c):

- La reacción en el apoyo, en la dirección de la fuerza cortante, produce compresión en el extremo de la viga
- Las cargas son aplicadas sobre o cerca de la cara superior de la viga
- No existen cargas concentradas entre el paño del apoyo y la sección crítica.

Comentario:

La grieta inclinada más cercana al apoyo de la viga se extenderá hacia arriba del paño del apoyo y alcanzando la zona de compresión a una distancia aproximadamente igual a d desde el paño (fig. C6.3.2.4.2.a). Si las cargas se aplican en la parte superior de la viga, los estribos que crucen la grieta sólo es necesario que resistan la fuerza cortante producida por las cargas que actúan más allá de d . Las cargas que se apliquen a la viga entre el paño del apoyo y una distancia d se transfieren directamente al apoyo por compresión en el alma arriba de la grieta. La Norma permite diseñar para una fuerza cortante factorizada V_u a una distancia igual a d desde el apoyo de vigas no presforzadas e igual a $h/2$ en vigas presforzadas.

En la fig. C6.3.2.4.2.b se muestran cargas que se aplican cerca de la cara inferior de la viga. En este caso, la sección crítica se toma en el paño del apoyo. Un ejemplo son vigas invertidas. Las cargas que actúen cerca del apoyo se transfieren a través de la grieta inclinada que se extiende hacia arriba del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en la sección crítica incluye todas las cargas aplicadas debajo de la potencial grieta inclinada. En las figs. C6.3.2.4.2.c y C6.3.2.4.2.d se muestran casos comunes de apoyo donde se diseña para la fuerza cortante factorizada en una distancia d . En las figs. C6.3.2.4.2.e y C6.3.2.4.2.f se presentan casos donde la fuerza cortante de diseño se toma al paño del apoyo.

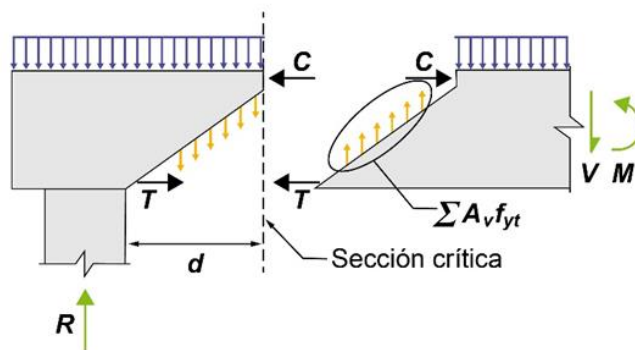


Figura C6.3.2.4.2.a – Diagramas de cuerpo libre cerca del apoyo de una viga (adaptada de ACI CODE-318-19)

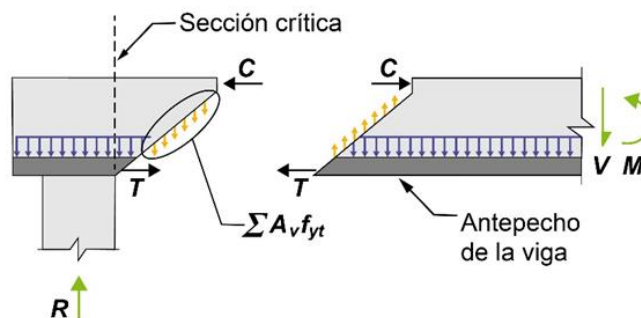
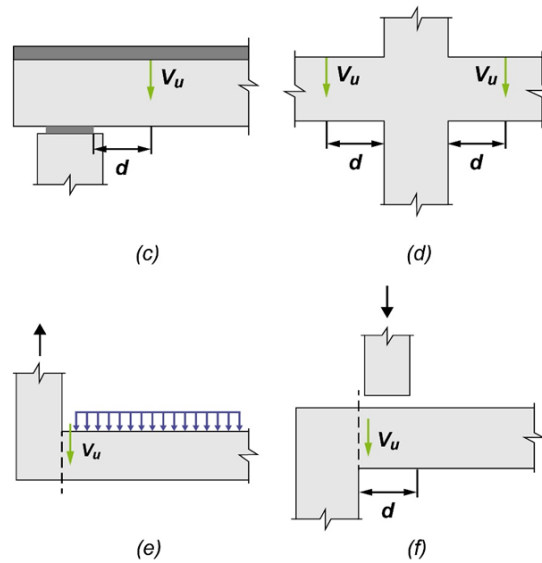


Figura C6.3.2.4.2.b – Ubicación de la sección crítica por fuerza cortante en una viga cargada cerca de su parte inferior (adaptada de ACI CODE-318-19)



Figuras C6.3.2.4.2.c a C6.3.2.4.2.f – Apoyos comunes para ubicar la carga factorizada de diseño V_u . (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.3.2.5 Resistencia requerida a momento torsionante

6.3.2.5.1 Se aceptará tomar la carga de torsión de una losa como distribuida uniformemente a lo largo de la viga, a menos que se haga un análisis más detallado.

6.3.2.5.2 En vigas monolíticas con sus apoyos, para la resistencia requerida en el apoyo se aceptará usar T_u calculado en el paño del apoyo.

6.3.2.5.3 Las secciones entre el paño del apoyo y una sección crítica ubicada a d del paño del apoyo en vigas no presforzadas, y a $h/2$ desde el paño del apoyo en vigas presforzadas, se aceptará que sean diseñadas para T_u en la sección crítica a menos que ocurra un momento torsionante concentrado en esta distancia. En este caso, la sección crítica se tomará como el paño del apoyo.

6.3.2.5.4 Se aceptará reducir T_u de acuerdo con 5.8.2.3.

Comentario:

Cuando una viga se conecte en la cara lateral de una viga principal cerca del apoyo de ésta, se aplica una fuerza cortante y un momento torsionante concentrados en la viga principal.

6.3.2.6 Conexiones con otros elementos

6.3.2.6.1 Las uniones viga-columna coladas en sitio deberán cumplir con 6.9.

6.3.2.6.2 Las conexiones de estructuras prefabricadas deberán satisfacer 6.10.

6.3.2.7 Pandeo lateral

6.3.2.7.1 Si la viga no está arriostrada lateralmente a todo lo largo, se deberán satisfacer a) y b):

- La separación entre arriostramientos laterales no excederá 35 veces el menor del ancho del patín y del ancho de la viga a compresión
- La separación entre arriostramientos laterales deberá tomar en cuenta el efecto de cargas excéntricas.

6.3.2.7.2 En vigas presforzadas, se considerará el pandeo de almas o patines delgados. Si existe un contacto intermitente entre el acero de presfuerzo y un ducto de dimensión grande, se considerará el pandeo del elemento entre los puntos de contacto.

Comentario:

Las vigas de concreto no arriostradas no fallan por pandeo lateral siempre que no exista una excentricidad lateral que cause torsión. Si no es así, es necesario colocar apoyos laterales lo más próximo posible.

Es posible que las vigas postensadas puedan pandearse debido a la fuerza axial de tensado si el acero de presfuerzo está en contacto intermitente con el ducto. Ello porque la viga de concreto puede flexionarse lateralmente mientras que el acero de presfuerzo no. En contraste, si el acero de presfuerzo está en contacto continuo con la viga o es parte de un tendón no adherido en un ducto que no sea mucho mayor que el acero de presfuerzo, la fuerza de presfuerzo no puede pandear la viga.

6.3.2.8 Vigas T

6.3.2.8.1 En vigas T, el concreto del alma y del patín se colocará simultáneamente de modo de lograr una sección monolítica. Si se hace compuesta deberá satisfacer 6.10.4.

6.3.2.8.2 El ancho efectivo del patín será el especificado en 5.2.1.4. 2.

6.3.2.8.3 En los patines de vigas T, el refuerzo en el patín, perpendicular al eje longitudinal de la viga, será al menos el requerido por flexión considerando cargas concentradas, de acuerdo con 6.6.

6.3.2.8.4 En patines de vigas T, en los cuales el refuerzo primario a flexión de la losa es paralelo al eje de la viga, el refuerzo perpendicular de la losa deberá satisfacer a) y b):

- a) Deberá resistir la carga factorizada a lo largo del patín que se supone que trabaja en voladizo
- b) Se considerará un ancho de la losa en voladizo igual al requerido en 5.2.1.4. 2.

6.3.2.8.5 Para diseño por torsión según 5.8, el ancho del patín se calculará de acuerdo con 5.8.1.3.

Comentario:

Los patines de una viga T se diseñan como losas trabajando en una dirección entre las vigas. Cuando los patines no sean parte de una losa continua, como en el caso de vigas prefabricadas T o TT, el patín se diseña para resistir la flexión transversal a la viga. Donde el patín incluya un firme compuesto, el refuerzo del firme se puede diseñar como suplementario del refuerzo en el patín. El refuerzo mínimo por flexión en losas que trabajan en una dirección requerido en 6.6.6.1 es equivalente al mínimo por cambios volumétricos (por contracción y temperatura).

6.3.3 Límites de diseño

6.3.3.1 Peralte mínimo de vigas

6.3.3.1.1 El peralte mínimo de vigas no presforzadas que no cargan muros divisorios u otro tipo de elemento que se pueda dañar debido a flechas grandes, satisfará los límites de la tabla 6.3.3.1.1, a menos que se calculen las deflexiones de acuerdo con 6.3.3.2. Si se calculan las deflexiones y éstas cumplen los límites de la NTC-Criterios, se aceptará usar el peralte resultante. En ningún caso las vigas no presforzadas tendrán un peralte menor que 250 mm.

Tabla 6.3.3.1.1 – Peralte mínimo de vigas no presforzadas

Condición de apoyo	h mínimo ^[1]
Simplemente apoyada	$L/16$
Un extremo continuo	$L/18.5$
Dos extremos continuos	$L/21$
Voladizo	$L/8$

[1] Estos valores son aplicables a concreto de peso normal y barras Grado 42. Para otros casos, el peralte mínimo se obtendrá de acuerdo con 6.3.3.1.1.1 a 6.3.3.1.1.2, según corresponda.

6.3.3.1.1.1 Para barras de grado mayor que 42, se multiplicarán las expresiones de la tabla 6.3.3.1.1 por **(0.4 + f_y / 700)** [(0.4 + f_y / 7 000)]

6.3.3.1.1.2 En vigas no presforzadas hechas con concreto ligero con un peso volumétrico w_c entre 144 a 184 kN/m³ (1440 a 1840 kg/m³), las expresiones de la tabla 6.3.3.1.1 se multiplicarán por el mayor de a) y b):

- a) **1.65 – 0.03 w_c (1.65 – 0.0003 w_c)**
- b) **1.09.**

6.3.3.1.2 Se aceptará incluir el espesor del acabado del piso de concreto en h si se coloca de manera monolítica con la viga o si el acabado del piso se diseña para trabajar como sección compuesta según 6.10.4.

Comentario:

La modificación de f_y en 6.3.3.1.1.1 supone que da valores conservadores para cuantías de refuerzo convencionales y para valores de f_y entre 420 y 700 MPa 4 200 y 7 000 kg/cm².

No es necesario corregir los valores del peralte si se usan concretos con densidades superiores a 184 kN/m³ (1 840 kg/m³) porque el factor correctivo sería próximo a la unidad.

6.3.3.2 Límites de deflexión calculados

6.3.3.2.1 Las deflexiones inmediatas y diferidas de vigas no presforzadas que no cumplan con 6.3.3.1, así como de vigas presforzadas, se calcularán para condiciones de servicio de acuerdo con 13.4 y no excederán los límites establecidos en la NTC-Criterios.

6.3.3.2.2 En vigas de concreto compuestas no presforzadas que satisfagan 6.3.3.1, no será necesario calcular las deflexiones después de que el elemento se convierta en uno compuesto. Sólo será necesario verificar las deflexiones antes que el elemento sea compuesto, a menos que el peralte del elemento no compuesto satisfaga 6.3.3.1 también.

Comentario:

Los límites de la tabla 6.3.3.1.1 son aplicables al peralte completo de vigas compuestas no presforzadas que son apuntaladas durante la construcción tal que, después del retiro de los puntales, la carga muerta es resistida por trabajo como sección compuesta. Si la construcción se realiza sin puntales, el peralte de la viga depende de si la deflexión considerada ocurre antes o después de que se logre el trabajo como sección compuesta.

En caso de flujo plástico y/o contracción excesivos es conveniente calcular las deflexiones adicionales que pueda causar una carga prematura, especialmente si se carga a edades tempranas cuando el contenido de humedad es alto y la resistencia del concreto es baja.

Es recomendable revisar la transferencia de fuerza cortante horizontal por adherencia si se esperan deflexiones excesivas debido al deslizamiento. Una solución es el uso de llaves de corte, las cuales trabajan una vez que ocurre el deslizamiento.

6.3.3.3 Límite de las deformaciones unitarias del refuerzo en vigas no presforzadas

6.3.3.3.1 Las vigas no presforzadas que satisfagan 6.3.1.1 serán consideradas como controladas por tensión de acuerdo con la tabla 3.8.2.2.

Comentario:

Este límite es para mitigar un comportamiento frágil por flexión. Por ello se señala que la sección debe ser controlada por tensión.

6.3.3.4 Esfuerzos límite en vigas presforzadas

6.3.3.4.1 Las vigas presforzadas se clasificarán según su comportamiento supuesto en clases SA, T y A de acuerdo con la tabla 13.3.2.2.1.

6.3.3.4.2 Los esfuerzos en vigas presforzadas inmediatamente después de la transferencia y bajo cargas de servicio no excederán los esfuerzos límite de la tabla 13.3.2.2.1.

6.3.4 Resistencia de diseño

6.3.4.1 Se deberá satisfacer 6.2.3 y los requisitos para los aspectos particulares de 6.3.4.2 a 6.3.4.5.

6.3.4.2 En vigas compuestas de concreto, la resistencia a cortante horizontal V_{Rh} se obtendrá con 6.10.4.4.

6.3.4.3 En vigas presforzadas, el área total de refuerzo longitudinal, A_s y A_{ps} deberá resistir M_R en cada sección de estudio, más una fuerza longitudinal concéntrica a tensión igual a Af_y basada en T_u en esa sección.

6.3.4.4 Se aceptará reducir el área de refuerzo longitudinal por torsión en la zona a compresión debida a la flexión por una cantidad igual a $M_u/(0.9df_y)$, donde M_u ocurra simultáneamente con T_u en esa sección, sin que el área del refuerzo longitudinal sea menor que el mínimo requerido en 6.3.5.5.

6.3.4.5 Se permitirá usar métodos de diseño alternativos en vigas de sección maciza con $h/b_t \geq 3$ o de sección hueca con $h/b_t \geq 4.5$ si el procedimiento está validado con resultados experimentales. En este caso, no será necesario cumplir los requisitos mínimos de refuerzo de 6.3.5.5 y de detallado de 6.3.7.5 y 6.3.7.6.3.

6.3.5 Límites del refuerzo

6.3.5.1 Refuerzo mínimo a flexión en vigas no presforzadas

6.3.5.1.1 Se deberá colocar un área mínima de refuerzo a flexión, $A_{s,min}$, en toda sección donde se requiera refuerzo a tensión según el análisis. Constará de al menos dos barras corridas del no. 4 en vigas y del no. 3 en nervaduras, y en ambos casos no será menor que la obtenida según 6.3.5.1.2. Este refuerzo deberá anclarse para desarrollar f_y a tensión en el paño del núcleo del apoyo.

6.3.5.1.2 $A_{s,min}$ será el mayor de a) y b) con excepción de lo señalado en 6.3.5.1.5. Para una viga isostática con el patín a tensión, b_w será el menor de b_f y $2b_w$. El valor de f_y para calcular $A_{s,min}$ estará limitado a un máximo de 560 MPa (5 600 kg/cm²).

$$\begin{aligned} \text{a) } & \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \quad \left(\frac{0.80\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \right) \\ \text{b) } & \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad \left(\frac{14}{f_y} b_w d \right) \end{aligned}$$

6.3.5.1.3 Si el A_s suministrado en cada sección es al menos un tercio mayor que el requerido en el análisis, no será necesario satisfacer 6.3.5.1.1 ni 6.3.5.1.2.

Comentario:

El propósito de este requisito es que la resistencia a flexión exceda la resistencia al agrietamiento con un margen tal que la viga pueda exhibir agrietamiento y deflexiones visibles en caso de una sobrecarga. De lo contrario, la falla puede ser súbita al momento de formarse las grietas de flexión. Merecen especial atención vigas con cuantías muy bajas tales que su resistencia a flexión considerando secciones agrietadas sea menor que la calculada suponiendo una sección sin refuerzo y usando el módulo de rotura. En esos casos, se requiere colocar cuantías mínimas de refuerzo a tensión en las zonas de momentos positivos y negativos.

En vigas con patines a tensión, la cuantía de refuerzo a tensión que se requiere para que la resistencia a flexión sea igual a la de una viga no reforzada es del orden del doble de la requerida para una sección rectangular o para una sección con patines a compresión. En vigas isostáticas es necesaria una mayor cuantía porque no tienen posibilidad de redistribuir momentos.

6.3.5.2 Refuerzo máximo a flexión en vigas no presforzadas

6.3.5.2.1 El refuerzo máximo de tensión no excederá 90 por ciento del área balanceada calculada según 5.2.1.2 o 5.2.1.5, según aplique.

Comentario:

La cuantía máxima se establece para evitar una falla que involucre un aplastamiento del concreto a compresión antes que fluya el acero.

6.3.5.3 Refuerzo mínimo a flexión en vigas presforzadas

6.3.5.3.1 En vigas con acero de presfuerzo adherido, la cantidad total de A_s y A_{ps} será suficiente para resistir una carga factorizada al menos igual a 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada con base en f_t obtenido de 2.2.7.

6.3.5.3.2 No se requerirá cumplir con 6.3.5.3.1 si las resistencias de diseño a flexión y a cortante son al menos el doble de las requeridas.

6.3.5.3.3 En vigas con tendones no adheridos, el área mínima de acero de refuerzo corrugado, $A_{s,min}$ será:

$$A_{s,min} = 0.004A_{ct} \tag{6.3.4.3.3}$$

donde A_{ct} es el área de la parte de la sección transversal entre la cara a tensión por flexión y el centroide de la sección bruta.

Comentario:

La cuantía mínima se requiere para evitar una falla súbita por flexión. Este tipo de falla no ocurre si el presfuerzo es adherido; por tanto, el límite no aplica a estas vigas.

El refuerzo mínimo de acero de refuerzo corrugado en vigas con tendones no adheridos se requiere para lograr un trabajo a flexión tipo viga y no un comportamiento de arco, para limitar el ancho y separación de las grietas ante cargas de servicio cuando los esfuerzos de tensión en el concreto excedan el módulo de rotura y para alcanzar un comportamiento aceptable en todas las etapas de carga. La cuantía mínima es independiente de f_y .

6.3.5.4 Refuerzo mínimo a cortante

6.3.5.4.1 En vigas no presforzadas, no será necesario suministrar un área mínima de refuerzo a cortante, $A_{v,min}$, en los casos de la tabla 6.3.5.4.1. En estos casos, se deberá colocar al menos $A_{v,min}$ donde $V_u > V_{cR}$.

Tabla 6.3.5.4.1 – Casos en donde $A_{v,min}$, no se requiere

Tipo de viga	Condiciones	
Construida con concreto con fibras de acero que cumplen con 2.3.4 y $V_u \leq V_{cR}$, donde V_{cR} se calcula de acuerdo con 5.5.3	Para concreto de peso normal con $f_c \leq 70$ MPa (700 kg/cm ²) y barras Grado 42 o 56: $h \leq 1.0$ m	a)
	Para concreto ligero con $f_c \leq 40$ MPa (400 kg/cm ²) y barras Grado 42: $h \leq 600$ mm	b)
Sistema de nervaduras o viguetas que trabajan en una dirección	Para viguetas en la parte central del tablero y según 6.7.8	c)

6.3.5.4.2 En vigas presforzadas, se suministrará un área mínima de refuerzo a cortante $A_{v,min}$ en todas las zonas donde $V_u > 0.042F_R\sqrt{f_c'}b_wd$ ($V_u > 0.14F_R\sqrt{f_c'}b_wd$) con excepción de los casos de la tabla 6.3.5.4.1. En estos casos, se deberá colocar al menos $A_{v,min}$ donde $V_u > V_{cR}$.

6.3.5.4.3 No se requiere cumplir 6.3.5.4.2 si se demuestra, mediante ensayos, que se pueden resistir M_u y V_u . Estas pruebas deberán simular los efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, cambios volumétricos y otros efectos durante condiciones de servicio.

6.3.5.4.4 Si se requiere refuerzo transversal por fuerza cortante y se pueden despreciar los efectos de torsión según 6.3.5.5.1, $A_{v,min}$ se obtendrá de la tabla 6.3.5.4.4.

6.3.5.4.5 Las pérdidas de presfuerzo se determinarán de acuerdo con el Capítulo 11.

Tabla 6.3.5.4.4 – $A_{v,min}$ requerida

Tipo de viga	$A_{v,min}S$		
No presforzada y presforzada con $A_{ps}f_{se} < 0.4 (A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_{yt}}$ $\left(0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_{yt}}\right)$	a)
		$0.35 \frac{b_w S}{f_{yt}}$ $\left(3.5 \frac{b_w S}{f_{yt}}\right)$	b)
Presforzada con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4 (A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_{yt}}$ $\left(0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w S}{f_{yt}}\right)$	c)
		$0.35 \frac{b_w S}{f_{yt}}$ $\left(3.5 \frac{b_w S}{f_{yt}}\right)$	d)
	El menor de:	$\frac{A_{ps}f_{pu}}{3f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$ $\left(\frac{A_{ps}f_{pu}}{30f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}\right)$	e)

Comentario:

El refuerzo por cortante o refuerzo transversal restringe el crecimiento del agrietamiento inclinado, de manera que la ductilidad de la viga aumente y se tenga una advertencia de falla. En una viga sin refuerzo transversal, la formación del agrietamiento inclinado puede conducir directamente a la falla sin advertencia. El refuerzo por cortante es muy útil en caso de una sobrecarga o de la ocurrencia de una fuerza de tensión inesperada.

La excepción de vigas con fibras de acero permite tener una alternativa de diseño al uso de refuerzo por cortante cuando V_u no excede V_{cr} , si V_{cr} se evalúa como la mayor de la ec. 5.5.3.1.1.a y 1.3 veces la ec. 5.5.3.1.1.b. Resultados experimentales en vigas con fibras de acero con ganchos o prensadas han mostrado que se obtienen resistencias a cortante similares a las de elementos sin fibras. Incluso las resistencias llegan a ser superiores a V_{cr} en vigas de concretos con fibras de acero que cumplen con los criterios de c) y d) de la tabla 6.3.5.4.1. Los límites menores en concretos ligeros se deben a una menor disponibilidad de valores experimentales.

Cuando se somete a la viga a cargas repetidas, aumenta la posibilidad de que se formen grietas inclinadas por tensión diagonal a esfuerzos menores que los requeridos ante carga estática. Este fenómeno ha de tomarse en cuenta mediante el uso de refuerzo mínimo por cortante señalado en 6.3.5.4.4.

Es recomendable considerar el uso de refuerzo por cortante aún en casos en que $V_u < 0.5FRV_{cr}$ en vigas con alma muy delgada o elementos postensados (como losas encasetonadas, vigas, vigas T, entre otras), para proteger a la viga de fuerzas de tensión que se generen por cargas no esperadas o por desviaciones laterales en el perfil de los tendones. Además, el refuerzo por cortante sirve para sujetar y mantener los tendones en su posición durante la colocación del concreto. De no amarrarse los tendones, los esfuerzos de tensión que se pueden producir causarían agrietamiento severo de no contar con refuerzo por cortante. En la práctica se ha visto que una separación de estribos de 1.5h o 1 m funciona adecuadamente para estos propósitos. Es frecuente que la separación sea menor si se requiere refuerzo por cortante según 6.3.5.4.

Cuando se ensaya una viga para demostrar que sus resistencias a flexión y cortante son adecuadas, se consideran las resistencias nominales (sin factor de resistencia). La razón de tomar las resistencias nominales es que, si las resistencias de los materiales en la obra son menores que las especificadas y/o que las dimensiones de la viga están equivocadas, tal que resultan en una menor resistencia, se mantendrá un margen de seguridad adecuado mediante el factor de resistencia F_R .

La cuantía mínima de refuerzo por cortante aumenta con la resistencia del concreto para evitar fallas por cortante repentinas cuando ocurra el agrietamiento inclinado.

6.3.5.5 Refuerzo mínimo por torsión

6.3.5.5.1 Se suministrará un área mínima a torsión en todas las regiones donde $T_u \geq FR T_{ch}$ según 5.8.

6.3.5.5.2 Si se requiere refuerzo por torsión, el área de refuerzo transversal por torsión mínima $(A_v+2A_t)_{\min}/s$ será la mayor de a) y b):

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad & 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \left(0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \\ \text{b)} \quad & 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \left(3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \end{aligned}$$

6.3.5.5.3 Si se requiere refuerzo por torsión, el área de acero de refuerzo longitudinal A_t , \min será la menor de a) y b):

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad & \frac{0.42\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} \rho_h \frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \left(\frac{1.33\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} \rho_h \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \\ \text{b)} \quad & \frac{0.42\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{0.175b_w}{f_{yt}} \rho_h \frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \left(\frac{1.33\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{1.75b_w}{f_{yt}} \rho_h \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \end{aligned}$$

Comentario:

La cuantía mínima de refuerzo por torsión aumenta con la resistencia del concreto para evitar fallas por cortante repentinas cuando ocurra el agrietamiento inclinado. Las ecuaciones son consistentes con las de refuerzo mínimo por cortante para facilitar los cálculos.

Bajo la acción combinada de torsión y cortante, el momento torsionante de agrietamiento disminuye con la fuerza cortante, lo que conduce a una reducción en el refuerzo por torsión requerido para evitar una falla frágil inmediatamente después del agrietamiento. La ec. 6.3.5.5.3.a se basa en suponer una relación de esfuerzo de torsión a cortante de 2:1, lo que resulta en una cuantía volumétrica de refuerzo longitudinal de torsión de 0.5 por ciento. Esta cuantía se ha visto que es adecuada en vigas presforzadas.

En vigas relativamente peraltadas, es conveniente colocar refuerzo en las caras verticales de la zona a tensión para controlar el agrietamiento en el alma, como el requerido en 6.3.7.2.3 (Frantz y Breen, 1980; Frosch, 2002).

6.3.6 Vigas de sección compuesta

6.3.6.1 Requisitos generales

6.3.6.1.1 Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en sitio. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

6.3.6.1.2 Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, aplíquese la NTC-Acero.

6.3.6.1.3 Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

6.3.6.1.4 Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento, o falta del mismo, sobre las deflexiones y el agrietamiento.

6.3.6.2 Resistencias de diseño ante esfuerzos cortantes horizontales y verticales

6.3.6.2.1 Las resistencias de diseño ante esfuerzos cortantes horizontales y verticales se deberán calcular de acuerdo con 6.10.4.

6.3.7 Detallado del refuerzo

6.3.7.1 Requisitos generales

6.3.7.1.1 El recubrimiento de concreto del refuerzo deberá cumplir con 4.13.

6.3.7.1.2 Las longitudes de desarrollo de barras corrugadas y de acero de presfuerzo deberán cumplir con 14.4.

6.3.7.1.3 Los traslapes de barras corrugadas de refuerzo deberán cumplir con 14.5.

6.3.7.1.4 A lo largo de la longitud de desarrollo y de traslape de barras longitudinales con $f_y \geq 560 \text{ MPa}$ ($5\,600 \text{ kg/cm}^2$), se deberá colocar refuerzo transversal $K_{tr} \geq 0.5d_b$.

6.3.7.1.5 Los paquetes de barras deberán cumplir lo dispuesto en 14.6.

6.3.7.2 Separación del refuerzo

6.3.7.2.1 La separación mínima s deberá cumplir con 14.2.

6.3.7.2.2 Para vigas no presforzadas y vigas presforzadas Clase A, la separación del refuerzo longitudinal adherido más cercano a la fibra de tensión máxima no deberá exceder la separación s especificada en 13.6.

6.3.7.2.3 Para vigas no presforzadas y vigas presforzadas Clase A con h mayor que 900 mm, se deberá colocar refuerzo longitudinal superficial distribuido uniformemente en ambas caras de la viga en una distancia $h/2$ desde la cara a tensión. La separación del refuerzo superficial no deberá ser mayor que la separación s dada en 13.6.2, donde c_c es el recubrimiento libre medido desde el refuerzo superficial a la cara lateral. Se permitirá incluir el refuerzo superficial en los cálculos de resistencia si se realiza un análisis de compatibilidad de deformaciones.

Comentario:

En vigas relativamente peraltadas, el refuerzo longitudinal superficial (también conocido como refuerzo de piel) se coloca cerca de las caras verticales en la zona de tensión con objeto de controlar el agrietamiento del alma como se muestra en la fig. C6.3.7.2.3. Si no se coloca este refuerzo, el espesor de las grietas en el alma pueden exceder al de las grietas a nivel del refuerzo a tensión por flexión. Es característico el uso de barras del no. 3 al no. 5. También se usa refuerzo de alambre soldado con un área mínima de 210 mm^2 por metro de peralte.

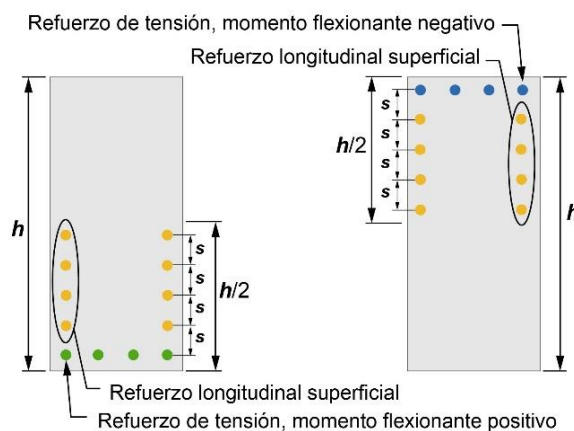


Figura C6.3.7.2.3 – Refuerzo longitudinal superficial en vigas con $h > 900 \text{ mm}$ (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.3.7.3 Refuerzo de flexión en vigas no presforzadas

6.3.7.3.1 La fuerza calculada de tensión o compresión en el acero de refuerzo en cada sección de una viga deberá desarrollarse a cada lado de dicha sección.

6.3.7.3.2 Las ubicaciones críticas para el desarrollo del refuerzo son los puntos de esfuerzo máximo y los puntos a lo largo del claro donde el refuerzo a tensión, doblado o terminado, ya no se requiere para resistir la flexión.

6.3.7.3.3 A cada lado de toda sección de momento máximo, la longitud de cada barra deberá ser mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d , definida en 14.4.

6.3.7.3.4 Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se deberán terminar o doblar y extender en una distancia no menor que d ni que $12d_b$ más allá del punto teórico donde, de acuerdo con el diagrama de momentos, ya no se requieren para resistir la flexión, con excepción en los soportes en vigas libremente apoyadas y vigas en voladizo.

6.3.7.3.5 El refuerzo de flexión a tensión que se continúe deberá extenderse al menos L_d más allá del punto en donde el refuerzo de tensión doblado o cortado ya no se requiere para resistir la flexión.

6.3.7.3.6 El refuerzo de flexión a tensión no se terminará en una zona a tensión a menos que se cumpla con a), b) o c):

- a) $V_u \leq 2V_R/3$
- b) Para barras del no. 11 y más delgadas, el refuerzo que se continúa es al menos el doble del área requerida por flexión en el punto de corte y $V_u \leq 2V_R/3$
- c) El área de estribos en exceso de la requerida para resistir cortante y torsión se coloca a lo largo de cada barra o alambre cortado sobre una distancia igual a $3d/4$ medida desde el punto de corte. El área en exceso de estribos será al menos $0.41 b_w s / f_{yt}$ ($4.2 b_w s / f_{yt}$). La separación s no deberá exceder $d/(8\beta_b)$, donde β_b es el cociente del área de refuerzo terminado y el área total de refuerzo a tensión en la sección.

6.3.7.3.7 Se deberá proveer una longitud de anclaje adecuada en barras de refuerzo cuyo esfuerzo no sea directamente proporcional con el momento, como ocurre en vigas acarteladas o recortadas, o donde el refuerzo de flexión a tensión no es paralelo a la cara a compresión de la viga.

6.3.7.3.8 Se aceptará desarrollar el refuerzo a tensión mediante su doblado a través del alma de modo que se haga continuo con el refuerzo en la cara opuesta de la viga a compresión o bien que se termine más allá de una distancia igual a L_d a partir de la mitad del peralte de la viga.

6.3.7.3.9 En todo doblez o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

Comentario:

Las secciones críticas en una viga continua se indican con la letra "c" en los puntos de esfuerzo máximo o con "x" en los puntos en donde el refuerzo de tensión, ya sea doblado o cortado, ya no se requiere para resistir la flexión (véase fig. C6.3.7.3.2). Ante carga uniforme, la extensión del refuerzo positivo dentro del apoyo está normalmente controlada por 6.3.7.3.10.1 o 6.3.7.3.10.3 más que por la longitud de desarrollo medida desde el punto de momento máximo o desde el punto de corte de la barra.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

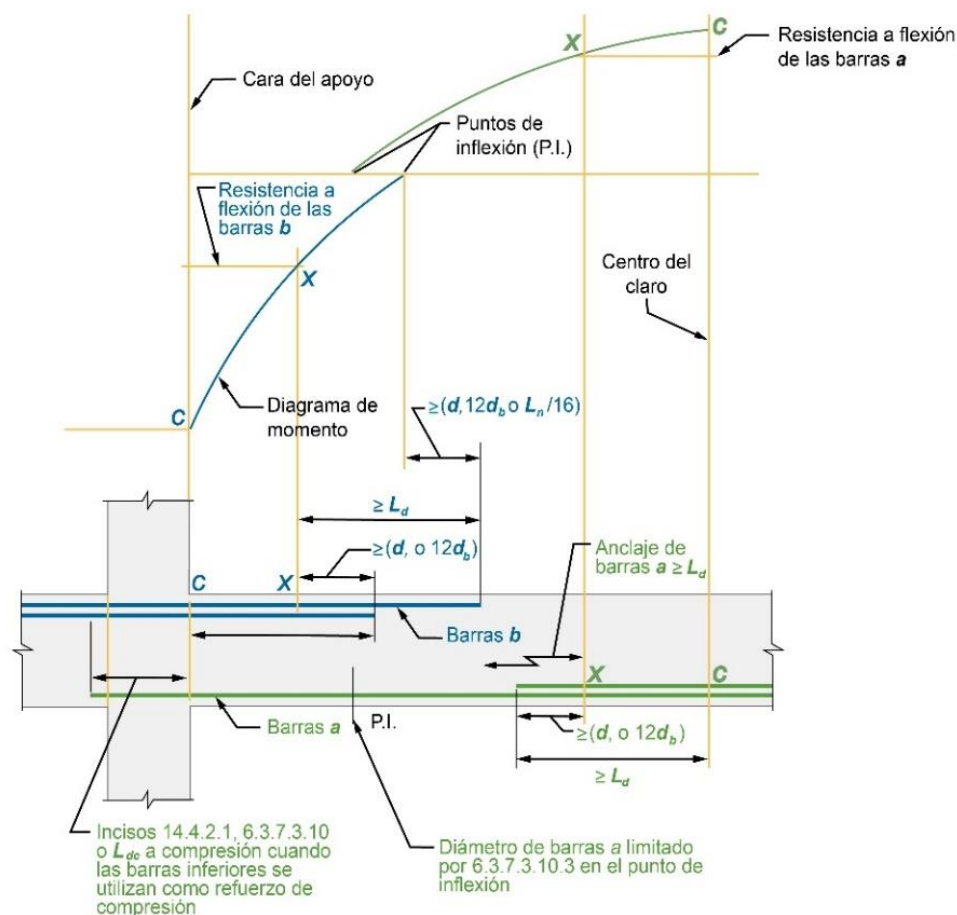


Figura C6.3.7.3.2 – Desarrollo del refuerzo por flexión en una viga continua (adaptada de ACI CODE-318-19)

Los diagramas de momento usados para diseño son frecuentemente aproximados. Es posible que la ubicación de los puntos de máximo momento pueda cambiar debido a modificaciones en las cargas consideradas, asentamiento de apoyos, ocurrencia de cargas laterales, entre otras causas. El efecto del desplazamiento del punto de momento máximo es que una grieta por tensión diagonal pueda desarrollarse en una zona sin refuerzo por cortante lo que conduce al cambio en la ubicación del esfuerzo de tensión calculado en una distancia aproximada de d hacia el punto de momento nulo. Si se tienen estribos, este efecto es menos severo. Para tomar en cuenta el cambio en la ubicación del momento máximo, en 6.3.7.3.3 se requiere que el refuerzo se extienda una distancia igual a d o $12d_b$ más allá del punto donde ya no se requiera. En la fig. C6.3.7.3.2 se muestra la ubicación de los puntos de corte o terminación. En caso de que se tengan barras de diferente diámetro, se calcula el punto de corte para cada diámetro de barra que se termine.

La razón de continuar el refuerzo que no se corte en la zona de tensión (6.3.7.3.4) es que se producen esfuerzos locales de magnitud elevada en las barras continuas adyacentes a las barras cortadas. Estos esfuerzos pueden alcanzar f_y en el punto "x" de la fig. C6.3.7.3.2. Por ello, se requiere que el refuerzo que continúa tenga una extensión al menos igual a L_d .

No se permite terminar el refuerzo de flexión a tensión en una zona a tensión porque se reduce la resistencia a cortante y la ductilidad de la viga. En estos casos se producen grietas de flexión a bajos niveles de carga, las cuales pueden extenderse como grietas inclinadas. Estas grietas tienen menos probabilidad de desarrollarse si los esfuerzos cortantes son bajos (6.3.7.3.6.a) o el esfuerzo en el acero de flexión es bajo (6.3.7.3.6.b). Las grietas diagonales se pueden controlar si se colocan estribos a baja separación (6.3.7.3.6.c). No se pretende que estos requisitos sean aplicables a traslapes a tensión según 14.5.

6.3.7.3.10 Corte del refuerzo

6.3.7.3.10.1 En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo y en una longitud mínima de 150 mm, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo, con excepción de vigas prefabricadas en las cuales ese refuerzo se deberá extender al menos hasta el centro de la longitud de apoyo del elemento.

6.3.7.3.10.2 En extremos continuos se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo y en una longitud mínima de 150 mm, cuando menos la cuarta parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. Cuando la viga sea parte del SERCGFL, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo deberá anclarse de modo que pueda alcanzar f_y en la cara del núcleo del apoyo.

6.3.7.3.10.3 En apoyos simples y en puntos de inflexión, el diámetro d_b del refuerzo a tensión a momento positivo será tal que L_d satisfaga a) o b), a menos que el refuerzo se termine más allá del eje de los apoyos mediante un doblez estándar (véase 14.3.1) o un dispositivo de anclaje mecánico equivalente al doblez estándar:

- a) $L_d \leq 1.3M_R/(F_R V_u) + L_a$ si el extremo del refuerzo está confinado por la reacción a compresión
- b) $L_d \leq M_n/(F_R V_u) + L_a$ si el extremo del refuerzo no está confinado por la reacción a compresión.

Donde M_R se calcula suponiendo que todo el refuerzo en la sección es capaz de alcanzar f_y , V_u es calculada para la misma sección y $F_R=0.9$. En el apoyo, L_a es la longitud de empotramiento más allá del centro del apoyo. En el punto de inflexión, L_a es la longitud de empotramiento más allá del punto de inflexión y estará limitada por el mayor de d y $12d_b$.

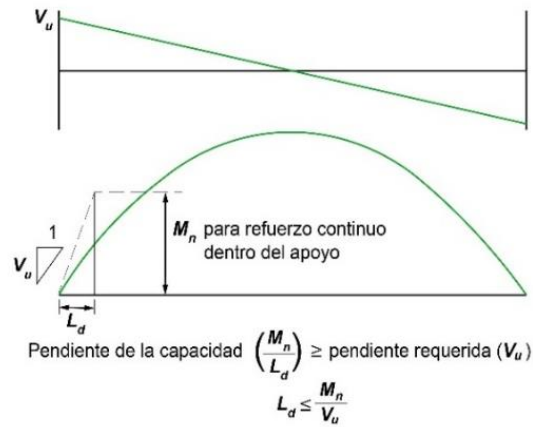
6.3.7.3.10.4 Al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará, más allá del punto de inflexión, una longitud no menor que el mayor de d , $12d_b$ y $L_n/16$.

Comentario:

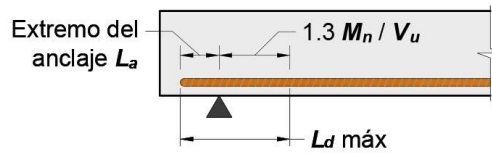
El refuerzo positivo se extiende dentro del apoyo para el caso de que se desplace el diagrama de momentos debido a cambios en carga, asentamiento de apoyo o cargas laterales. Además, permite mejorar la integridad estructural. En vigas prefabricadas, es importante revisar tolerancias y recubrimientos de modo que no se apoyen los elementos en concreto simple debido a que el refuerzo se haya interrumpido.

En vigas que forman parte del SERCGFL se pide que se desarrollen las barras a momento positivo en el apoyo de modo de suministrar ductilidad al elemento en caso de reversión del momento (véase 6.3.7.3.10.2).

En 6.3.7.3.10.3 se limita el diámetro de barras a tensión por momento positivo para asegurar que puedan desarrollarse en una distancia corta y que la resistencia a momento sea mayor que el momento aplicado en todo el claro de la viga. Como se ilustra en la fig. C6.3.7.3.10.3.a, la pendiente del diagrama de momento es V_u , mientras que la pendiente del momento desarrollado es M_n/L_d , donde M_n es la resistencia nominal a momento (con factor de resistencia unitario) de la sección transversal. Un proceso de diseño de la longitud de desarrollo es satisfactorio si se calcula el refuerzo tal que la pendiente de la capacidad M_n/L_d sea igual o mayor que la pendiente de la demanda V_u . De este modo, M_n/V_u representa la longitud de desarrollo disponible. En condiciones favorables del apoyo, se permite un incremento de 30 por ciento en M_n/V_u cuando los extremos del refuerzo están confinados por una reacción a compresión. La aplicación de este requisito se ilustra en la fig. C6.3.7.3.10.3.b para vigas simplemente apoyadas y en la fig. C6.3.7.3.10.3.c para los puntos de inflexión. El límite de L_d en los puntos de inflexión se debe a que no se tiene información experimental que demuestre que una longitud de desarrollo larga será efectiva para desarrollar una barra que tiene una distancia corta entre el punto de inflexión y el punto de esfuerzo máximo.

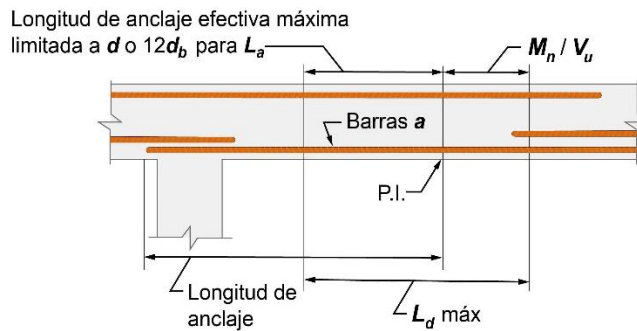


(a) Diagrama de M_u positivo



Nota: El factor 1.3 es aplicable sólo si la reacción confina los extremos del refuerzo

(b) L_d máximo en apoyos simples



(c) L_d máximo para barras "a" del punto de inflexión

Figura C6.3.7.3.10.3 – Determinación del diámetro máximo de las barras según 6.3.7.3.10.3 (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.3.7.4 Refuerzo de flexión en vigas presforzadas

6.3.7.4.1 Los tendones externos deberán ser sujetados al elemento de tal manera que la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide del concreto se mantenga dentro del intervalo de deflexiones esperadas del miembro.

6.3.7.4.2 Si se requiere colocar refuerzo no presforzado para satisfacer la resistencia a flexión, se deberán cumplir los requisitos de 6.3.7.3.

Comentario:

Es frecuente que los tendones externos se conecten a la viga en varios lugares entre anclajes, como es al centro del claro, cuartos o tercios de claro, de modo de lograr balancear la carga, para mantener el perfil del tendón o para controlar vibraciones en los tendones. En estos casos es conveniente cuidar los cambios en el perfil del tendón al deformarse la viga por el postensado y la carga aplicada en relación con el centroide de concreto de la viga.

El requisito de 6.3.7.4.2 es para lograr que el refuerzo corrugado no presforzado necesario para resistir la flexión ante cargas factorizadas pueda desarrollar las fuerzas de tensión o compresión.

6.3.7.4.4 Terminación del acero de presfuerzo

6.3.7.4.4.1 Las zonas de anclaje para postensado deberán diseñarse y detallarse de acuerdo con 14.9.

6.3.7.4.4.2 Los anclajes y uniones en concreto postensado deberán diseñarse y detallarse de acuerdo con 14.8.

6.3.7.4.5 Terminación de barras corrugadas en vigas con torones no adheridos

6.3.7.4.5.1 La longitud de las barras corrugadas de refuerzo requerida según 6.6.6.2.3 deberá cumplir a) y b):

- En zonas de momento positivo, será de al menos $L_n/3$ y deberá estar centrada en dichas zonas
- En zonas de momento negativo, será de al menos $L_n/6$ en cada lado de la cara de apoyo.

6.3.7.5 Refuerzo longitudinal para torsión

6.3.7.5.1 Si se requiere refuerzo para torsión, el refuerzo longitudinal para torsión deberá estar distribuido alrededor del perímetro de estribos cerrados que satisfagan 14.7.3 o del refuerzo helicoidal (véase 14.7.4) con separación no mayor que 300 mm. El refuerzo longitudinal deberá estar colocado dentro del estribo o refuerzo helicoidal, y se deberá colocar al menos una barra longitudinal o torón en cada esquina.

6.3.7.5.2 El refuerzo longitudinal para torsión deberá tener un diámetro mínimo igual que 0.042 veces la separación del refuerzo transversal, pero no menor que una barra del no. 3.

6.3.7.5.3 El refuerzo longitudinal para torsión deberá extenderse una longitud de al menos $b_t + d$ más allá del punto requerido según el análisis.

6.3.7.5.4 El refuerzo longitudinal para torsión deberá desarrollarse en la cara de apoyo en ambos extremos de la viga.

Comentario:

Es necesario suministrar refuerzo longitudinal para resistir la suma de las fuerzas longitudinales de tensión causadas por la torsión. El centroide de este refuerzo debería coincidir aproximadamente con el centroide de la sección transversal. Ello se logra mediante su distribución alrededor del perímetro de los estribos cerrados. El requisito de colocar barras o torones en cada esquina es para proveer anclaje de las ramas de estribos, así como para incrementar la resistencia a torsión y controlar el agrietamiento.

La distancia ($b_t + d$) a partir del punto en el cual el refuerzo longitudinal por torsión no se requiere es mayor que la usada para cortante y flexión. Ello se debe a que las grietas por tensión diagonal debidas a torsión siguen un patrón helicoidal. Esta misma distancia se especifica para el refuerzo transversal por torsión.

6.3.7.6 Refuerzo transversal

6.3.7.6.1 Requisitos generales

6.3.7.6.1.1 En el detallado del refuerzo transversal deberán aplicarse los requisitos más restrictivos del inciso 6.3.7.6.

6.3.7.6.1.2 El detallado del refuerzo transversal deberá cumplir 14.7.

6.3.7.6.2 Cortante

6.3.7.6.2.1 Si se requiere, el refuerzo transversal para cortante deberá consistir en estribos, refuerzo helicoidal o barras longitudinales con dobleces.

6.3.7.6.2.2 La separación máxima de ramas del refuerzo transversal para cortante a lo largo y ancho del miembro deberá cumplir los requisitos de la tabla 6.3.7.6.2.2.

Tabla 6.3.7.6.2.2 – Separación máxima de ramas del refuerzo para cortante en vigas de ductilidad baja

V _s requerido	Separación máxima s				
	El menor de:	Vigas no presforzadas		Vigas presforzadas	
		A lo largo del claro	A través del ancho	A lo largo del claro	A través del ancho
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ ($\leq 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$)	El menor de:	d/2	d	3h/4	3h/2
600 mm					
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ ($> 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$)	El menor de:	d/4	d/2	3h/8	3h/4
300 mm					

6.3.7.6.2.3 Los estribos inclinados y las barras longitudinales con dobleces que actúan como refuerzo para cortante deberán estar separadas tal que cada línea de 45 grados que se extienda **d/2** hacia la reacción desde la mitad del peralte del miembro, hasta el refuerzo longitudinal a tensión, deberá estar cruzado por lo menos por una línea de refuerzo para cortante.

6.3.7.6.2.4 Si se extienden dentro de una zona a tensión, las barras longitudinales con dobleces que actúan como refuerzo para cortante deberán ser continuas con el refuerzo longitudinal, y si se extienden en una zona a compresión, se deberán anclar **d/2** más allá de la mitad del peralte del miembro.

Comentario:

Si una viga de concreto se construye de forma monolítica con una viga principal o de apoyo e interseca una o ambas caras de la viga principal, la parte inferior de la viga de apoyo puede fallar prematuramente a menos que se adicione refuerzo transversal, también llamado de suspensión (fig. C6.3.7.6.2.1). Este refuerzo transversal de suspensión es adicional a otro tipo de refuerzo transversal y se suministra tal que se transfiera el cortante en el extremo de la viga apoyada. De acuerdo con ensayos de laboratorio, no se requiere colocar estribos de suspensión si la cara inferior de la viga apoyada está a la mitad del peralte de la viga de apoyo o arriba, o si la carga factorizada transferida por la viga apoyada es menor que $0.25\sqrt{f'_c}b_wd$ ($0.80\sqrt{f'_c}b_wd$).

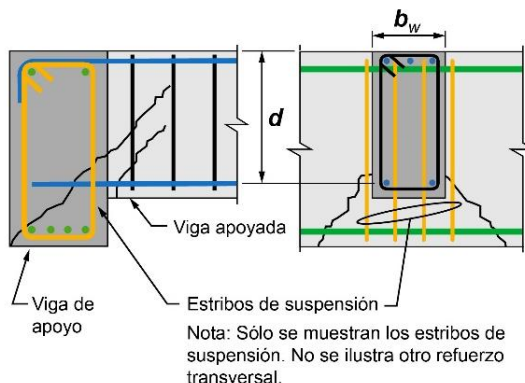


Figura C6.3.7.6.2.1 – Estribos de suspensión para transferir cortante (adaptada de ACI CODE-318-19)

Una separación reducida de los estribos o ramas de ellos en el ancho de una viga permite una transferencia más uniforme de la compresión diagonal a través del alma de la viga, lo que mejora la capacidad a cortante. La intención de 6.3.7.6.2.2 es suministrar ramas múltiples de estribos en vigas anchas o en losas que trabajen en una dirección y que requieran estribos (Leonhardt y Walther, 1964; Anderson y Ramírez, 1989; Lubell et al., 2009).

6.3.7.6.3 Torsión

6.3.7.6.3.1 Si es requerido, el refuerzo transversal para torsión deberá conformarse de estribos cerrados que cumplan con 14.7.3 o de refuerzo helicoidal de conformidad con 14.7.4.

6.3.7.6.3.2 El refuerzo transversal para torsión deberá extenderse una longitud de al menos $(b_t + d)$ más allá del punto requerido según el análisis.

6.3.7.6.3.3 La separación del refuerzo transversal para torsión no deberá exceder el menor de $p_h/8$ y 300 mm.

6.3.7.6.3.4 Para secciones huecas, la distancia desde el centroide del refuerzo transversal para torsión a la cara interna de la pared de la sección hueca deberá ser de al menos $0.5A_{oh}/p_h$.

Comentario:

Los estribos por torsión son cerrados ya que el agrietamiento inclinado debido a la torsión puede ocurrir en todas las caras de la viga y porque el recubrimiento tiende a desprenderse ante momentos torsionantes de alta magnitud. La distancia $(b_t + d)$ a partir del punto en el cual el refuerzo transversal por torsión no se requiere es mayor que la usada para cortante y flexión. Ello se debe a que las grietas por tensión diagonal debidas a torsión siguen un patrón helicoidal. Esta misma distancia se especifica para el refuerzo longitudinal por torsión.

La separación del refuerzo transversal por torsión se limita para asegurar el desarrollo de la resistencia a torsión de la viga, prevenir una caída excesiva de la rigidez a torsión después del agrietamiento, así como para controlar las grietas. Para una sección cuadrada, la cantidad $p_h/8$ es equivalente a $d/2$, como en caso de cortante (véase 6.3.7.6.2).

6.3.7.6.4 Soporte lateral del refuerzo a compresión

6.3.7.6.4.1 Se deberá colocar refuerzo transversal a lo largo de la distancia en la que se requiera refuerzo longitudinal a compresión. El soporte lateral del refuerzo longitudinal para compresión deberá consistir en estribos cerrados o refuerzo helicoidal que cumplan con 6.3.7.6.4.2 a 6.3.7.6.4.4.

6.3.7.6.4.2 El diámetro del refuerzo transversal deberá ser de al menos a) o b). Se permitirá en uso de refuerzo hecho de malla corrugada o electrosoldada con área equivalente.

- a) No. 3 para barras longitudinales del no. 10 o menores
- b) No. 4 para barras longitudinales del no. 11 o mayores, y para paquetes de barras longitudinales.

6.3.7.6.4.3 La separación del refuerzo transversal no deberá exceder el menor de a) a c):

- a) $16d_b$ de la barra longitudinal por integridad más delgada
- b) $48d_b$ del estribo cerrado
- c) Menor dimensión transversal de la viga.

6.3.7.6.4.4 El refuerzo longitudinal a compresión se deberá colocar de tal forma que cada barra de esquina y barras alternadas a compresión estén confinadas por una esquina del refuerzo transversal que tenga un doblez no mayor que 135 grados. Ninguna barra deberá estar separada más de 150 mm libres a cada lado a lo largo del refuerzo transversal medidos desde la barra confinada.

Comentario:

Es necesario colocar estribos para prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal a compresión en las vigas. El pandeo de barras a compresión disminuye la resistencia a flexión y afecta su ductilidad y capacidad de deformación ante cargas reversibles, como las impuestas por un sismo. En caso de vigas con paquetes de barras, se recomienda revisar que los estribos puedan resistir 0.06 veces f_y de las barras longitudinales.

6.3.7.7 Refuerzo de integridad estructural en vigas coladas en sitio

6.3.7.7.1 Para vigas colocadas a lo largo del perímetro de la estructura, el refuerzo de integridad estructural deberá cumplir a) a c):

- a) Al menos un cuarto del refuerzo a máximo momento positivo, pero no menos que dos barras o torones, deberá ser continuo
- b) Al menos un sexto del refuerzo a momento negativo en el apoyo, pero no menos que dos barras o torones, deberá ser continuo
- c) El refuerzo de integridad estructural deberá estar confinado a lo largo del claro libre de la viga con estribos cerrados que cumplan 14.7.3 o refuerzo helicoidal de conformidad con 14.7.4.

6.3.7.7.2 Para vigas no perimetrales, el refuerzo de integridad estructural deberá cumplir a) o b):

- a) Al menos un cuarto del refuerzo a máximo momento, pero no menos que dos barras o torones, deberá ser continuo
- b) El refuerzo longitudinal deberá estar confinado con estribos cerrados que cumplan 14.7.3 o refuerzo helicoidal de conformidad con 14.7.4, a lo largo del claro libre de la viga.

6.3.7.7.3 El refuerzo de integridad estructural deberá pasar a través de la región delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna (núcleo).

6.3.7.7.4 El refuerzo longitudinal de integridad estructural en apoyos no continuos deberá desarrollarse para $1.25f_y$ en la cara del apoyo.

6.3.7.7.5 Si es necesario unir barras para que el refuerzo de integridad estructural sea continuo, el refuerzo deberá unirse según a) y b):

- a) El refuerzo a momento positivo deberá unirse en o cerca del apoyo
- b) El refuerzo a momento negativo deberá unirse en o cerca de la mitad del claro.

6.3.7.7.6 Las uniones del refuerzo deberán ser mediante traslapes a tensión de Clase B que cumplan 14.5.2 o con dispositivos mecánicos o soldadura de conformidad con 14.5.6.

6.3.7.7.7 En cada extremo apoyado de vigas perimetrales, se deberán suministrar estribos cerrados que encierren el refuerzo longitudinal por integridad en una distancia al menos igual a $2h$ medida desde el paño del apoyo. La separación de estribos cerrados que encierren el refuerzo longitudinal por integridad no deberá exceder la menor de a) a d):

- a) $d/4$ en vigas no presforzadas y $3h/8$ en vigas presforzadas
- b) $8d_b$ de la barra longitudinal por integridad más delgada
- c) $24d_b$ del estribo cerrado
- d) 300 mm.

6.3.7.7.8 En vigas perimetrales, la separación de estribos cerrados que encierren el refuerzo longitudinal por integridad no deberá ser mayor de $d/2$ a lo largo del claro libre de la viga no presforzada o de $3h/4$ si la viga es presforzada.

Comentario:

El propósito de los requisitos de integridad estructural es incrementar la redundancia y ductilidad de las estructuras tal que, en caso de daño de un elemento de soporte importante o de una carga anormal, el daño resultante sea localizado y que la estructura tenga altas probabilidades de mantener su estabilidad global.

En caso de daño en un apoyo, el refuerzo longitudinal del lecho superior, continuo sobre el apoyo, y no confinado con estribos, tenderá a desprenderse del concreto y a no desarrollar acción de catenaria para transferir la carga una vez que el apoyo ha fallado. La intención de obligar a que el refuerzo del lecho inferior sea continuo es para generar la acción de catenaria en caso necesario. Si el peralte de las vigas cambia en el apoyo, es recomendable que el refuerzo del lecho inferior del elemento más peraltado se termine en el apoyo con un doblez estándar o con una barra con cabeza y que desarrolle $1.25f_y$, y que el refuerzo del lecho inferior del elemento menos peraltado se continúe dentro de la unión y, de ser necesario, dentro del elemento más peraltado una distancia suficiente para que pueda desarrollar $1.25f_y$.

En esta Norma, se requiere que el refuerzo del lecho inferior sea capaz de desarrollar $1.25f_y$, reconociendo que la intención de la longitud de desarrollo calculada con el Capítulo 14 es para desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia f_y .

El requisito de que el refuerzo de los lechos superior e inferior de las vigas perimetrales sea continuo pretende suministrar un tensor o cinturón continuo alrededor de la estructura.

Los límites de separación del refuerzo transversal que rodee el refuerzo por integridad están basados en resultados de ensayos de laboratorio (Lew et al. 2014 y Rivera-Cruz et al. 2021) y están dirigidos a permitir que las vigas puedan acomodar las demandas de rotación asociadas a los desplazamientos verticales grandes que pueden ocurrir con la pérdida no intencional del elemento vertical de soporte.

6.3.8 Vigas de gran peralte

6.3.8.1 Requisitos generales

6.3.8.1.1 Las vigas de gran peralte son aquellas que están cargadas en una cara y apoyadas en la cara opuesta, tal que pueden desarrollarse elementos de compresión similares a puntales entre las cargas y los apoyos, y que además satisfacen a) o b):

- El claro libre L no debe ser mayor que $4h$, donde h es el peralte del miembro.
- Existen cargas concentradas dentro de una distancia $2h$ medida desde la cara del apoyo.

6.3.8.1.2 Las vigas de gran peralte deberán ser diseñadas tomando en cuenta una distribución no lineal de deformaciones unitarias a lo largo del peralte de la viga.

6.3.8.1.3 Se considerará que el método de puntales y tensores, cuyos requisitos se establecen en el Capítulo 10 de esta Norma, satisface 6.3.8.1.2.

Comentario:

En esta versión de la Norma, se modificó el límite para definir vigas de gran peralte.

En caso de que las cargas se apliquen a través de los lados o la cara inferior de la viga es recomendable usar el método de puntales y tensores (véase Capítulo 10). El comportamiento de vigas peraltadas se discute en Schlaich et al. (1987), Rogowsky y MacGregor (1986), Marti (1985) y Crist (1966).

6.3.8.2 Límites geométricos

6.3.8.2.1 Con excepción de lo permitido en 10.4.3, las dimensiones de una viga de gran peralte deberán ser elegidas de forma que se cumpla la ec. 6.3.8.2.1:

$$V_u \leq 0.83F_R\sqrt{f'_c}b_wd \quad (6.3.8.2.1)$$

$$(V_u \leq 2.65F_R\sqrt{f'_c}b_wd)$$

6.3.8.2.2 El ancho mínimo de una viga de gran peralte será de 200 mm.

Comentario:

El límite es para controlar el agrietamiento ante cargas de servicio y para proteger las vigas peraltadas de fallas por compresión diagonal.

6.3.8.3 Límites del refuerzo

6.3.8.3.1 El refuerzo distribuido en vigas de gran peralte deberá ser como mínimo el requerido según a) y b):

- El área del refuerzo distribuido perpendicularmente al eje longitudinal de la viga, A_{vD} , deberá ser al menos $0.0025b_w s_{vD}$, donde s_{vD} es la separación del refuerzo transversal distribuido

- b) El área del refuerzo distribuido paralelo al eje longitudinal de la viga, A_{LD} , deberá ser al menos $0.0025b_w s_{LD}$, donde s_{LD} es la separación del refuerzo longitudinal distribuido.

6.3.8.3.2 El área mínima del refuerzo de flexión a tensión, $A_{s,min}$, deberá ser la determinada con 6.3.5.1.

Comentario:

El refuerzo distribuido tiene como propósito controlar el ancho y propagación del agrietamiento inclinado. Ensayos de laboratorio han mostrado que el refuerzo perpendicular al eje longitudinal de la viga es más efectivo para resistir fuerza cortante que el refuerzo paralelo al eje longitudinal. En este requisito, las cuantías son las mismas en ambas direcciones para controlar la propagación y ancho de las grietas diagonales.

6.3.8.4 Detallado del refuerzo

6.3.8.4.1 El recubrimiento de concreto deberá cumplir con 4.13.

6.3.8.4.2 La separación mínima del refuerzo longitudinal deberá cumplir con 14.2.

6.3.8.4.3 La separación del refuerzo distribuido requerido en 6.3.8.3.1 no deberá exceder el menor de $d/5$ y 300 mm.

6.3.8.4.4 En vigas de gran peralte, el refuerzo distribuido especificado en 6.3.8.3.1 deberá colocarse en al menos dos planos longitudinales, uno cerca de cada cara.

6.3.8.4.5 Los planos de refuerzo en adición a los requeridos en 6.3.8.4.4 deberán colocarse de modo que su separación s_{wD} no exceda 600 mm.

6.3.8.4.6 Deberá tomarse en cuenta, para el desarrollo del refuerzo a tensión, que la distribución de los esfuerzos no es directamente proporcional al momento flexionante.

6.3.8.4.7 En apoyos simples, el refuerzo de tensión a momento positivo deberá anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo. Si se diseña una viga de gran peralte según el Capítulo 10, el acero de refuerzo de tensión a momento positivo deberá anclarse cumpliendo lo establecido en 10.5.3.

6.3.8.4.8 En apoyos interiores se deberán satisfacer a) y b):

- a) El refuerzo de tensión a momento negativo deberá ser continuo con el de los claros adyacentes
- b) El refuerzo de tensión a momento positivo deberá ser continuo o unido con el de los claros adyacentes mediante traslapes Clase B.

Comentario:

En la Fig. C6.3.8.4.3 se ilustran los requisitos de separación del refuerzo distribuido definido en 6.3.8.3.1. La separación definida en 6.3.8.4.3, 6.3.8.4.4 y 6.3.8.4.5 depende de las dimensiones de la sección transversal y puede ser menor que los requisitos de 10.4.4.2. Los requisitos de separación en 6.3.7.6.2.2 son aplicables si el refuerzo vertical distribuido se toma en cuenta en el cálculo de V_s .

En vigas peraltadas, a diferencia de vigas convencionales, el esfuerzo en el refuerzo longitudinal es más uniforme a lo largo de la viga. Es por ello que el refuerzo longitudinal de vigas peraltadas puede requerir de anclaje en forma de dobleces estándar, barras con cabeza u otros dispositivos mecánicos de anclaje. El refuerzo se debe anclar (desarrollar) en el paño del apoyo o debe ser continuo. El uso del modelo de puntales y tensores para diseñar una viga de gran peralte ilustra que las fuerzas de tensión en el tensor inferior requieren que éste se ancle en la cara del apoyo. De conformidad con esto, el acero de refuerzo del tensor debe ser continuo o se debe desarrollar en la cara del apoyo.

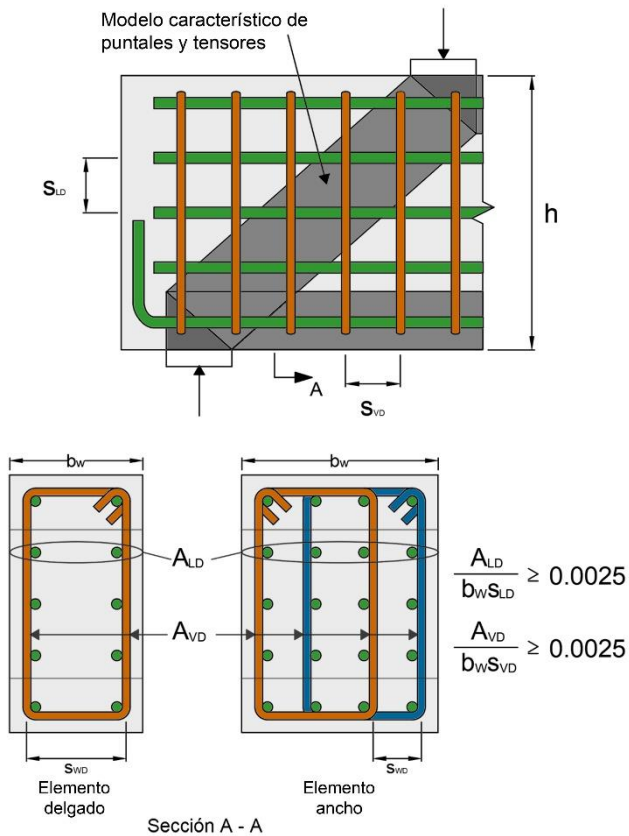


Figura C6.3.8.4.3 – Refuerzo distribuido en elementos anchos (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.4 Columnas de estructuras de ductilidad baja

6.4.1 Alcance

6.4.1.1 Las disposiciones de esta sección se aplican a miembros en los que se cumpla la ec. 6.4.1.1 y que formen parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$):

$$P_u \geq \frac{f_c' A_g}{10} \tag{6.4.1.1}$$

6.4.1.2 Esta sección es aplicable al diseño de columnas presforzadas y no presforzadas, así como de pedestales de concreto reforzado.

6.4.1.3 El diseño de pedestales de concreto simple se hará de acuerdo con el Capítulo 12.

6.4.1.4 En el diseño de columnas, se considerará P_u y M_u ocurriendo simultáneamente en cada combinación de cargas factorizadas.

Comentario:

La identificación de las combinaciones críticas de carga requiere de una revisión metódica de cada combinación. Como se muestra en la fig. C6.4.1.4, si sólo se consideran las combinaciones de carga asociadas con la fuerza axial máxima (CC1) y con el máximo momento flexionante (CC2), no necesariamente se logrará un diseño que cumpla con la Norma para otras combinaciones de carga como la CC3.

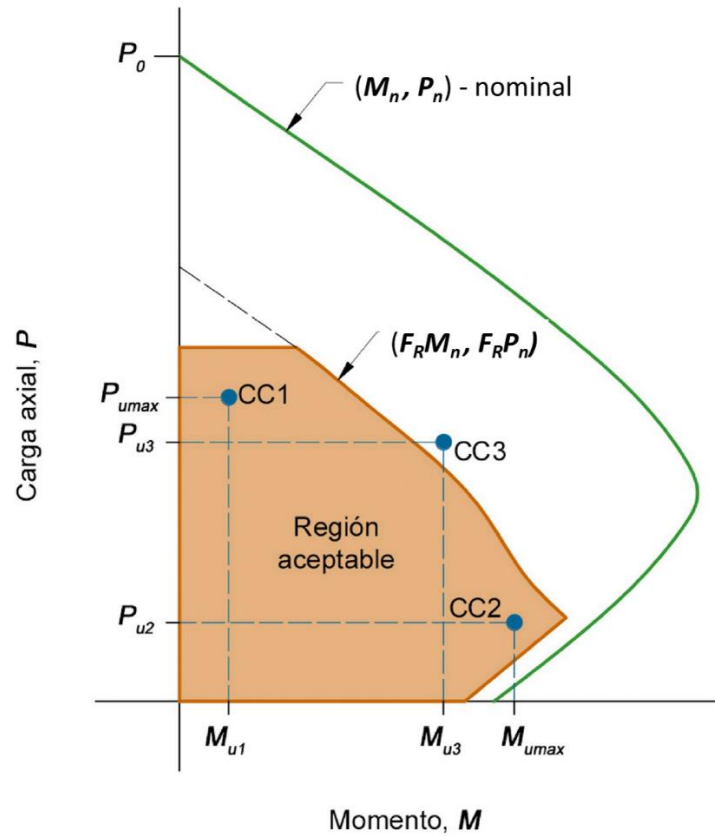


Figura C6.4.1.4 – Combinaciones críticas de carga para una columna (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.4.2 Requisitos generales

6.4.2.1 Límites geométricos

6.4.2.1.1 La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 250 mm para estructuras del Subgrupo B2 e igual a 300 mm para estructuras del Grupo A y del Subgrupo B1.

6.4.2.1.2 En caso de columnas con sección transversal cuadrada, octagonal o con otra forma, se aceptará basar el área bruta, el refuerzo requerido y la resistencia de diseño en una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección en estudio.

6.4.2.1.3 En columnas con dos o más refuerzos helicoidales entrelazados, los límites externos de la sección transversal considerada como efectiva se tomarán en una distancia por fuera del refuerzo helicoidal igual al menor valor del recubrimiento requerido.

6.4.2.1.4 Si se considera un área efectiva reducida según 6.4.2.1.2 y 6.4.2.1.3, se usará la sección transversal real de la columna en el análisis estructural y en el diseño de las otras partes de la estructura que interactúan con la columna.

6.4.2.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

6.4.2.2.1 Las columnas deberán cumplir con 6.4.2.2.2, excepto en las uniones viga-columna donde la columna no es continua arriba de la unión y la carga P_u , resultado de la combinación de cargas que incluya el efecto del sismo, es menor que $A_g f_c / 10$.

6.4.2.2.2 Las resistencias a flexión de las columnas deberán satisfacer la ec. 6.4.2.2.2:

$$\Sigma M_{nc} > \Sigma M_{nb} \quad (6.4.2.2.2)$$

donde:

- ΣM_{nc} suma de las resistencias nominales a flexión de las secciones de columna arriba y abajo del nudo, en el plano de análisis, calculadas en el paño del nudo. El momento nominal resistente será el que corresponde a la fuerza axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente nominal.
- ΣM_{nb} suma al paño del nudo de las resistencias nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo. En el caso de vigas coladas monolíticamente con losas, no será necesario considerar la contribución del acero de refuerzo de la losa a la resistencia a flexión.

La resistencia a flexión de las columnas y vigas se calculará con un esfuerzo en el acero de f_y y un factor de resistencia igual a 1.0. Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Comentario:

En esta versión de la Norma, el requisito 6.4.2.2.2 pretende fomentar la formación de un mecanismo de falla ante cargas laterales en el que las vigas desarrollen su resistencia a flexión antes que las columnas, tal que se reduzca la probabilidad de fallas de entrepiso. El cálculo se hace mediante la comparación de resistencias nominales, es decir, tomando el factor de resistencia igual a la unidad.

6.4.2.3 Conexiones con otros elementos

6.4.2.2.1 Las conexiones viga-columna coladas en sitio y las conexiones losa-columna deberán cumplir con 6.9.

6.4.2.2.2 Las conexiones de estructuras prefabricadas deberán satisfacer 6.10.

6.4.3 Límites del refuerzo

6.4.3.1 Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

6.4.3.1.1 El área del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$ si las columnas son no presforzadas y si son presforzadas con un esfuerzo efectivo medio debido al presfuerzo $f_{pe} < 1.5 \text{ MPa}$ (15 kg/cm^2).

Comentario:

El refuerzo mínimo es para proveer una resistencia mínima a flexión, aun cuando el análisis indique un momento nulo, así como para reducir los efectos del flujo plástico y la contracción del concreto bajo esfuerzos sostenidos de compresión. El flujo plástico y la contracción tienden a transferir carga del concreto al acero de refuerzo. Este incremento es mayor conforme la cuantía de refuerzo longitudinal disminuye. El refuerzo mínimo se suministra para evitar que el acero de refuerzo fluya ante cargas de servicio sostenidas (Richart, 1933).

El refuerzo máximo se establece por razones de construcción. Específicamente para que el concreto se pueda colocar y compactar alrededor de las barras. El límite de esta Norma es menor que el especificado en otras normas, como el ACI CODE-318-19. Nótese que los límites de refuerzo son independientes del grado del mismo.

6.4.3.2 Refuerzo por cortante mínimo

6.4.3.2.1 Se suministrará un área mínima de refuerzo a cortante, $A_{v,min}$ en toda columna que sea el mayor de a) y b):

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad & 0.062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \left(0.2 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \\ \text{b)} \quad & 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \left(3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \end{aligned}$$

Comentario:

La necesidad de colocar refuerzo mínimo por cortante es la misma que para vigas. Véase 6.3.5.4.

6.4.4 Detallado del refuerzo de columnas de ductilidad baja

6.4.4.1 Refuerzo longitudinal

6.4.4.1.1 El número mínimo de barras longitudinales en columnas no presforzadas o presforzadas con un esfuerzo efectivo medio debido al presfuerzo $f_{pe} < 1.5 \text{ MPa}$ (15 kg/cm^2) será a) o b):

- a) Cuatro barras dentro de estribos rectangulares
- b) Seis barras dentro de refuerzo helicoidal o estribos circulares.

6.4.4.1.2 El refuerzo longitudinal de las columnas deberá ser continuo a través de vigas (nudos) y losas, con excepción de donde se terminen las columnas, como en el caso de azoteas.

6.4.4.1.3 Las barras longitudinales de columnas de planta baja o del nivel que se considera como base para diseño por sismo, se anclarán en la cimentación o desplante de manera que, a partir de su base, la longitud de desarrollo sea al menos 1.25 veces la calculada para alcanzar f_y .

6.4.4.1.4 En columnas que deban resistir fuerzas laterales accidentales, se supondrá que se cumple el requisito 14.4.1, si la longitud de desarrollo de toda barra longitudinal no es mayor que $2H/3$, donde H es la altura libre de la columna.

Comentario:

El cumplimiento de los requisitos que se establecen para el refuerzo de las columnas permite alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia en las secciones críticas. El factor igual a 1.25 toma en cuenta la diferencia entre el esfuerzo de fluencia real y el nominal, así como el desarrollo de deformaciones en la rama de endurecimiento por deformación del acero.

6.4.4.2 Doblado del refuerzo longitudinal en columnas

6.4.4.2.1 La pendiente de la parte inclinada de una barra longitudinal doblada con relación al eje longitudinal de la columna no excederá 1:6. Los tramos de barra arriba y debajo de la barra doblada deberán ser paralelos al eje de la columna.

6.4.4.2.2 Si la cara de la columna está desfasada 80 mm o más, no se aceptará doblar el refuerzo longitudinal. En este caso, se deberán suministrar tramos de barras traslapadas con el refuerzo longitudinal adyacente a las caras desfasadas y ancladas y/o traslapadas en las columnas superior e inferior según 14.4 y 14.5, según corresponda.

6.4.4.3 Uniones del refuerzo longitudinal

6.4.4.3.1 Requisitos generales

6.4.4.3.1.1 El refuerzo longitudinal se podrá unir mediante traslapes, dispositivos mecánicos o soldadura que cumplan lo establecido en 14.5.

Comentario:

Es conveniente revisar cada barra traslapada de modo que sea diseñada para la máxima fuerza a tensión calculada. En especial cuando fuerzas laterales, por viento o inducidas por sismo, pueden provocar fuerzas de tensión mayores que las calculadas para carga gravitacional solamente.

6.4.4.3.2 Traslapes

6.4.4.3.2.1 Si la fuerza en la barra debido a cargas factorizadas es de compresión, se permitirá el uso de traslapes a compresión (véase 14.5.5). Se aceptará reducir la longitud del traslape a compresión, pero no será menor que 300 mm, si se cumple a) o b):

- a) Para columnas con estribos, se permitirá multiplicar la longitud requerida de traslape a compresión por 0.83 si los estribos a lo largo del traslape tienen un área efectiva no menor que $0.0015 h_s$ en ambas direcciones. Sólo se considerarán efectivas las ramas de los estribos perpendiculares a la dimensión h para calcular el área

- b) Para columnas con refuerzo helicoidal, se permitirá multiplicar la longitud requerida de traslape a compresión por 0.75 si el refuerzo helicoidal a lo largo del traslape cumple con 14.7.4.

6.4.4.3.2.2 Si la fuerza en la barra debido a cargas factorizadas es de tensión, los traslapes a tensión deberán satisfacer la tabla 6.4.4.3.2.2.

Tabla 6.4.4.3.2.2 – Clases de traslapes en columnas

Esfuerzo de tensión en la barra	Detalles del traslape	Clase del traslape
$\leq 0.5 f_y$	$\leq 50\%$ de barras traslapadas en una misma sección y traslapes en barras adyacentes separados al menos L_d	Clase A
	Otros	Clase B
$> 0.5 f_y$	Todos los casos	Clase B

Comentario:

En la fig. C6.4.4.3.2.1.a se ilustra la clase de traslape por diseñar dependiendo de la ubicación de la combinación de carga crítica en el diagrama de interacción fuerza axial – momento flexionante de la columna. Aun cuando todas las barras estén a compresión, se requiere que el traslape tenga una resistencia a tensión de $0.25f_y$. Los requisitos de 6.4.4.3.2.1 están calibrados para lograr esta resistencia mínima.

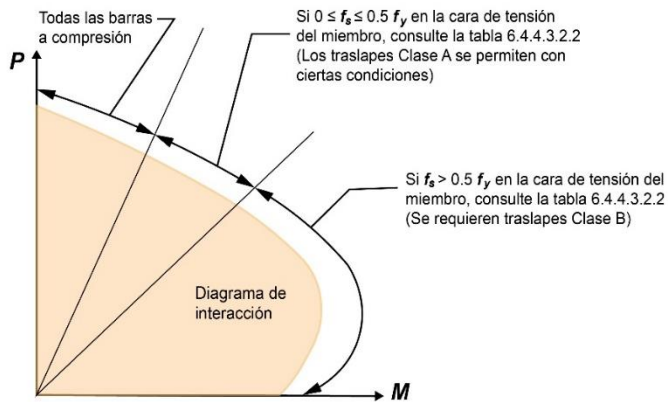


Figura C6.4.4.3.2.1.a – Requisitos de traslapes en columnas (adaptada de ACI CODE-318-19)

En la fig. C6.4.4.3.2.1.b se muestra una aplicación del requisito 6.4.4.3.2.1.a.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

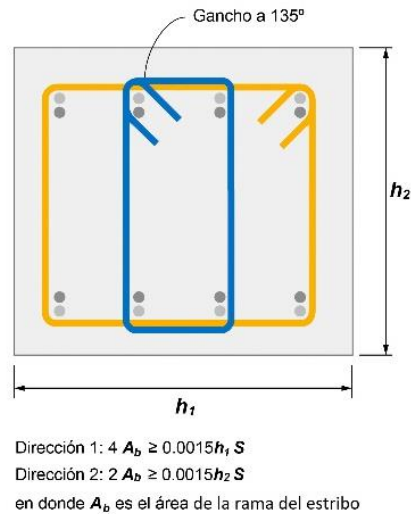


Figura C6.4.4.3.2.1.b – Ejemplo de aplicación de 6.4.4.3.2.1.a (adaptada de ACI CODE-318-19)

En esta Norma no se permite el uso de uniones de barras a tope debido a la ocurrencia de sismos que imponen cargas reversibles.

6.4.4.4 Refuerzo transversal

6.4.4.4.1 Requisitos generales

6.4.4.4.1.1 La separación del refuerzo transversal será la menor de todos los requisitos aplicables.

6.4.4.4.1.2 El detallado de refuerzo transversal deberá cumplir con 14.7.2 para el caso de estribos abiertos y grapas, 14.7.3 para estribos cerrados y 14.7.4 para refuerzo helicoidal.

6.4.4.4.1.3 En columnas presforzadas con un esfuerzo efectivo medio $f_{pe} \geq 1.5 \text{ MPa (15 kg/cm}^2\text{)}$, no será necesario cumplir con el límite de separación de $16d_b$ de 14.7.3.2.b.

6.4.4.4.1.4 Se deberá soportar lateralmente el refuerzo longitudinal de columnas para estribos cerrados según 6.4.4.4.2 o por refuerzo helicoidal de acuerdo con 6.4.4.4.3.

6.4.4.4.1.4.1 En caso de estructuras de ductilidad baja que formen un sistema dual, definido en la tabla 4.3.1 de la NTC-Sismo, cuyas columnas poseen refuerzo longitudinal soportado lateralmente por estribos cerrados, será necesario cumplir con 6.4.4.4.2.1 y 6.4.4.4.2.2. Cuando el marco no forme un sistema dual se deberá cumplir con 6.4.4.4.2.3 a 6.4.4.4.2.8.

6.4.4.4.1.5 En caso de suministrar anclas o conectores post-instalados (véase 14.10) en la parte superior de la columna o del pedestal, las anclas se deberán contener por refuerzo transversal que rodee al menos cuatro barras longitudinales de la columna o pedestal. El refuerzo transversal consistirá en al menos dos estribos del no. 4 o tres estribos del no. 3 colocados a lo largo de 150 mm, medidos a partir de la cara superior de la columna o pedestal.

6.4.4.4.1.6 En caso de colocar dispositivos mecánicos o anclas de barras corrugadas para conectar un elemento prefabricado en la parte superior de la columna o del pedestal, los dispositivos o anclas deberán contenerse por refuerzo transversal. El refuerzo transversal consistirá en al menos dos estribos del no. 4 o tres estribos del no. 3 colocados a lo largo de 150 mm, medidos a partir de la cara superior de la columna o pedestal.

Comentario:

Todas las barras longitudinales sujetas a compresión deberían estar rodeadas por refuerzo transversal. En caso de barras longitudinales dispuestas en una traza circular se pueden usar estribos circulares o refuerzo helicoidal (también llamados zunchos) con un paso igual a la separación de estribos.

El confinamiento que provee el refuerzo transversal requerido en 6.4.4.4.1.5 y 6.4.4.4.1.6 incrementa la capacidad de transferencia de carga de las anclas, conectores post-instalados y dispositivos mecánicos a la columna o pedestal donde el concreto puede agrietarse en la vecindad de las anclas y dispositivos mecánicos. Estas grietas pueden ocurrir debido a fuerzas no anticipadas causadas por cambios de temperatura, contracción restringida, impactos accidentales durante la construcción u operación, entre otros.

6.4.4.4.2 Soporte lateral de barras longitudinales mediante estribos o grapas

6.4.4.4.2.1 En todos los entrepisos, el primer estribo o grapa en el extremo inferior de la columna se colocará arriba del apoyo de la columna en una distancia no mayor que la mitad de la separación de estribos.

6.4.4.4.2.2 En todos los entrepisos, el último estribo o grapa en el extremo superior de la columna se colocará debajo del lecho inferior de la losa o viga en una distancia no mayor que la mitad de la separación de estribos. En caso de que se conecten vigas o ménsulas en todos los lados de la columna, el estribo o grapa superior se colocará a no más de 80 mm del lecho inferior de la viga o ménsula con menor peralte.

6.4.4.4.2.3 En el tercio inferior de la estructura se deberá colocar refuerzo transversal que cumpla con 6.4.4.4.2.4 a 6.4.4.4.2.8. En los dos tercios superiores, se aceptará soportar lateralmente las barras longitudinales de columnas de acuerdo con 6.4.4.4.2.1 y 6.4.4.4.2.2 y que cumplan con 6.4.4.4.5.

6.4.4.4.2.4 En ambos extremos de la columna, se suministrarán estribos cerrados que cumplan con 14.7.3 con separación s_o sobre una distancia L_o medida desde la cara del nudo. La separación s_o no deberá exceder el menor de a) a d):

- Para barras Grado 42, el menor de $8d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 200 mm
- Para barras Grado 56, el menor de $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 150 mm
- Para barras Grado 70, el menor de $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 150 mm
- Un cuarto de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.

La longitud L_o no será menor que el valor máximo de a) a d):

- Un sexto de la altura libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 600 mm
- $H/2$ para las columnas de planta baja o el primer nivel sujeto a sismo, donde H es la altura libre de la columna.

6.4.4.4.2.5 El primer estribo cerrado se colocará a no más de $s_o/2$ de la cara de la unión viga-columna, la unión losa-columna o del apoyo de la columna. En caso de que se conecten vigas o ménsulas en todos los lados de la columna, el estribo o grapa superior se colocará a no más de 80 mm del lecho inferior de la viga o ménsula con menor peralte.

6.4.4.4.2.6 El refuerzo transversal en forma de estribos cerrados deberá cumplir con a) a f) (fig. 6.4.4.4.2.6):

- El refuerzo transversal podrá ser a base de estribos circulares, o de estribos rectangulares cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, con o sin grapas, de diámetro no menor que no. 3 y rematados como se indica en 14.3
- Cada extremo de los estribos rectangulares y de las grapas deberá abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblez de 135 grados que satisfaga 14.3.2
- Se permite el uso de grapas de diámetro igual o menor que el de los estribos, sujeto a los requisitos de 14.7.2
- Si se usan grapas, la separación a lo largo de la columna será la misma que la de los estribos
- El refuerzo transversal se deberá arreglar de modo que la separación h_x de las barras de refuerzo longitudinal soportadas lateralmente por la esquina de una grapa o de una rama de estribo no exceda 500 mm alrededor del perímetro de la columna
- Donde $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70 \text{ MPa (700 kg/cm}^2\text{)}$ en columnas con estribos cerrados rectangulares, cada barra o paquete de barras longitudinales alrededor del perímetro deberá estar soportado lateralmente por la esquina de un

estribo o grapa y el valor de h_x no deberá exceder 300 mm. P_u deberá ser la mayor carga en compresión consistente con la combinación de cargas que incluya la acción del sismo.

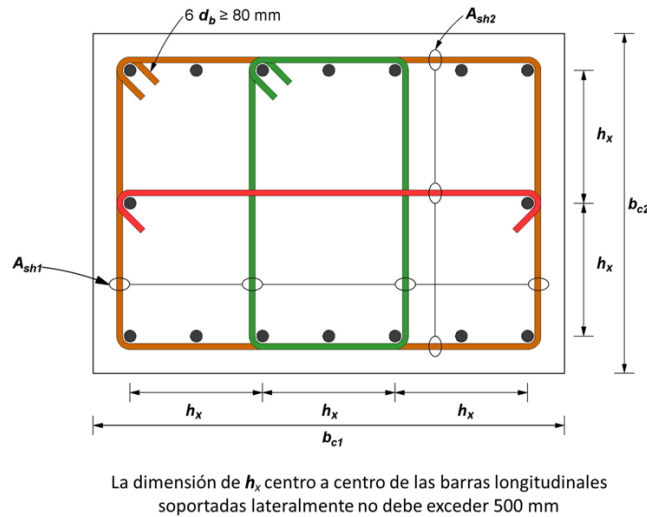


Figura 6.4.4.4.2.6 - Ejemplo del refuerzo transversal en columnas (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.4.4.4.2.7 Más allá de la longitud L_o , la separación de los estribos será de acuerdo con 6.4.4.4.5.1.

6.4.4.4.2.8 Las columnas que resistan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deberán contar con refuerzo transversal con una separación s_o a lo largo de toda la altura debajo del nivel en el que ocurre la discontinuidad si la porción de la fuerza axial factorizada de compresión en estas columnas debida al sismo excede $A_g f_c' / 10$. El refuerzo transversal se deberá extender como se indica en 8.4.5.6.b.

Comentario:

Se considera que las columnas rectangulares son confinadas en una distancia igual al menor peralte de la viga o ménsula que se conecta si las vigas o ménsulas se conectan en los cuatro lados a la misma elevación. Si la columna tiene otra forma, se considera que existe un confinamiento equivalente si las vigas que se unen a la columna son ortogonales y son continuas a través de la columna.

En esta versión de la Norma se incluyeron nuevos requisitos de detallado del refuerzo transversal de columnas a partir de las observaciones hechas en sismos recientes, como los de Turquía de 2023. Se ha adoptado el criterio general de detallado del refuerzo transversal de columnas de ductilidad alta de modo que la separación horizontal entre barras longitudinales no sea excesiva. En 6.4.4.4.2.6.e se requiere una separación máxima de 500 mm para lograr una capacidad de rotación de la columna consistente con la distorsión última de marcos de ductilidad baja para el nivel de desempeño sísmico de seguridad de vida. Este detallado no se indica si la estructura está formada por un sistema dual de muros y columnas (véase 6.4.4.4.1.4.1). El suministro de estribos sobrepuestos y/o grapas en marcos de ductilidad baja se requiere en el tercio inferior del edificio bajo la suposición de que el marco responde en un primer modo de vibración. Si se anticipa la participación de modos superiores es recomendable extender el detallado a aquellas columnas sujetas a mayores demandas de momento flexionante.

6.4.4.4.3 Soporte lateral de barras longitudinales mediante refuerzo helicoidal

6.4.4.4.3.1 En todos los entrepisos, el inicio del refuerzo helicoidal se colocará en la parte superior de la zapata o losa.

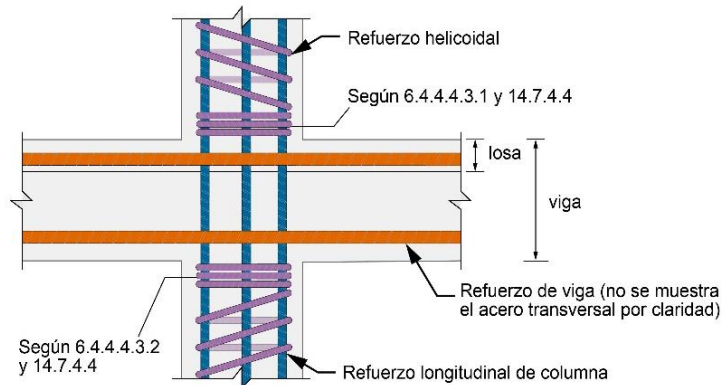
6.4.4.4.3.2 En todos los entrepisos, la parte superior del refuerzo helicoidal se colocará de acuerdo con la tabla 6.4.4.4.3.2.

Tabla 6.4.4.3.2 – Requisitos de la extensión del refuerzo helicoidal en el extremo superior de una columna

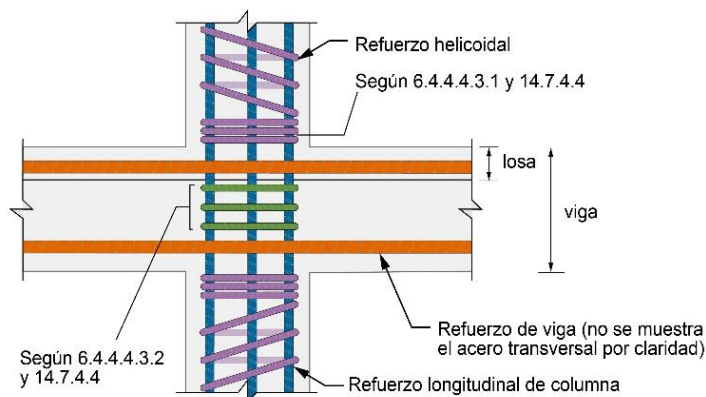
Elemento que se conecta en el extremo superior de la columna	Requisitos de la extensión
Vigas o ménsulas en todos los lados de la columna	Extender hasta el nivel más bajo del lecho inferior del refuerzo horizontal en los elementos apoyados
Vigas o ménsulas que no se conectan en todos los lados de la columna	Extender hasta el nivel más bajo del lecho inferior del refuerzo horizontal en los elementos apoyados Se colocarán estribos adicionales arriba de la terminación del refuerzo helicoidal hasta la cara inferior de losa, capitel o ábaco
Columnas con capiteles	Extender hasta el nivel en el que el diámetro o el ancho de un capitel sea dos veces el de la columna

Comentario:

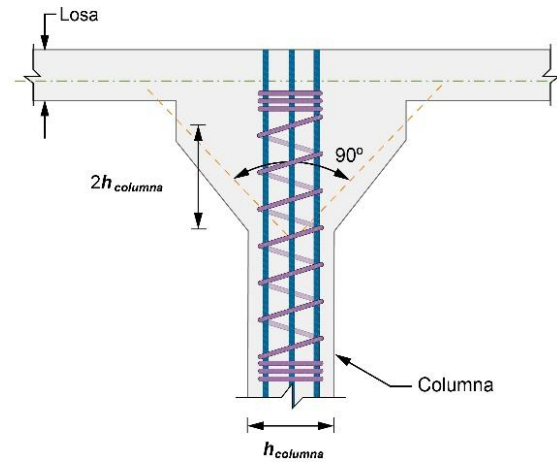
Véase Comentario: de 6.4.4.2. En la fig. C6.4.4.3 se ilustra la colocación del refuerzo helicoidal como soporte lateral de barras longitudinales.



a) Vigas en cuatro direcciones (sólo se muestran dos por claridad)



b) Vigas en dos direcciones



c) Columna con capitel

Figura C6.4.4.4.3 – Ejemplos de soporte lateral de barras longitudinales mediante refuerzo helicoidal

6.4.4.4.4 Soporte lateral de barras longitudinales dobladas

6.4.4.4.4.1 Donde se doblen las barras longitudinales (véase 6.4.4.2) se deberán suministrar estribos, grapas, refuerzo helicoidal o partes del sistema de piso, tal que resistan 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en el tramo inclinado de la barra doblada.

6.4.4.4.4.2 Si se suministra el refuerzo transversal de 6.4.4.4.4.1, se deberá colocar a no más de 150 mm del punto de doblez.

6.4.4.4.5 Refuerzo para resistir fuerza cortante

6.4.4.4.5.1 Si se requiere refuerzo transversal para resistir la fuerza cortante, su separación máxima será la obtenida de acuerdo con la tabla 6.4.4.4.5.1.

Tabla 6.4.4.4.5.1 – Separación máxima del refuerzo por cortante en columnas de estructuras de ductilidad baja

V_s requerido	Separación máxima, s		
		Columnas no presforzadas	Columnas presforzadas
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ $(1.1\sqrt{f'_c}b_wd)$	La menor de:	$d/2$	$3h/4$
		600 mm	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ $(1.1\sqrt{f'_c}b_wd)$	La menor de:	$d/4$	$3h/8$
		300 mm	

6.5 Muros de ductilidad baja

6.5.1 Alcance

6.5.1.1 Esta sección se aplicará para diseñar muros de ductilidad baja ($Q=2.0$) no presforzados y presforzados, colados en sitio o prefabricados en planta o en sitio.

6.5.1.2 Los muros de concreto simple se diseñarán de acuerdo con el Capítulo 12.

6.5.1.3 Los muros que sean parte de cimentaciones, como muros de contención o conectados a contratraves, se diseñarán según el Capítulo 9.

6.5.1.4 En edificios con sótanos confinados por muros de concreto perimetrales de mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m , y la altura crítica H_{cr} , definida en 6.5.4.2.2, se medirán a partir de la parte superior del cajón de cimentación.

Comentario:

Esta sección es aplicable a muros sujetos a peso propio y a combinaciones de fuerza axial, momentos y fuerzas cortantes, éstos últimos, en el plano y/o fuera del mismo. Se espera que, para las fuerzas de diseño, los muros de ductilidad baja experimenten agrietamiento y deformaciones inelásticas correspondientes a las de la primera fluencia del refuerzo. Estos muros no son capaces de resistir ciclos de deformaciones inelásticas posteriores a la fluencia de alta magnitud.

A partir del estudio de casos característicos con esta configuración, la Norma supone que los cajones de sótanos con muros de concreto perimetrales y losas que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, ofrecen suficiente restricción al giro y desplazamiento cuando la rigidez del cajón es al menos el doble de la rigidez del primer entrepiso arriba del cajón. En estos casos en que se verifica la mayor rigidez del cajón mediante el análisis, se considera que los muros se deforman a partir de la planta baja, o desde la parte superior del cajón rígido, incluso si éste remata sobre el nivel de banqueta.

6.5.2 Requisitos generales

6.5.2.1 Conexiones a otros elementos

6.5.2.1.1 Las conexiones de muros con la cimentación deberá cumplir con 6.10.3.

6.5.2.1.2 La conexión entre muros prefabricados será diseñada de conformidad con 6.10.2.

6.5.2.2 Cargas concentradas sobre muros

6.5.2.2.1 Si las cargas son concentradas, se tomará como longitud efectiva para resistir cada carga concentrada a la distancia igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas. El ancho efectivo será el espesor del muro. La longitud horizontal efectiva del muro no se extenderá más allá de las juntas verticales del muro, a menos, que se suministre refuerzo a través de ellas para transferir las fuerzas. Se aceptará usar otra longitud efectiva si se demuestra mediante análisis.

Comentario:

La longitud efectiva considera la distribución de esfuerzos producida por la carga concentrada. La longitud efectiva de la Norma corresponde a la longitud cuando la distribución de esfuerzos es sensiblemente uniforme sobre la sección transversal.

6.5.2.3 Elementos de intersección

6.5.2.3.1 Los muros se anclarán a los elementos de intersección, como son sistemas de piso y techo, columnas, contrapartes, muros, zapatas y losas de cimentación.

6.5.2.3.2 En muros colados en sitio donde $P_u > 0.2 A_g f'_c$, el concreto en la porción del muro comprendida en el espesor del sistema de piso tendrá una resistencia especificada a compresión al menos igual $0.8 f'_c$ del muro.

Comentario:

El factor 0.8 refleja el menor confinamiento en uniones muro-losa en comparación con uniones columna-losa ante cargas gravitacionales.

6.5.3 Límites de diseño

6.5.3.1 La relación longitud a espesor L/t del muro será la indicada en la tabla 6.5.3.1.

Tabla 6.5.3.1 – Relación L/t del muro de acuerdo con la carga vertical aplicada

Carga vertical en el muro	L/t
$< 0.3A_g f'_c$	≤ 70
$\geq 0.3A_g f'_c$	≤ 40

6.5.3.2 El espesor mínimo de los muros macizos será el indicado en la tabla 6.5.3.2. Se aceptarán espesores menores si se demuestra su resistencia y estabilidad mediante análisis estructurales y/o ensayos de laboratorio.

Tabla 6.5.3.2 – Espesor mínimo de muros macizos

Tipo de muro	Espesor mínimo t		
De carga ^[1]	El mayor de:	140 mm	a)
		0.06 veces la altura no restringida lateralmente	b)
De relleno (no de carga)	El mayor de:	100 mm	c)
		0.04 veces la altura no restringida lateralmente	d)
En muros en contacto con el terreno y cimentaciones	200 mm		e)

^[1] Para ser diseñados con el método simplificado de 6.5.5.2.

6.5.3.2.1 En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3 m, el espesor mínimo de muros será de 100 mm.

6.5.3.3 Se aceptará que los muros diseñados con 6.5 no tengan los elementos de borde en las orillas de los muros (como los requeridos en muros de ductilidad media y alta) si forman un sistema dual, de conformidad con la tabla 4.3.1 de la NTC-Sismo, y se refuerzan transversalmente de acuerdo con 6.5.7.4.2. En sistemas formados por muros de concreto, los muros deberán satisfacer 7.5.3.1.

6.5.3.4 En los muros que no requieran elementos de borde, la separación vertical del refuerzo transversal en las orillas del muro se determinará según la tabla 6.5.3.4.

Tabla 6.5.3.4 – Separación vertical máxima del refuerzo transversal en las orillas de un muro de ductilidad baja donde no se requiera el elemento de borde

Grado de la barra de refuerzo primario a flexión	Separación vertical máxima del refuerzo transversal ^[1]	
42	El menor de:	$8d_b$
		200 mm
56	El menor de:	$6d_b$
		150 mm
70	El menor de:	$6d_b$
		150 mm

^[1] En esta tabla, d_b es el diámetro de la barra más delgada del refuerzo longitudinal primario de flexión en la orilla del muro

6.5.4 Resistencia requerida

6.5.4.1 Requisitos generales

6.5.4.1.1 Los efectos de esbeltez se calcularán según 3.3.5. De modo alternativo se aceptará analizar el efecto de esbeltez fuera de plano de acuerdo con 6.5.8.

6.5.4.1.2 Los muros se diseñarán para cargas axiales excéntricas, cargas laterales y cualquier otro tipo de carga al que sea sometido.

6.5.4.2 Fuerza axial y momento

6.5.4.2.1 El momento M_u será el consistente con la fuerza axial de diseño P_u . M_u será aumentado por efectos de esbeltez de acuerdo con 3.3.5. La fuerza axial P_u a una excentricidad dada no excederá P_R , donde P_R se calculará según 5.3 tomando F_R de 3.8 para secciones controladas por compresión.

6.5.4.2.2 En muros en que $H_m/L \geq 2$ se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} con un valor constante e igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro. La altura crítica H_{cr} será igual al valor mayor de L o $M_u/4V_u$. A partir de la altura del muro, H_{cr} , se usará un diagrama de momentos flexionantes lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y en la punta del muro (fig. 6.5.4.2.2). En edificios con muros perimetrales de cimentación, se considerará el momento flexionante de magnitud constante a lo largo del primer nivel del sótano y de la altura crítica, H_{cr} , medida desde el desplante del muro en la parte superior del cajón hacia arriba.

Comentario:

El comportamiento de muros está regido, entre otros parámetros, por la relación M/VL , donde M es el momento flexionante actuante, V es la fuerza cortante actuante y L es la longitud del muro. Así, para valores elevados de esta relación, el comportamiento de un muro estará regido por la flexión. En el caso de muros en voladizo, el cociente M/VL se puede simplificar a H_m/L , donde H_m es la altura del muro. El diseño de muros esbeltos, con relación H_m/L superior a dos, está controlado frecuentemente por la flexión. Para fines de diseño, se considera el desplazamiento del diagrama de momentos debido a la formación de la articulación plástica de flexión en la base del muro. La altura crítica requerida es una medida simple de la longitud de la articulación plástica de flexión en la base del muro.

6.5.4.3 Fuerza cortante

6.5.4.3.1 Los muros se diseñarán para el máximo valor de V_u en el plano y de V_u fuera del plano.

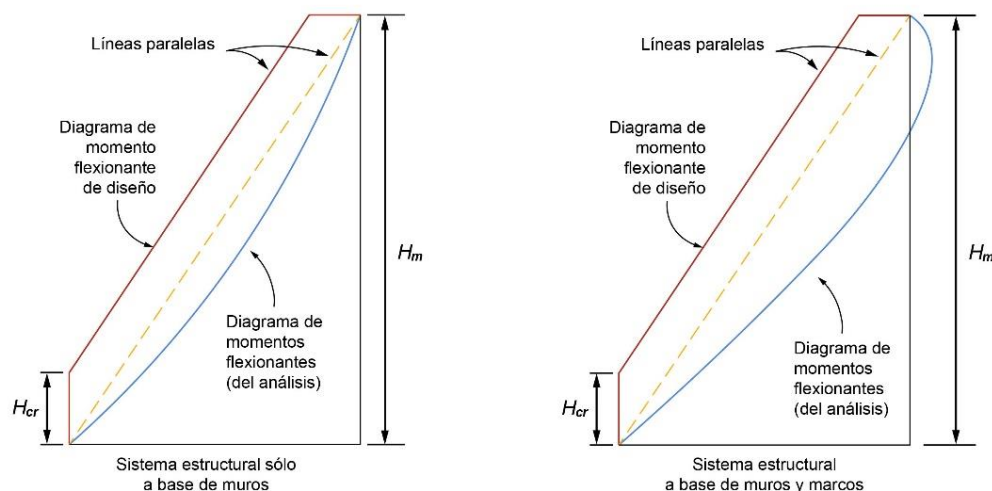


Figura 6.5.4.2.2 – Diagrama de momento flexionante de diseño para un muro de ductilidad baja

6.5.5 Resistencia de diseño

6.5.5.1 Fuerza axial y flexión en el plano y fuera del plano

6.5.5.1.1 Las resistencias de diseño a fuerza axial y momento se determinarán de acuerdo con 5.3. De modo alternativo se podrán calcular según 6.5.5.1.2.

6.5.5.1.1.1 Con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones, se deberá incluir todo el refuerzo vertical colocado dentro de un ancho efectivo de los patines y de los elementos de borde (si existen) y en el alma del muro. Toda barra de refuerzo tomada en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclada como se especifica en el Capítulo 14.

6.5.5.1.1.2 Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a fuerza axial y flexión.

6.5.5.1.1.3 En muros con patines se aceptará considerar un ancho efectivo adyacente al alma del muro, tanto en el patín a compresión como a tensión, igual al menor de a) y b):

- La mitad de la distancia al paño del alma del muro más cercano
- 0.25 veces la altura total del muro arriba de la sección en consideración.

6.5.5.1.2 Opcionalmente, la resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ecuación 6.5.5.1.2.a si la carga vertical de diseño $P_u \leq 0.3F_R t L f_c'$ y la cuantía del acero a tensión A_s / td no excede 0.008. En esta expresión, A_s es el acero longitudinal del muro colocado tal que el brazo z sea el obtenido con el criterio de las ecuaciones 6.5.5.1.2.b y d es el peralte efectivo del muro en dirección de la flexión.

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (6.5.5.1.2.a)$$

$$\begin{aligned} z &= 1.2H_m, & \text{si } \frac{H_m}{L} &\leq 0.5 \\ z &= 0.4 \left(1 + \frac{H_m}{L} \right) L, & \text{si } 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0 \\ z &= 0.8L, & \text{si } \frac{H_m}{L} &\geq 1.0 \end{aligned} \quad (6.5.5.1.2.b)$$

donde H_m es la altura total del muro, medida desde el empotramiento o desplante hasta su punta. El área de acero a tensión A_s no será menor que la obtenida según 6.3.5.1.2.

6.5.5.1.3 En muros de relleno, no de carga, M_u se determinará de conformidad con 5.2.

Comentario:

Es aceptable aplicar las hipótesis de flexión y flexocompresión para calcular las resistencias de muros, considerando la contribución a la resistencia de todo refuerzo anclado para que pueda desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia. Se espera que los elementos de la cimentación se diseñen para resistir la fuerza axial y momento flexionante resistentes del muro.

Si la carga vertical sobre un muro de ductilidad baja, sujeto a cargas horizontales en su plano, es mayor que el valor de la carga balanceada (considerada de manera aproximada igual a $0.3 f_c' A_g$) es necesario que el muro se revise como una columna a flexocompresión. En esta revisión se incluiría el análisis por pandeo del muro a fin de verificar la idoneidad de su espesor. Este análisis no es necesario si la edificación es de dos niveles, para la cual se permite un espesor mínimo de 100 mm. Puesto que los muros de ductilidad baja no estarán sujetos a deformaciones cíclicas inelásticas, no se requieren elementos de borde como se especifica para muros de ductilidad media y alta (véase Capítulos 7 y 8).

6.5.5.2 Fuerza axial y flexión fuera del plano – método simplificado

6.5.5.2.1 Si la resultante de todas las cargas de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro sólido con sección rectangular, P_R se podrá calcular con la ec. 6.5.5.2.1:

$$P_R = 0.55F_R f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (6.5.5.2.1)$$

F_R será el correspondiente a secciones controladas por compresión según 3.8.

6.5.5.2.2 El factor de longitud efectiva k será el señalado en la tabla 6.5.5.2.2.

Tabla 6.5.5.2.2 – Factor de longitud efectiva k para muros usando el método simplificado

Condiciones de borde	k
Muros restringidos a desplazamiento lateral en bordes superior e inferior y:	
a) Restringidos a rotación en uno o dos extremos (superior, inferior o ambos)	0.8
b) Sin restricción al giro en ambos extremos	1.0
Muros no restringidos ante desplazamientos laterales	2.0

6.5.5.2.3 El refuerzo mínimo será el requerido en 6.5.6.

Comentario:

El método simplificado de diseño se aplica sólo a muros sólidos de sección rectangular. Para otros muros, se aplican los requisitos de 6.5.5.1. Este método se basa en usar las cargas axiales excéntricas y los momentos fuera de plano para determinar la excentricidad total máxima de la fuerza axial factorizada P_u . Cuando la resultante de la carga Axia para todas las combinaciones de carga cae en el tercio medio del espesor del muro (es decir, para una excentricidad no mayor que $h/6$) en todas las secciones a lo largo del muro, no existen tensiones en el muro y se puede aplicar el método simplificado. Aplicando el método simplificado, la carga P_u deberá ser menor o igual que la resistencia P_R calculada según 6.5.5.2.1.

6.5.5.3 Fuerza cortante en el plano

6.5.5.3.1 V_R se calculará de acuerdo con 6.5.5.3.2 a 6.5.5.3.4. De manera alternativa, los muros con $H_m/L_m < 2$, se permitirá el uso del método de puntales y tensores del Capítulo 10. En todos los casos, el refuerzo satisfará los límites de 6.5.6, 6.5.7.1 y 6.5.7.2.

6.5.5.3.2 V_u en cualquier sección horizontal no excederá

$$0.63\sqrt{f'_c} A_{cv} \quad (2\sqrt{f'_c} A_{cv}) \quad (6.5.5.3.2)$$

6.5.5.3.3 V_R se calculará como:

$$V_R = F_R \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + p_t f_{yt} \right) A_{cv} \quad (6.5.5.3.3)$$

donde:

$\alpha_c = 0.25$, si se usa Sistema Internacional (0.80, si se usa sistema MKS) para $H_m/L_m \leq 1.5$

$\alpha_c = 0.17$, si se usa Sistema Internacional (0.53, si se usa sistema MKS) para $H_m/L_m \leq 2.0$

α_c varía linealmente entre los valores de arriba si $1.5 < H_m/L_m < 2.0$

6.5.5.3.4 Donde los muros estén sujetos a fuerzas netas de tensión, α_c en la ec. 6.5.5.3.3 se tomará como:

$$\alpha_c = 0.17 \left(1 + \frac{P_u}{3.5A_g} \right) \geq 0.0$$

$$\left(\alpha_c = 0.53 \left(1 + \frac{P_u}{35A_g} \right) \geq 0.0 \right) \quad (6.5.5.3.4)$$

donde P_u es negativa por estar a tensión.

6.5.5.3.5 En muros con aberturas, para calcular α_c en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud, entre la del muro completo H_m y la del segmento considerado H_s .

Comentario:

El principal mecanismo resistente a carga lateral de muros de concreto es mediante la formación de puntales de concreto, equilibrados por el refuerzo del muro trabajando a tensión. Uno de los modos de falla de este mecanismo es el aplastamiento del puntal de compresión. Para evitar que este modo se alcance, se limita la fuerza cortante de diseño. Este límite se establece porque el modo de falla por aplastamiento es frágil.

En esta versión de la Norma se decidió modificar la ecuación de diseño para hacerla compatible con la que se utiliza en muros de ductilidad alta. La nueva expresión (ec. 6.5.5.3.3) conduce a estimaciones seguras de la resistencia a fuerza cortante (Orakcal et al., 2009). El primer sumando de esta ecuación corresponde a la contribución del concreto y el segundo a la del refuerzo transversal.

La contribución del concreto a la resistencia a cortante de un muro depende de la relación H_m/L y de la fuerza axial. Como en el caso de vigas de concreto, a mayor flexión, menor será la fuerza cortante resistente del concreto. En muros, la relación H_m/L o H_s/L indica, de manera aproximada, si el comportamiento estará controlado por flexión o por cortante, según la importancia relativa de las deformaciones producidas por estas acciones internas. Si la fuerza axial es de tensión en la sección completa del muro, la resistencia a cortante disminuye drásticamente. En estos casos, el muro se diseñaría de modo que la fuerza cortante de diseño fuera resistida únicamente por el refuerzo transversal del muro.

En el caso de muros con aberturas, se aconseja colocar las aberturas de modo que el flujo de esfuerzos dentro del muro sea lo más continuo y directo, con los menores cambios de dirección y magnitud posibles. En todo caso, conviene revisar la necesidad de reforzar los muros alrededor de aberturas para controlar cualquier agrietamiento que ocurra. Se acepta el uso del método de puntales y tensores del Capítulo 10 de esta Norma.

6.5.5.4 Fuerza cortante fuera del plano

6.5.5.4.1 V_R se calculará según 5.5.

6.5.5.5 Muros acoplados

6.5.5.5.1 Todas las reglas señaladas anteriormente serán válidas para los segmentos de muros que formen parte de muros acoplados destinados a resistir fuerzas laterales en su plano. Las vigas de acoplamiento de ductilidad baja se diseñarán y detallarán según lo especificado en el Capítulo 10. No se aceptará usar vigas de acoplamiento de ductilidad baja para disipar la energía.

Comentario:

Los muros acoplados mediante vigas son un sistema muy eficiente para resistir fuerzas laterales como las producidas por el viento. Se pueden usar muros acoplados de ductilidad baja si se demuestra que, cuando se desarrolla la resistencia de las vigas de acoplamiento de ductilidad baja, las deformaciones inelásticas en el muro son nulas o bajas, éstas asociadas a flexión en el muro.

6.5.6 Límites del refuerzo

6.5.6.1 Si $V_u \leq 0.04F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ($V_u \leq 0.13F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$) en el plano, se deberán suministrar p_t y p_l de acuerdo con la tabla 6.5.6.1.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 6.5.6.1 – Refuerzo mínimo para muros con $V_u \leq 0.04F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$ ($V_u \leq 0.13F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$)

Tipo de muro	Tipo de refuerzo no presforzado	Tamaño de barra o alambre	f_y , MPa (kg/cm ²)	p_l mínima (longitudinal) ^[1]	p_t mínima (transversal)
Colado en sitio	Barras corrugadas	≤ No. 5	≥ 420 (4 200)	0.0012	0.0020
		> No. 5	≥ 420 (4 200)	0.0015	0.0025
	Alambres soldados, corrugados	≤ 16 mm	Cualquier	0.0012	0.0020
Prefabricados ^[2]	Barras corrugadas o alambres soldados	Cualquier	Cualquier	0.0010	0.0010

^[1] Muros presforzados sujetos a un esfuerzo efectivo de compresión de al menos 1.5 MPa (15 kg/cm²) no necesitan cumplir con el requisito de p_l mínimo si se demuestra, mediante análisis, que posee una resistencia, estabilidad y comportamiento en condiciones de servicio adecuadas.

^[2] Muros prefabricados y presforzados que trabajan en una dirección, con ancho no mayor que 4 m y sin estar conectados de modo de causar alguna restricción en la dirección transversal, no necesitan cumplir con el refuerzo mínimo en la dirección perpendicular al refuerzo por flexión.

6.5.6.2 Si $V_u \leq 0.04F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$ ($V_u \leq 0.13F_R\alpha_c\lambda\sqrt{f_c'}A_{cv}$) en el plano, se deberán cumplir a) y b):

- a) p_t será el mayor del valor calculado con la ec. 6.5.6.2 y 0.0025, pero no necesita exceder p_t calculado para resistir cortante a partir de 6.5.5.3.3

$$p_t \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (p_t - 0.0025) \tag{6.5.6.2}$$

- b) $p_t \geq 0.0025$.

Comentario:

Se requiere colocar barras de refuerzo horizontal y vertical en muros. En la Norma se refiere al refuerzo como longitudinal o transversal dependiendo su orientación con respecto al eje longitudinal del elemento. Así, en caso de segmentos verticales de muro, el refuerzo distribuido horizontal será p_t y el refuerzo distribuido vertical será indicado por p_l .

No se requiere colocar refuerzo transversal en muros prefabricados y presforzados que tengan un ancho igual o menor que 4 m porque este ancho es menor que en el que se desarrollan esfuerzos por contracción y temperatura que requieran refuerzo transversal. Además, buena parte de la contracción de estos elementos ocurre antes que se conecten a la estructura. Una vez que se conectan, los muros no tienen una conexión tan rígida transversalmente como la de concreto monolítico, tal que la restricción a los cambios volumétricos se reduce significativamente. Ello explica también por qué se requieren mayores separaciones de refuerzo en 6.5.7.1.2.

Los ensayos de laboratorio indican que en muros con baja relación altura-longitud, cargados monótonamente, el refuerzo horizontal para resistir fuerzas cortantes es menos efectivo que el vertical. Esta tendencia se reconoce en la ec. 6.5.6.2.

6.5.7 Detallado del refuerzo

6.5.7.1 Separación y terminación del refuerzo longitudinal

6.5.7.1.1 La separación s del refuerzo longitudinal (vertical) en muros colados en sitio no excederá el menor valor de $3t$ y 450 mm. Si se requiere refuerzo para resistir fuerza cortante en el plano del muro, la separación de refuerzo longitudinal no será mayor que $L/3$.

6.5.7.1.2 La separación s del refuerzo longitudinal (vertical) en muros prefabricados no deberá exceder el menor de a) y b):

- a) $5t$
 b) 450 mm en muros exteriores y 750 mm en muros interiores.

Si se requiere refuerzo para resistir la fuerza cortante en el plano del muro, s no excederá el menor de $3t$, 450 mm y $L/3$.

6.5.7.1.3 El refuerzo longitudinal (vertical) se deberá distribuir en dos capas, cada una próxima a una cara del muro. Quedan exceptuados muros con espesores menores de 150 mm o con un esfuerzo cortante medio de diseño menor que $0.19\sqrt{f'_c}$ en MPa (o $0.6\sqrt{f'_c}$ en kg/cm²) que no sean muros de sótano de un piso y muros de contención en voladizo. En esos casos la capa se colocará a medio espesor. La separación transversal a través del ancho del muro no excederá 600 mm.

6.5.7.1.4 En muros con $H_m/L \leq 1.2$, el refuerzo vertical para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a $(0.25 - 0.1 H_m/L) L$, medido desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que $0.4H_m$.

6.5.7.1.5 Si la relación $H_m/L > 1.2$, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a $0.15L$ medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel H_{cr} , este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y fuerza axial, respetando las disposiciones de 14.4 y 6.5.4.2.2.

6.5.7.1.6 En los muros, en las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiera refuerzo que se corta o dobla, la longitud que se continúa de cada barra que no se corta ni se dobla será mayor o igual que $L_d + 3$ m.

Comentario:

En esta Norma se incrementó la separación entre barras de 350 mm a 450 mm para facilitar la construcción de muros. Además, esta separación máxima es consistente con la utilizada en los ensayos de laboratorio usados para la derivación de los requisitos de diseño para muros.

Cuando el muro se sujeta a momentos flexionantes elevados, monótonos o cíclicos, es factible que el refuerzo en el extremo a compresión fluya. La probabilidad de pandeo del refuerzo aumenta si ciclos de flexión inelástica producen fluencia por tensión y provocan elevadas compresiones tras la reversión de la carga. La restricción a pandeo del refuerzo vertical es importante para asegurar que el muro exhiba un comportamiento estable en resistencia y rigidez. Los muros se refuerzan vertical y horizontalmente mediante dos capas de acero restringidas en el espesor del muro con grapas.

En muros esbeltos, con relación H_m/L mayor que 1.2, se requiere distribuir el refuerzo vertical en los extremos para poder resistir los esfuerzos de flexión que usualmente controlan el comportamiento de este tipo de muros.

En la Norma, se especifica que los muros se refuerzan con dos capas de barras de acero, de modo de promover un comportamiento más estable ante cargas laterales reversibles.

6.5.7.2 Separación del refuerzo transversal

6.5.7.2.1 La separación s del refuerzo transversal (horizontal) en muros colados en sitio no deberá ser mayor que el menor de $3t$ y 450 mm. Si se requiere refuerzo para resistir fuerza cortante en el plano, s no excederá $L/5$.

6.5.7.2.2 La separación s del refuerzo transversal (horizontal) en muros precolados no será mayor que el menor de a) y b):

- a) $5t$
- b) 450 mm para muros exteriores y 750 mm para muros interiores.

Si se requiere refuerzo para resistir la fuerza cortante en el plano del muro, s no excederá el menor de $3t$, 450 mm y $L/5$.

Comentario:

En esta Norma se incrementó la separación entre barras de 350 mm a 450 mm para facilitar la construcción de muros. Además, esta separación máxima es consistente con la utilizada en los ensayos de laboratorio usados para la derivación de los requisitos de diseño para muros.

6.5.7.3 Refuerzo por cortante a través del espesor del muro

6.5.7.3.1 El refuerzo por cortante requerido para la resistencia fuera del plano se deberá extender lo más cerca posible de las fibras extremas a compresión y tensión y deberá cumplir los requisitos de 14.7.1.3 y 14.7.1.8.

6.5.7.4 Restricción lateral del refuerzo longitudinal

6.5.7.4.1 Si se requiere el refuerzo longitudinal para resistir fuerza de compresión y si $A_{st} > 0.01A_g$, el refuerzo longitudinal (vertical) deberá ser restringido por estribos cerrados y/o grapas que cumplan lo señalado en 14.7.

La separación de estribos y grapas deberá satisfacer la tabla 6.5.7.4.1.

Tabla 6.5.7.4.1 – Separación vertical máxima del refuerzo transversal en las orillas de un muro de ductilidad baja fuera del elemento de borde

Grado de la barra de refuerzo primario a flexión	Separación vertical máxima del refuerzo transversal ^[1]	
42	El menor de:	$8d_b$
		$t/2$
		200 mm
56	El menor de:	$6d_b$
		$t/2$
		150 mm
70	El menor de:	$6d_b$
		$t/2$
		150 mm

^[1] En esta tabla, d_b es el diámetro de la barra más delgada del refuerzo longitudinal primario de flexión y t es el espesor del muro.

6.5.7.4.2 En muros de estructuras de ductilidad baja que formen un sistema dual, definido en la tabla 4.3.1 de la NTC-Sismo, se deberá arreglar el refuerzo transversal alrededor del refuerzo longitudinal concentrado en las orillas del muro de modo que la separación h_x de las barras de refuerzo longitudinal soportadas lateralmente por la esquina de una grapa o de una rama de estribo no exceda 500 mm medidos a lo largo del muro.

6.5.7.5 Refuerzo alrededor de aberturas

6.5.7.5.1 En adición al refuerzo mínimo especificado en 6.5.6, se suministrarán dos barras del no. 5 alrededor de aberturas en forma de puerta o ventana en muros con dos capas en las dos direcciones, o una barra del no. 5 en muros con una capa de refuerzo en las dos direcciones. Estas barras se prolongarán una distancia no menor que su longitud de desarrollo, medida desde las esquinas de la abertura.

6.5.7.6 Juntas de colado

6.5.7.6.1 Todas las juntas de colado cumplirán con lo requerido en 16.6.8.

Comentario:

La Norma supone que los muros se comportarán monolíticamente a través de las juntas de colado. Por ello, se pide que antes de colocar el nuevo concreto, las juntas estén saturadas de agua, libres de polvo o cualquier otro material que pueda producir un plano de agrietamiento y falla que debilite al muro.

En la versión 2023 de la Norma se requiere la colocación de refuerzo transversal en los extremos de muros de un sistema dual de modo de restringir lateralmente las barras longitudinales. Este requisito se basa en observaciones hechas en estructuras dañadas durante los sismos de Turquía. El propósito es lograr extremos de muro con concreto mejor confinado que puedan soportar posibles demandas de deformación en el intervalo inelástico.

6.5.8 Deflexiones fuera del plano ante cargas de servicio

6.5.8.1 Las deflexiones fuera de plano ante cargas de servicio, Δ_s , se calcularán de conformidad con la tabla 6.5.8.1, donde M_a se determinará a partir de 6.5.8.2.

Tabla 6.5.8.1 – Cálculo de Δ_s

M_a	Δ_s	
$\leq \frac{2}{3} M_{cr}$	$\Delta_s = \frac{M_a}{M_{cr}} \Delta_{cr}$	a)
$> \frac{2}{3} M_{cr}$	$\Delta_s = \frac{2}{3} \Delta_{cr} + \frac{(M_a - \frac{2}{3} M_{cr})}{(M_R/F_R - \frac{2}{3} M_{cr})} (\Delta_n - \frac{2}{3} \Delta_{cr})$	b)

6.5.8.2 El momento máximo a la mitad de la altura del muro debido a cargas de servicio laterales y verticales excéntricos, incluyendo efectos de segundo orden $P_s \Delta_s$, M_a , se deberá calcular con la ec. 6.5.8.2 mediante la iteración de las deflexiones.

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s \tag{6.5.8.2}$$

6.5.8.3 Δ_{cr} y Δ_n se calcularán con a) y b), respectivamente:

$$a) \quad \Delta_{cr} = \frac{5 M_{cr} l_c^2}{48 E_c I_g} \tag{6.5.8.3.a}$$

$$b) \quad \Delta_n = \frac{5 M_R l_c^2}{48 F_R E_c I_{cr}} \tag{6.5.8.3.b}$$

Comentario:

Este procedimiento se puede utilizar en lugar de lo requerido en 6.5.4.1.1 para el diseño fuera de plano de muros esbeltos y restringidos de rotar en su borde superior. Si los muros tienen ventanas o aberturas grandes, no se puede considerar que la sección transversal sea constante. En estos casos, los muros se deberían diseñar tomando en cuenta los efectos de dichas aberturas.

6.6 Losas que trabajan en una dirección en estructuras de ductilidad baja

6.6.1 Alcance

6.6.1.1 Esta sección se aplicará para el diseño de losas reforzadas y losas presforzadas con acero de refuerzo por flexión que trabajan en una dirección. Se incluye a las losas indicadas en a) a d):

- a) Losas macizas
- b) Losas no compuestas coladas sobre láminas metálicas
- c) Losas construidas en distintos colados, pero unidas para trabajar monolíticamente
- d) Losas prefabricadas, losas nervadas y losas pretensadas huecas.

6.6.1.2 En el diseño de losas presforzadas que trabajan en una dirección se deberá cumplir, adicionalmente, con los requisitos de 11.6.

6.6.2 Requisitos generales

6.6.2.1 Se deberán considerar los efectos de cargas concentradas, aberturas y huecos en la losa en el diseño.

Comentario:

Las cargas concentradas y aberturas en las losas producen momentos y cortantes locales que pueden provocar que estas zonas de una losa trabajando en una dirección tengan un comportamiento en dos direcciones. Las losas

trabajando en una dirección son susceptibles de experimentar fallas por punzonamiento en dos direcciones alrededor del área de aplicación de una carga concentrada, así como desarrollar fluencia por flexión localizada en la vecindad de dicha carga.

Es necesario evaluar la influencia de aberturas a través de la losa y de huecos (como es el caso de ductos) en las resistencias a flexión y cortante, así como en las deflexiones. Se han de revisar las potenciales secciones críticas creadas por aberturas y huecos.

6.6.2.1 Conexiones a otros elementos

6.6.2.2.1 Si la construcción es monolítica, las conexiones viga-columna y losa-columna deberán satisfacer 6.9.

6.6.2.2.2 En construcción prefabricada, las conexiones deberán cumplir con 6.10.

6.6.3 Límites de diseño

6.6.3.1 Espesor mínimo de la losa

6.6.3.1.1 El espesor total de una losa maciza no presforzada h que no soporte muros divisorios u otros elementos que puedan dañarse debido a flechas significativas deberá ser al menos el valor límite señalado en la tabla 6.6.3.1.1, a menos que se satisfagan los límites de deflexiones establecidas en 6.6.3.2

Tabla 6.6.3.1.1 – Espesor mínimo de losas macizas no presforzadas que trabajan en una dirección

Tipo de apoyo	Espesor mínimo $h^{[1]}$
Simple	$L/20$
Empotrado en un extremo	$L/24$
Empotrado en dos extremos	$L/28$
Voladizo	$L/10$

^[1] Estos valores son aplicables para concreto de peso normal y barras Grado 42. Para otros casos, se aplicarán los factores de modificación de 6.6.3.1.1.1 a 6.6.3.1.1.3, según corresponda.

6.6.3.1.1.1 Para barras distintas de Grado 42, las expresiones de la tabla 6.6.3.1.1 se multiplicarán por $(0.4 + f_y/700)$ en MPa $[(0.4 + f_y/7000)]$, en kg/cm^2 .

6.6.3.1.1.2 En el caso de losas no presforzadas construidas con concreto ligero con peso volumétrico w_c entre 14.4 y 18.4 kN/m^3 (1 440 y 1 840 kg/m^3), se deberán multiplicar las expresiones de la tabla 6.6.3.1.1 por el mayor de a) y b):

- a) $1.65 - 0.03w_c$, en kN/m^3 ($1.65 - 0.0003w_c$, en kg/m^3)
- b) **1.09**.

6.6.3.1.1.3 Se usará el factor de 6.6.3.1.1.2 si la losa no presforzada se construye como losa compuesta con concreto de peso normal y de peso ligero, donde este último esté sujeto a compresión.

6.6.3.1.2 Se permitirá incluir el acabado del piso de concreto en el espesor h si se construye de manera monolítica con la losa o si el acabado se diseña para trabajar como sección compuesta según 6.10.

Comentario:

La base para el espesor mínimo de losas trabajando en una dirección es la misma que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.3.1.

6.6.3.2 Límites para flechas calculadas

6.6.3.2.1 En losas no presforzadas que no cumplan con 6.6.3.1 y para losas presforzadas, se calcularán las deflexiones inmediatas y diferidas de acuerdo con 13.4 sin que excedan los límites prescritos en la NTC-Criterios.

6.6.3.2.2 No será necesario calcular las deflexiones en losas no presforzadas y diseñadas como sección compuesta una vez que la losa trabaje como elemento compuesto. Será necesario revisar las deflexiones que ocurran antes que la losa trabaje como elemento compuesto, a menos que el espesor antes de trabajar como sección compuesta satisfaga 6.6.3.1.

Comentario:

La base para los límites de flechas calculadas en losas trabajando en una dirección es la misma que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.3.2. En caso de requerirse, es necesario apuntalar la losa antes que trabaje como sección compuesta con objeto de evitar deformaciones excesivas.

6.6.3.3 *Límite de deformaciones unitarias en el acero de refuerzo de losas no presforzadas*

6.6.3.3.1 Las losas no presforzadas se considerarán como elementos controlados por tensión de acuerdo con la tabla 3.8.2.2.

Comentario:

El límite de deformaciones unitarias en losas trabajando en una dirección es la misma que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.3.3.

6.6.3.4 *Límites de esfuerzos en losas presforzadas*

6.6.3.4.1 Las losas presforzadas se clasificarán como de Clase A, T o SA, según 13.3.2.2.1.

6.6.3.4.2 Los esfuerzos en losas presforzadas después de la transferencia y bajo cargas de servicio no deberán exceder los esfuerzos permitidos en la tabla 13.3.2.2.1.

6.6.4 *Resistencia requerida*

6.6.4.1 La resistencia requerida se calculará de acuerdo con 6.2.2.

6.6.4.2 En losas presforzadas, los efectos de las reacciones producidas por el presfuerzo en las fuerzas internas se deberán considerar con un factor de carga igual a 1.0.

6.6.4.3 *Momento flexionante último*

6.6.4.3.1 En losas construidas integralmente con sus apoyos, se aceptará calcular M_u en el paño del apoyo.

6.6.4.3.2 En losas planas, la sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia $c_1/2$ del eje de columnas correspondientes. Aquí, c_1 es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco del mayor cono circular recto, con vértice de 90 grados, que pueda inscribirse en el capitel. En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capiteles, se tomará la intersección con el capitel.

6.6.4.4 *Fuerza cortante última*

6.6.4.4.1 En losas construidas integralmente con sus apoyos, se permitirá calcular V_u en el paño del apoyo.

6.6.4.4.2 Las secciones entre el paño del apoyo y una sección crítica localizada a una distancia d del paño del soporte para losas sin presfuerzo y a $h/2$ del paño de un apoyo para losas con presfuerzo se podrán diseñar para V_u en esa sección crítica si se cumple con a) a c):

- La reacción en el apoyo, en la dirección de la fuerza cortante aplicada, produce compresión en el extremo de la losa
- Las cargas se aplican sobre o cerca de la cara superior de la losa
- No existen cargas concentradas entre el paño del apoyo y la sección crítica.

Comentario:

Los requisitos para la selección de la sección crítica por fuerza cortante en losas trabajando en una dirección son los mismos que para vigas.

6.6.5 Resistencia de diseño

6.6.5.1 Momento flexionante

6.6.5.1.1 M_R se calculará de acuerdo con 5.2.

6.6.5.1.2 En losas presforzadas, se considerará a los tendones externos como tendones no adheridos para el cálculo de la resistencia a flexión, a menos que los tendones externos estén adheridos a la sección de concreto en toda la longitud de la losa.

6.6.5.1.3 Si el refuerzo principal de flexión en una losa considerada como el patín de una viga T es paralelo al eje longitudinal de la viga, se suministrará refuerzo perpendicular al eje de la viga próximo a la cara superior de la losa de acuerdo con a) y b):

- a) El refuerzo perpendicular al eje de la viga y colocado próximo a la cara superior de la losa se diseñará para resistir la carga de diseño actuando sobre el ancho de la losa que se supone que trabaja en voladizo
- b) Sólo será necesario considerar el ancho efectivo de la losa obtenido mediante 5.2.1.4.2.

Comentario:

El requisito de 6.6.5.1.3 se aplica solamente donde la viga T es paralela al claro de la losa trabajando en una dirección. En este caso, el refuerzo primario de la losa es paralelo a la viga y el perpendicular se dimensiona usualmente para resistir cambios volumétricos (por temperatura y contracción). El refuerzo que se pide en este requisito es para momentos negativos no previstos que puedan desarrollarse en exceso de los que pueden ser resistidos por el refuerzo por cambios volumétricos.

6.6.5.2 Fuerza cortante

6.6.5.2.1 V_R se calculará según 5.5.

6.6.5.2.2 En losas de concreto compuestas, la resistencia a cortante horizontal V_{Rh} se obtendrá con 6.10.4.4.

6.6.6 Límites del refuerzo

6.6.6.1 Refuerzo de flexión mínimo en losas no presforzadas

6.6.6.1.1 El refuerzo de flexión mínimo $A_{s,min}$ será $0.0018A_g$.

Comentario:

Esta cuantía es la misma requerida para cambios volumétricos (véase Capítulo 12). La única diferencia es que el refuerzo por flexión mínimo se coloca lo más cerca posible y práctico a la cara de concreto a tensión producto de las cargas aplicadas. En el caso del refuerzo por cambios volumétricos, se acepta colocarlo de manera distribuida cerca de las dos caras de la losa, según resulte más práctico.

6.6.6.2 Refuerzo de flexión mínimo en losas presforzadas

6.6.6.2.1 En losas con acero de presfuerzo adherido, la suma de A_s y A_{ps} deberá ser suficiente para resistir una carga de diseño al menos igual a 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada de acuerdo con f_f indicado en 2.2.7.

6.6.6.2.2 En las losas en las que las resistencias de diseño a flexión y cortante, simultáneamente, sean al menos el doble de las resistencias requeridas, no será necesario cumplir con 6.6.6.2.1.

6.6.6.2.3 En losas con tendones no adheridos, el área de refuerzo mínima a base de barras corrugadas en sentido longitudinal, $A_{s,min}$, será lo indicado en la ec. 6.6.6.2.3:

$$A_{s,min} \geq 0.004A_{ct} \quad (6.6.6.2.3)$$

donde A_{cr} es el área de la parte de la sección transversal entre la cara a tensión por flexión y el centroide de la sección transversal.

Comentario:

La cuantía mínima es la misma requerida para vigas presforzadas. Véase el Comentario: de 6.3.5.3.

6.6.6.3 Refuerzo mínimo por cortante

6.6.6.3.1 Se deberá suministrar un área mínima de refuerzo por cortante, $A_{v,min}$, en toda región donde $V_u \geq V_{cR}$. En losas prefabricadas de alma hueca con espesor $h > 300$ mm sin firme, se deberá suministrar $A_{v,min}$ en toda región donde $V_u > 0.5 V_{cWR}$.

6.6.6.3.2 Se aceptará no satisfacer 6.6.6.3.1 si se demuestra mediante ensayos que M_u y V_u se pueden resistir. Estas pruebas deberán simular los efectos de asentamientos diferenciales, flujo plástico, contracción y cambios por efectos de temperatura que sean representativos de los efectos que puedan ocurrir en condiciones de servicio.

6.6.6.3.3 Si se requiere $A_{v,min}$, éste se calculará de acuerdo con 6.3.5.4.4.

Comentario:

La cuantía mínima es la misma requerida para vigas presforzadas. Véase el Comentario: de 6.3.5.4.

La cuantía mínima de fuerza cortante de losas macizas y zapatas son menos estrictas que para vigas en virtud de que tienen la posibilidad de compartir la carga entre áreas débiles y resistentes. Sin embargo, ensayos de laboratorio han demostrado que losas peraltadas, con bajas cuantías de refuerzo, con concretos de alta resistencia o con agregados pequeños pueden fallar a cortantes menores que V_{cR} calculados con 5.5.3.1 (Angelakos et al., 2001; Lubell et al., 2004 y Brown et al., 2006). Son especialmente vulnerables las losas sujetas a cargas concentradas.

En el caso de losas prefabricadas de alma hueca con espesores mayores de 300 mm, la resistencia a fuerza cortante observada en ensayos ha sido menor que la calculada con las ecs. 5.5.3.4.2.a y 5.5.3.4.3 (Becker and Buettner, 1985; Anderson 1978).

La base para las pruebas de carga es similar a la de vigas. Véase el comentario de 6.3.5.4.5.

6.6.6.4 Refuerzo mínimo por cambios volumétricos

6.6.6.4.1 Se deberá suministrar acero de refuerzo para resistir esfuerzos por contracción y temperatura de acuerdo con 13.8.

6.6.6.4.2 Si se emplea acero de presfuerzo para resistir cambios volumétricos, de acuerdo con 13.8, se deberá satisfacer a) a c):

- a) En construcción de vigas y losas postensadas coladas en sitio, el área bruta del concreto será el área transversal de la losa entre los anchos efectivos de los patines de vigas T. Si la losa se apoya en un muro en un lado y en una viga colada monolíticamente en el otro, el área bruta de concreto será el área transversal de la losa entre la cara del muro y el ancho efectivo del patín de la viga T. Si el ancho efectivo del patín de la viga T es mayor que ocho veces el espesor de la losa en cada lado de la viga, para efectos del cálculo del área bruta del concreto, el ancho efectivo del patín será ocho veces el espesor de la losa
- b) Si ambos extremos de las losas se apoyan en muros o no son coladas monolíticamente con vigas, el área bruta de concreto será la sección tributaria del tendón o del grupo de tendones en la losa
- c) Al menos se deberá colocar un tendón en la losa entre las caras de vigas o muros adyacentes.

Comentario:

La definición del área bruta del concreto se revisó de modo de simplificar el detallado y la colocación en obra de los tendones por contracción y temperatura. Para el cálculo de esfuerzos y para el diseño a flexión de vigas T monolíticas postensadas, es permisible usar un ancho efectivo del patín mayor que ocho veces el espesor de la losa, en cada lado de la viga. Para evitar diseños con pocos o sin tendones de temperatura y contracción entre las almas de las vigas, se limita el ancho efectivo a ocho veces el espesor de la losa a cada lado de la viga para calcular el área bruta total de concreto y su uso en la determinación del número de tendones por contracción y temperatura. En estructuras postensadas se requiere colocar al menos un tendón entre las vigas para resistir cambios volumétricos. En la fig. C6.6.6.4.2 se ilustran los requisitos. Los tendones se ubican a la mitad del espesor de la

losa, tanto como sea práctico. Si se desvía por razones constructivas, la resultante de los tendones no debería caer fuera del tercio medio del espesor de la losa.

Los efectos del acortamiento de la losa deben evaluarse para asegurar también un estado de servicio adecuado, en la mayoría de los casos, este nivel bajo de presfuerzo recomendado no causa dificultades en el detallado. Se debe de poner atención cuando los efectos térmicos y de restricción de deformaciones sean significativos.

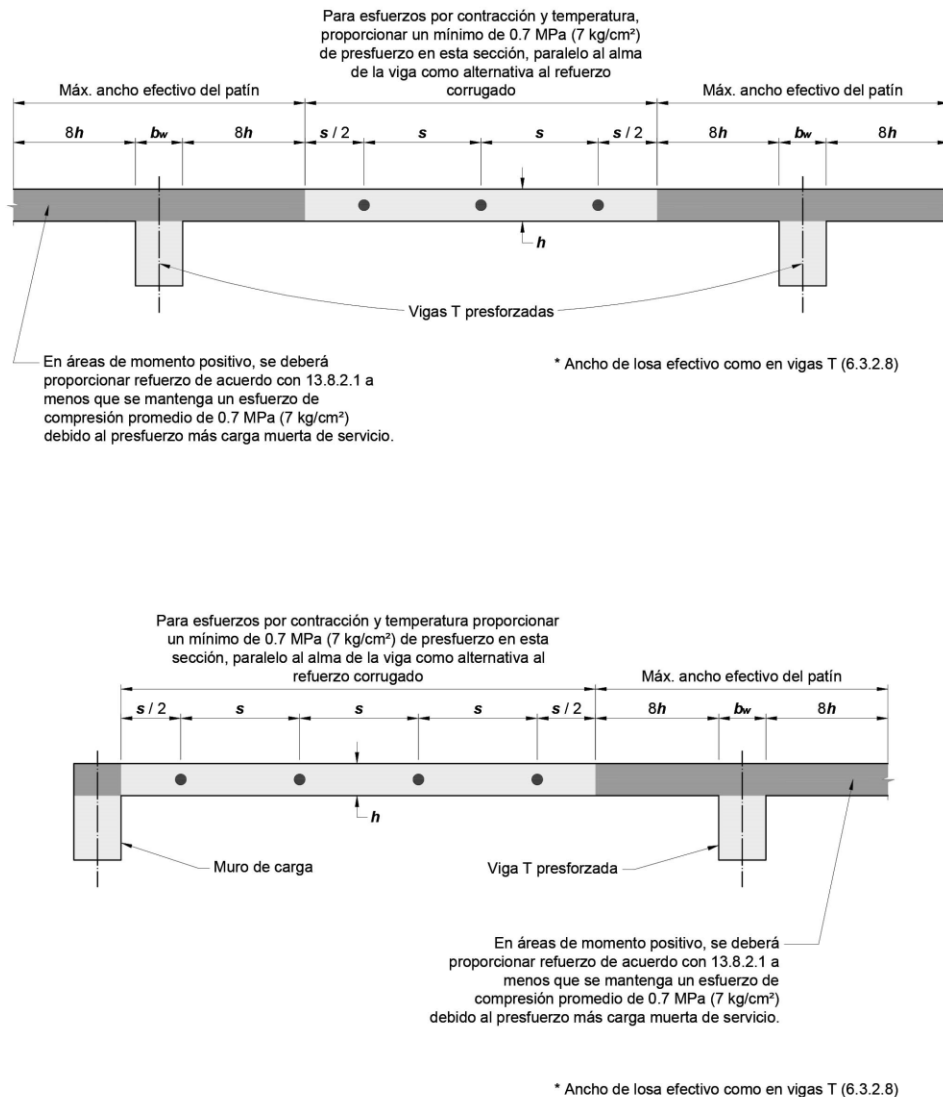


Figura C6.6.6.4.2 – Ubicación de acero de presfuerzo para resistir cambios volumétricos

6.6.6.4.3 En losas prefabricadas de ancho no mayor que 4 m no será necesario cumplir con 6.6.6.4.1 si las losas no están mecánicamente conectadas que les cause alguna restricción en la dirección transversal y no requieren refuerzo para resistir los esfuerzos de flexión transversal.

Comentario:

No se requiere colocar refuerzo transversal en losas prefabricadas, presforzadas o no, que tengan un ancho igual o menor que 4 m porque este ancho es menor que en el que se desarrollan esfuerzos por contracción y temperatura que requieran refuerzo transversal. Además, buena parte de la contracción de estos elementos ocurre antes que se conecten a la estructura. Una vez que se conectan, los muros no tienen una conexión tan rígida transversalmente como la de concrete monolítico, tal que la restricción a los cambios volumétricos se reduce significativamente. Este requisito no aplica si se requiere refuerzo para resistir la flexión transversal que se producen localmente en una losa que trabaja en una dirección.

6.6.7 Detallado del refuerzo

6.6.7.1 Separación del refuerzo

6.6.7.1.1 En losas no presforzadas y en las presforzadas Clase A, la separación entre el refuerzo longitudinal adherido próximo a la cara a tensión no excederá el valor de s en 13.6 y 13.8.

6.6.7.1.2 En losas no presforzadas y en las presforzadas Clases T y A con tendones no adheridos, la máxima separación s del refuerzo longitudinal corrugado será la menor de $3h$ y 450 mm.

6.6.7.1.3 La máxima separación, s del refuerzo requerido en 6.6.5.1.3 será la menor de $5h$ y 450 mm.

Comentario:

En esta versión de la Norma se clasifican a las losas presforzadas por clase dependiendo de la cuantía de presfuerzo.

La separación del refuerzo transversal depende del espesor del patín, tal que en patines de espesor variable se puede considerar el valor promedio.

6.6.7.2 Refuerzo de flexión en losas no presforzadas

6.6.7.2.1 La fuerza calculada de tensión o compresión en el acero de refuerzo en cada sección de la losa se deberá desarrollar a cada lado de dicha sección.

6.6.7.2.2 Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo son los puntos de esfuerzo máximo y los puntos a lo largo del claro donde el refuerzo a tensión, ya sea doblado o terminado, no se necesite más para resistir la flexión.

6.6.7.2.3 El refuerzo se deberá extender el mayor de d y $12d_b$ más allá del punto en donde no se necesite para resistir la flexión, con excepción de los apoyos en losas simplemente apoyadas y en el extremo libre de un voladizo

6.6.7.2.4 El refuerzo a tensión debido a la flexión que sea continua deberá tener una longitud de anclaje de al menos L_d más allá del punto donde el refuerzo a tensión, ya sea doblado o terminado, no se necesite más para resistir la flexión.

6.6.7.2.5 El refuerzo a tensión por flexión no se deberá terminar en una zona a tensión a menos que se satisfagan a), b) o c):

- $V_u \leq 2/3V_R$ en el punto de corte
- Para barras del no.11 o más delgadas, el refuerzo continuo tiene el doble del área requerida por flexión en el punto de corte y $V_u \leq 3/4V_R$
- El área de estribos a lo largo de cada barra o alambre terminado en una distancia de $3d/4$ medida desde el punto de corte es mayor que la requerida por cortante. El área de estribos en exceso no deberá ser menor que $0.41 b_w s / f_{yt}$ ($4.2 b_w s / f_{yt}$). La separación no deberá exceder $d / (8\beta_b)$, donde β_b es el cociente del área del refuerzo terminado y del área del refuerzo a tensión en la sección.

6.6.7.2.6 Se deberá revisar el anclaje del refuerzo de tensión donde el esfuerzo en el acero no sea directamente proporcional al momento, como en losas inclinadas o con peralte variable, ya sea con cambios bruscos o continuos, o donde el refuerzo a tensión no sea paralelo a la cara a compresión.

6.6.7.2.7 En losas con claros que no excedan 3 m, se permitirá doblar el alambre soldado liso o corrugado, con diámetro de alambre que no exceda 6.4 mm, desde un punto cercano a la cara superior de la losa sobre el apoyo a un punto cerca de la cara inferior de la losa al centro del claro siempre que ese acero de refuerzo sea continuo sobre el apoyo o bien se desarrolle en el apoyo.

Comentario:

Los requisitos para el desarrollo de barras de refuerzo en losas que trabajan en una dirección son los mismos que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.7.3.

6.6.7.2.8 Corte del refuerzo

6.6.7.2.8.1 En apoyos simples, se deberá extender al menos una tercera parte del refuerzo para momento positivo a lo largo de la cara inferior de la losa dentro del apoyo, con excepción de losas prefabricadas en las cuales este acero de refuerzo se deberá extender al menos hasta el centro de la longitud del apoyo.

6.6.7.2.8.2 En otros tipos de apoyo, se deberá extender al menos una cuarta parte del refuerzo para momento positivo a lo largo de la cara inferior de la losa y al menos 150 mm dentro del apoyo.

6.6.7.2.8.3 En apoyos simples y en puntos de inflexión, el diámetro de las barras d_b para refuerzo a momento positivo será tal que L_d para esas barras satisfagan a) o b). Si el refuerzo se termina más allá del centro del apoyo mediante un dobléz o conector mecánico equivalente a un dobléz, no será necesario cumplir con a) o b).

- a) $L_d \leq (1.3 M_n/V_u + L_a)$ si el extremo del refuerzo está confinado por una reacción a compresión
- b) $L_d \leq (M_n/V_u + L_a)$ si el extremo del refuerzo no está confinado por una reacción a compresión.

$M_n = M_u/F_R$ se calcula suponiendo que todo el acero de refuerzo en una sección alcanza f_y y V_u es calculado en esa sección. En el apoyo, L_a es la longitud de anclaje más allá del centro del apoyo. En puntos de inflexión, L_a es la longitud de anclaje más allá del punto de inflexión, limitada a la mayor de d o $12d_b$.

6.6.7.2.8.4 Al menos una tercera parte del refuerzo por momento negativo en un apoyo deberá tener una longitud de anclaje más allá del punto de inflexión que sea al menos el mayor de d , $12d_b$ y $L_n/16$.

Comentario:

Los requisitos para el corte o terminación de barras de refuerzo en losas que trabajan en una dirección son los mismos que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.7.3.10.

6.6.7.3 Refuerzo de flexión en losas presforzadas

6.6.7.3.1 Los tendones externos se sujetarán al elemento tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide de concreto para el intervalo de deflexiones esperadas.

6.6.7.3.2 Si es necesario suministrar acero no presforzado para satisfacer la resistencia a flexión, se deberán cumplir los requisitos de detallado de 6.6.7.2.

6.6.7.3.3 Corte del acero de presfuerzo

6.6.7.3.3.1 Las zonas del anclaje de postensado deberán diseñarse y detallarse según 14.9.

6.6.7.3.3.2 Los anclajes y conectores de postensado se deberán diseñar y detallar de conformidad con 14.8.

6.6.7.3.4 Terminación de barras corrugadas en losas con tendones no adheridos

6.6.7.3.4.1 La longitud del acero corrugado requerido en 6.6.6.2.3 deberá cumplir con a) y b):

- a) Al menos será igual a $L_n/3$ en áreas a momento positivo y centrado en ellas
- b) Al menos será igual $L_n/6$ a cada lado del paño del apoyo.

Comentario:

Los requisitos para el corte o terminación de barras corrugadas en losas que trabajan en una dirección con tendones no adheridos son los mismos que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.7.4.4.

6.6.7.4 Refuerzo cortante

6.6.7.4.1 Si se requiere refuerzo por fuerza cortante, el acero transversal se detallará según 6.3.7.6.

6.6.7.5 Refuerzo por cambios volumétricos

6.6.7.5.1 El refuerzo por cambios volumétricos requerido en 6.6.6.4 se deberá colocar de modo perpendicular al acero por flexión.

6.6.7.5.2 Refuerzo no presforzado

6.6.7.5.2.1 La separación de barras corrugadas por cambios volumétricos no excederá $5h$ y 450 mm.

6.6.7.5.3 Acero de presfuerzo

6.6.7.5.3.1 La separación entre tendones requeridos en 6.6.6.4.2 no deberá exceder 1.8 m.

6.6.7.5.3.2 Si la separación entre los tendones de la losa excede 1.4 m, se suministrará refuerzo por cambios volumétricos paralelo a los tendones de acuerdo con 13.8 y excepto que 13.8.2.3 no necesita ser satisfecho. En el cálculo del área del refuerzo adicional, se permitirá considerar al área bruta del concreto en 13.8.2.1 como el área de la losa limitada por las caras de las vigas. Este acero por cambios volumétricos se extenderá a partir del extremo de la losa sobre una distancia que no sea menor que la separación entre tendones de la losa.

Comentario:

Tendones colocados a grandes separaciones resultan en esfuerzos de compresión no uniformes cerca de los bordes de la losa. Por ello se requiere acero adicional para reforzar las regiones cerca del borde de la losa que no estén adecuadamente comprimadas. En la fig. C6.6.7.5.3.2 se ilustra la colocación de este refuerzo.

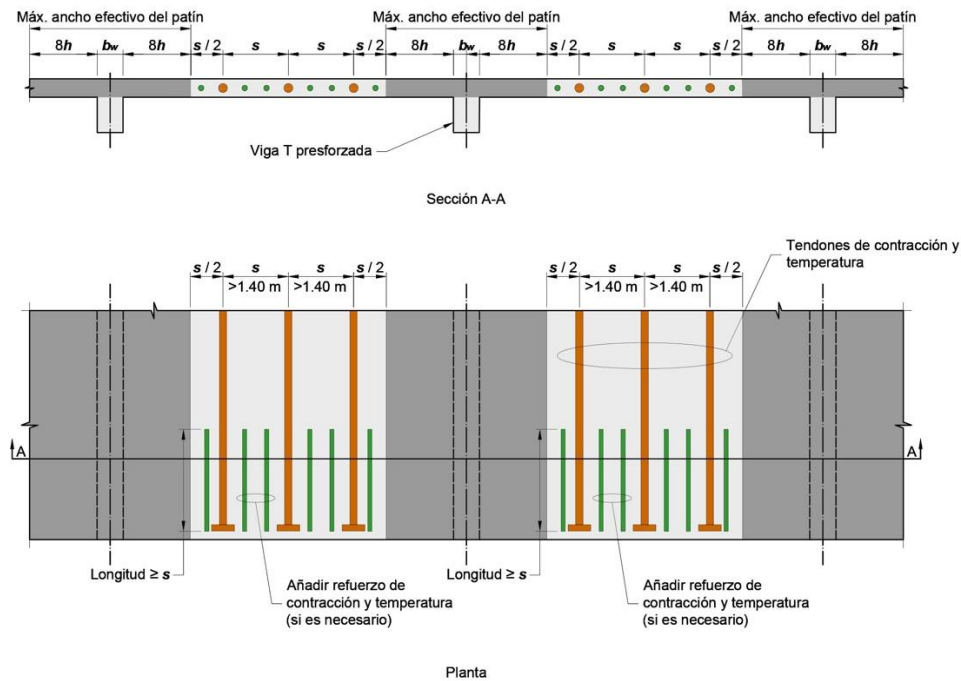


Figura C6.6.7.5.3.2 – Ubicación de refuerzo adicional por cambios volumétricos en losas que trabajan en una dirección (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.6.7.6 Refuerzo por integridad estructural en losas coladas en sitio

6.6.7.6.1 El refuerzo longitudinal por integridad estructural consistirá en al menos la cuarta parte del refuerzo por momento positivo máximo y deberá ser continuo.

6.6.7.6.2 El refuerzo longitudinal por integridad estructural en apoyos no continuos se deberá anclar de modo que desarrolle $1.25f_y$ en el paño del apoyo.

6.6.7.6.3 Si es necesario proveer uniones para hacer continuo el refuerzo por integridad estructural, el acero se deberá traslapar cerca de los apoyos. Las uniones podrán ser mediante dispositivos mecánicos o soldadura según 14.5.6 o traslapes a tensión clase B de acuerdo con 14.5.2.

Comentario:

Los requisitos para el refuerzo por integridad de barras de refuerzo a momento positivo en losas que trabajan en una dirección son los mismos que para vigas. Véase el Comentario: de 6.3.7.7.

6.7 Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad baja

6.7.1 Alcance

6.7.1.1 Esta sección se aplicará para el diseño de losas con y sin presfuerzo reforzadas por flexión en dos direcciones, con y sin vigas entre los apoyos, incluyendo los tipos de losas a) a d):

- a) Losas macizas
- b) Losas coladas in situ sobre lámina metálica sin formar una sección compuesta
- c) Losas de concreto que trabajan como sección compuesta
- d) Losas planas apoyadas directamente en columnas, sin la ayuda de vigas
- e) Sistemas de nervaduras y viguetas en dos direcciones de acuerdo con 6.7.8.

6.7.1.2 En el diseño de losas presforzadas que trabajan en dos direcciones se deberá cumplir, adicionalmente, con los requisitos de 11.6.

Comentario:

En caso de losas apoyadas en muros, se trata a los muros como una viga con rigidez infinita. Se espera que el muro cubra el claro completo del extremo del tablero. Si no es así, se tratan esos muros como columnas.

6.7.2 Requisitos generales

6.7.2.1 Se permitirá diseñar un sistema de losa con cualquier procedimiento que satisfaga el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, siempre que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplan con todos los requisitos para las condiciones de servicio. Se permite utilizar el método de diseño directo o el método del marco equivalente.

6.7.2.2 Los efectos de las cargas concentradas, las aberturas y los vacíos en la losa deberán considerarse en el diseño.

6.7.2.3 Las losas presforzadas con un esfuerzo efectivo medio a compresión menor que 0.9 MPa (9 kg/cm²) deberán diseñarse como una losa sin presfuerzo.

6.7.2.4 Un ábaco en una losa sin presfuerzo, en donde se utilice para reducir el espesor mínimo requerido de acuerdo con 6.7.3.1.1 o la cantidad de refuerzo corrugado para momento negativo en un apoyo según 6.7.5.2.2, deberá cumplir con a) y b):

- a) El ábaco deberá proyectarse por debajo de la losa al menos un cuarto del espesor de la losa adyacente
- b) El ábaco deberá extenderse en cada dirección desde el eje del apoyo una distancia no menor que un sexto del claro centro a centro entre los apoyos en esa dirección.

6.7.2.5 Un ábaco de cortante, cuando se utilice para aumentar la sección crítica a fuerza cortante en la unión losa-columna, se deberá proyectar por debajo de la parte inferior de la losa y extenderse horizontalmente a partir de la cara de la columna una distancia que sea al menos igual al espesor de la proyección por debajo de la parte inferior de la losa.

Comentario:

Se acepta que el diseño de las losas esté basado en principios fundamentales de mecánica estructural si se satisfacen los estados límite de falla y de servicio (Park y Gamble, 1987). El diseño se puede realizar mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en la teoría de la elasticidad, soluciones numéricas con elementos discretos, o análisis de líneas de fluencia. En todos ellos se evalúan las condiciones de esfuerzos cerca de los apoyos debidos a cortante, torsión y flexión, así como los efectos de la reducción de la rigidez por agrietamiento y de la geometría del apoyo. El método de diseño directo o el método de marco equivalente están limitados a marcos ortogonales sujetos a cargas verticales solamente.

Los ábacos se emplean para reducir la cuantía de refuerzo a momento negativo o para cumplir con el mínimo espesor de la losa. En caso de que las dimensiones no cumplan con 6.7.2.4, se acepta usar ábacos de cortante para incrementar la resistencia a fuerza cortante de la losa.

En losas de peralte variable es necesario revisar la resistencia a fuerza cortante en varias secciones.

6.7.2.6 Losas planas

6.7.2.6.1 Se aceptará que las losas planas sean macizas o aligeradas. Podrán ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor que 100 mm.

6.7.2.6.2 Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, ábacos de cortante, capiteles o una combinación de ellos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

6.7.2.6.3 Requisitos geométricos

6.7.2.6.3.1 Las losas aligeradas deberán contar con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos **2.5h**, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos **2.5h** adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas entre losa y muro.

6.7.2.6.3.2 En los ejes de columnas deberán suministrarse nervaduras de ancho no menor de 250 mm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 200 mm de ancho y el resto de ellas de al menos 100 mm.

6.7.2.6.3.3 En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 50 mm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100×100 mm, actuando en la posición más desfavorable.

6.7.2.6.3.4 En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, deberá haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de 6.7, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano de las fuerzas de inercia generadas por el sismo a los elementos verticales resistentes.

6.7.2.6.4 Resistencia de diseño

6.7.2.6.4.1 Se deberá revisar la losa plana para la transmisión de momento entre losa y columnas según 6.7.4.2.2.

6.7.2.6.4.2 Se aceptará calcular el refuerzo por flexión como se indica en a) a c):

- a) Determínese el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columna y centrales de acuerdo con 6.7.2.6.4.2.c, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo. Al menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columnas quedará en un ancho c_2+3h centrado con respecto al eje de columnas
- b) Determínese el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho c_2+3h , de modo que al menos el 60 por ciento de él cruce el núcleo de la columna correspondiente
- c) Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales (véase 6.7.4), de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla 6.7.2.6.4.2.

Tabla 6.7.2.6.4.2 – Distribución de momentos en franjas de losas planas

Momentos	Franjas de columna, %	Franjas centrales, %
Positivos ^[1]	60	40
Negativos	75	25

^[1] Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

6.7.2.7 Materiales

6.7.2.7.1 Se deberá cumplir con 6.2.1.

6.7.2.8 Conexiones con otros elementos

6.7.2.8.1 Las uniones viga-columna y losa-columna deberán cumplir con 6.9.

6.7.3 Límites de diseño

6.7.3.1 Espesor mínimo de la losa

6.7.3.1.1 Para losas sin presfuerzo y sin vigas interiores entre los apoyos en todos los lados, con un cociente máximo entre la distancia mayor a la distancia menor entre apoyos de 2, el espesor de la losa *h* no será menor que los límites de la tabla 6.7.3.1.1, y no será menor que el valor de a) o b), a menos que se cumpla con 6.7.3.2:

- a) 130 mm en losas sin ábacos de acuerdo con 6.7.2.4
- b) 100 mm en losas con ábacos de acuerdo con 6.7.2.4.

Para un *f_y* mayor que 560 MPa (5 600 kg/cm²), no se dan valores de espesores mínimos en la tabla 6.7.3.1.1.; en este caso, las deflexiones deberán ser calculadas y se deberá cumplir con 6.7.3.2.

Tabla 6.7.3.1.1—Espesor mínimo para losas en dos direcciones sin presfuerzo y sin vigas interiores (mm)^[1]

<i>f_y</i> , MPa (kg/cm ²) ^[2]	Sin ábacos ^[3]			Con ábacos ^[3]		
	Tableros exteriores		Tableros interiores	Tableros exteriores		Tableros interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]	
420 (4 200)	<i>L_n</i> /30	<i>L_n</i> /33	<i>L_n</i> /33	<i>L_n</i> /33	<i>L_n</i> /36	<i>L_n</i> /36
560 (5 600)	<i>L_n</i> /27	<i>L_n</i> /30	<i>L_n</i> /30	<i>L_n</i> /30	<i>L_n</i> /33	<i>L_n</i> /33

^[1] *L_n* es el claro libre en la dirección larga, medida entre paños de los apoyos (mm).

^[2] Para *f_y* entre los valores de la tabla, el espesor mínimo se debe calcular mediante interpolación lineal. Los espesores mínimos no se deberán extrapolar para *f_y* mayores que 560 MPa (5 600 kg/cm²).

^[3] Ábacos de acuerdo con 6.7.2.4.

^[4] Losas con vigas entre las columnas en los bordes exteriores. Los tableros exteriores se considerarán sin vigas de borde si *α_f* < 0.8.

6.7.3.1.2 Para losas sin presfuerzo con vigas entre los apoyos en todos los lados, el espesor de la losa *h* debe cumplir los límites de la de tabla 6.7.3.1.2, al menos que se cumpla con los límites de deflexiones de la sección 6.7.3.2

Tabla 6.7.3.1.2—Espesor mínimo de losas en dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

$\alpha_{fm}^{[1]}$	<i>h</i> mínimo, mm (cm)		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Aplica 6.7.3.1.1		a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{L \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 130 \text{ mm}$ $\left[h = \frac{L \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 13 \text{ cm} \right]$	b) ^{[1],[2]}
		130 (13)	c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{L \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$ $\left[h = \frac{L \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm} \right]$	d)
		90 (9)	e)

Notas:

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un tablero.

^[2] *L* es el claro libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas, mm (cm).

^[3] β es el cociente del claro libre en la dirección larga y el claro libre en la dirección corta de la losa

6.7.3.1.2.1 En los bordes discontinuos de las losas que cumplen con 6.7.3.1.2, se deberá colocar una viga de borde con $\alpha_f \geq 0.80$, o bien el espesor mínimo requerido en (b) o (d) de la tabla 6.7.3.1.2 se aumentará por lo menos un 10 por ciento en el tablero con borde discontinuo.

6.7.3.1.3 El espesor de un acabado de la losa de concreto se podrá incluir en *h* si se construye monólicamente con la losa, o si el acabado del piso está diseñado para trabajar de manera compuesta con la losa de acuerdo con 6.10.4.

6.7.3.1.4 Si se utilizan estribos de una o varias ramas como refuerzo para cortante, el espesor de la losa deberá ser suficiente para cumplir con los requisitos para *d* en 5.6.2.2.

Comentario:

Los espesores mínimos de losas establecidos en 6.7.3.1.1 y 6.7.3.1.2 son independientes de la carga y del módulo de elasticidad del concreto, si bien los dos afectan las deflexiones. Los espesores mínimos propuestos no son aplicables a losas con cargas sostenidas muy pesadas o para concretos con módulos de elasticidad menores que los correspondientes a concreto Clase 1. En estas situaciones, se deberían calcular las deflexiones.

En caso de tableros con relación lado largo a lado ancho mayor que 2, es recomendable aplicar los criterios de diseño para losas que trabajan en una dirección (véase 6.6).

En los espesores mínimos propuestos no se incluyen acabados en caso de un posible desgaste en la operación. Se deja a la discreción del Responsable decidir el espesor adicional para estos casos.

6.7.3.2 Límites de deflexiones calculadas

6.7.3.2.1 Las deflexiones instantáneas o diferidas en losas en dos direcciones como las señaladas en a) a c) se calcularán de acuerdo con 13.4 y no deben exceder los límites establecidos en la NTC-Criterios:

- a) Losas sin presfuerzo que no cumplan con 6.7.3.1
- b) Losas sin presfuerzo y sin vigas interiores entre los apoyos en todos los lados y que tengan un cociente del claro largo al claro corto mayor que 2.0
- c) Losas presforzadas.

6.7.3.2.2 Para losas sin presfuerzo que cumplan con 6.7.3.1.1 o 6.7.3.1.2, no se necesitará calcular las deflexiones que ocurran después de que el elemento se vuelva compuesto. Las deflexiones que ocurran antes de que el elemento trabaje de manera compuesta se deberán calcular, al menos que el espesor antes de que el elemento se vuelva compuesto también cumpla con 6.7.3.1.1 o 6.7.3.1.2.

Comentario:

En losas planas presforzadas con dos o más claros continuos en cada dirección, la relación claro-espesor no debería exceder 42 para pisos y 48 para techos; estos límites se pueden aumentar a 48 y 52, respectivamente, si se verifica un adecuado comportamiento a corto y largo plazo en términos de deflexiones, contraflechas y vibración. El comportamiento a corto y largo plazo se revisa para satisfacer el estado límite de servicio.

Si alguna porción de la losa es presforzada o se presfuerza después de que los componentes se han colado, se puede aplicar 6.7.3.2.1. Si la losa es compuesta no presforzada y se construye sin puntales, el espesor para revisar las deflexiones dependerá de si se analiza antes o cuando se haya logrado el trabajo como sección compuesta.

6.7.3.3 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en losas sin presfuerzo

6.7.3.3.1 Losas sin presfuerzo deben ser consideradas como controladas por tensión para fines de la tabla 3.8.2.2.

Comentario:

La base para el límite de la deformación unitaria en losas trabajando en dos direcciones es la misma que para viga. Véase el Comentario: de 6.3.3.3.

6.7.3.4 Límites de esfuerzos en losas presforzadas

6.7.3.4.1 Las losas presforzadas se deberán diseñar como Clase SA con $f_t \leq 0.50\sqrt{f_c'} (1.6\sqrt{f_c'})$. Los otros esfuerzos en losas presforzadas inmediatamente después de la transferencia y ante cargas de servicio no deberán ser mayores que los valores permisibles de la tabla 13.2.3.1.

6.7.4 Resistencia requerida

6.7.4.1 Requisitos generales

6.7.4.1.1 La resistencia requerida se deberá calcular de acuerdo con 6.2.2.1 y 6.2.2.2.

6.7.4.1.2 En losas presforzadas, los efectos de las reacciones producidas por el presfuerzo en las fuerzas internas se deberán considerar con un factor de carga igual a 1.0.

6.7.4.1.3 En un sistema de piso apoyado en columnas o muros, las dimensiones c_1 , c_2 , y L se basarán en un área efectiva de soporte. El área efectiva de soporte es la intersección de la cara inferior de la losa, ábaco o ábaco de cortante si lo hubiera, con el cono recto circular, pirámide recta o volumen en forma de cuña más grande cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o ménsula y estén orientados con una inclinación no mayor que 45 grados con respecto al eje longitudinal de la columna (fig. 6.7.4.1.3).

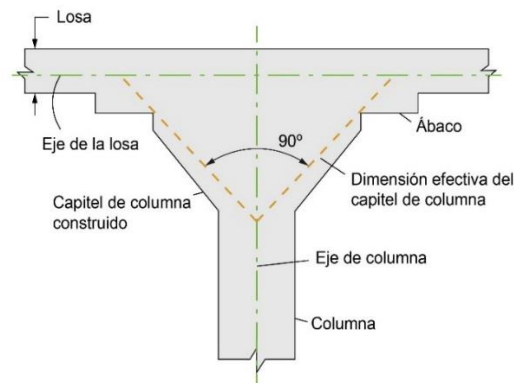


Figura 6.7.4.1.3 – Dimensión efectiva del capitel de una columna

6.7.4.1.4 La franja de columna será una porción de la losa con un ancho a cada lado del eje de la columna igual al menor de $0.25\ell_2$ y $0.25\ell_1$. La franja de columna deberá incluir a las vigas que se encuentren dentro de la franja, si existen.

6.7.4.1.5 La franja central será una porción de la losa limitada por dos franjas de columna.

6.7.4.1.6 Un tablero estará rodeado por ejes de columnas, vigas o muros en todos sus lados.

6.7.4.1.7 En construcción monolítica o completamente compuesta soportando losas en dos direcciones, la viga deberá incluir la porción de la losa en cada lado de la viga con una extensión igual a la proyección de la viga por arriba o por debajo de la losa, cualquiera que sea la mayor, pero no mayor que cuatro veces el espesor de la losa.

6.7.4.1.8 Se permitirá combinar los resultados del análisis de las cargas gravitacionales con los resultados del análisis de cargas laterales.

Comentario:

Un tablero incluye todos los elementos que trabajan a flexión entre ejes de columnas. Por tanto, la franja de columna incluye la viga, si existe.

En caso de construcción monolítica o completamente compuesta, las vigas incluyen porciones de la losa como patines. En la fig. C6.7.4.1 se presentan ejemplos.

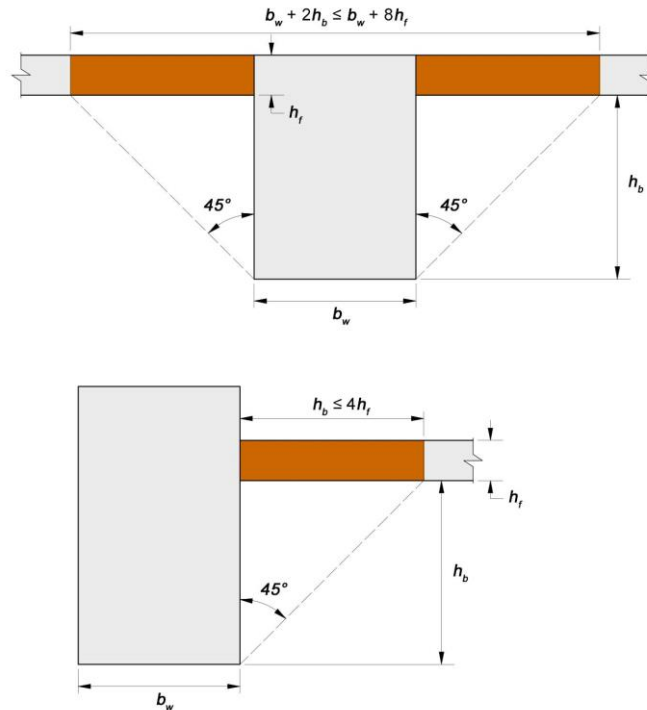


Figura C6.7.4.1 – Ejemplos de porciones de losa por ser incluidas como patines de vigas (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.7.4.2 *Momento factorizado*

6.7.4.2.1 Para losas construidas integralmente con los apoyos, M_u en el apoyo se podrá calcular al paño del apoyo.

6.7.4.2.2 *Momento factorizado de la losa resistido por la columna*

6.7.4.2.2.1 Si las cargas de la gravedad, las fuerzas producidas por el viento y sismo, u otras cargas ocasionan transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción de M_{sc} , el momento factorizado de la losa resistido por la columna en la conexión, se deberá transferir por flexión de acuerdo con 6.7.4.2.2.2 hasta 6.7.4.2.2.5.

6.7.4.2.2.2 La fracción del momento factorizado resistido por la columna, $\gamma_f M_{sc}$, se deberá suponer que es transferido por flexión, donde γ_f se calculará con la ec. 6.7.4.2.2.2:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \tag{6.7.4.2.2.2}$$

6.7.4.2.2.3 El ancho efectivo de la losa, b_{losa} , para resistir $\gamma_f M_{sc}$ deberá ser la suma del ancho de la columna o el capitel más una distancia a cada lado determinada con la tabla 6.7.4.2.2.3.

Tabla 6.7.4.2.2.3—Límites de las dimensiones del ancho efectivo de la losa, b_{losa}

Condición de apoyo	Distancia a cada lado de la columna o capitel	
Sin ábaco o ábaco de cortante	Menor de:	1.5h de la losa
		Distancia al borde de la losa
Con ábaco o ábaco de cortante	Menor de:	1.5h del ábaco o del ábaco de cortante
		Distancia al borde del ábaco o del ábaco de cortante más 1.5h de la losa
		Distancia al borde de la losa

6.7.4.2.2.4 Para losas sin presfuerzo, donde se cumplan con los límites de v_{uv} y ϵ_t de la tabla 6.7.4.2.2.4, γ_f se permitirá aumentar al máximo de los valores modificados de la tabla 6.7.4.2.2.4, donde v_{cR} se calcula de acuerdo con 5.6.2.1

Tabla 6.7.4.2.2.4—Valores máximos modificados de γ_f para losas en dos direcciones sin presfuerzo

Ubicación de la columna	Dirección del claro	v_{uv}	ϵ_t (dentro de b_{losa})	Valor máximo modificado γ_f
Esquina	Cualquier dirección	$\leq 0.5 v_{cR}$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.003$	1.0
Borde	Perpendicular al borde	$\leq 0.75 v_{cR}$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.003$	1.0
	Paralelo al borde	$\leq 0.4 v_{cR}$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$
Interior	Cualquier dirección	$\leq 0.4 v_{cR}$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$

6.7.4.2.2.5 Se deberá concentrar el refuerzo sobre la columna mediante una separación menor o con refuerzo adicional para resistir momento en el ancho efectivo de la losa definido en 6.7.4.2.2.2 y 6.7.4.2.2.3.

6.7.4.2.2.6 La fracción de M_{sc} que no se resiste por flexión se supondrá que se resiste por la excentricidad del cortante de acuerdo con 6.7.4.4.2.

Comentario:

El inciso 6.7.4.2.2 se refiere a losas sin vigas. Todo el refuerzo que resiste la porción del momento transferido a la columna por flexión se coloca en un ancho efectivo igual a $c_2 + 3h$.

En columnas exteriores, tal que M_{sc} es resistido alrededor de un eje paralelo al borde, la porción del momento transferido por cortante excéntrico se puede reducir si la fuerza cortante factorizada en la columna (excluyendo el cortante producido por el momento por transferir) no excede 75 por ciento de la resistencia de diseño F_{RvCR} (véase 5.6.2.1) en columnas de borde, o 50 por ciento en columnas de esquina. Ello porque para estas condiciones no hay una interacción significativa entre cortante y M_{sc} .

En el caso de columnas interiores, la flexibilidad para distribuir M_{sc} es menor que para columnas exteriores. M_{sc} transferido por flexión se puede incrementar hasta 25 por ciento si la fuerza cortante factorizada en la columna (excluyendo el cortante producido por el momento por transferir) no excede 40 por ciento de la resistencia de diseño F_{RvCR} .

Si la fuerza cortante factorizada es elevada, la unión losa-columna no siempre podrá desarrollar todo el refuerzo colocado en el ancho efectivo. Para conexiones interiores, los requisitos se aplican donde el refuerzo requerido para desarrollar $\gamma_f M_{sc}$ tiene una deformación unitaria neta a tensión no menor que $\epsilon_{ty} + 0.008$, donde ϵ_{ty} se determina según 3.8. Este requisito busca mejorar el comportamiento dúctil de la unión losa-columna.

Si se anticipa reversión de momentos en caras opuestas de la columna interior, las barras de los lechos superior e inferior se debería concentrar en el ancho efectivo $c_2 + 3h$. Una relación de refuerzo superior a inferior del orden de 2 es adecuada.

Es importante notar que el refuerzo concentrado en el ancho efectivo no incrementa la resistencia a cortante pero sí la rigidez de la conexión losa-columna.

6.7.4.3 Cortante factorizado en una dirección

6.7.4.3.1 En losas construidas integralmente con los apoyos, V_u en el apoyo se podrá calcular al paño del apoyo.

6.7.4.3.2 Las secciones entre el paño del apoyo y una sección crítica localizada a una distancia d del paño del soporte para losas sin presfuerzo y a $h/2$ del paño de un apoyo para losas presforzadas se podrán diseñar para V_u en esa sección crítica si se cumple con a) a c):

- La reacción del apoyo, en la dirección del cortante aplicado, produce compresión en las zonas del extremo de la losa
- Las cargas son aplicadas en o cerca de la cara superior de la losa
- No hay carga concentrada entre el paño del apoyo y la sección crítica.

6.7.4.4 Cortante factorizado en dos direcciones

6.7.4.4.1 Sección crítica

6.7.4.4.1.1 Las losas se evaluarán por cortante en dos direcciones en la proximidad de las columnas, cargas concentradas y zonas de reacción de acuerdo con 5.6.

6.7.4.4.1.2 Losas reforzadas con estribos o pernos con cabeza como refuerzo de cortante se deberán evaluar para cortante en dos direcciones en las secciones críticas de acuerdo con 5.6.2.2.

6.7.4.4.2 Esfuerzo cortante de diseño en dos direcciones debido a fuerza cortante y al momento factorizado de la losa resistidos por la columna

6.7.4.4.2.1 Para el cortante en dos direcciones actuando con el momento factorizado de la losa resistido por la columna, el esfuerzo cortante de diseño v_u se calculará en las secciones críticas de acuerdo con 6.7.4.4.1. El esfuerzo cortante de diseño v_u corresponderá a la combinación de v_{uv} y al esfuerzo producido por $\gamma_v M_{sc}$, donde γ_v está dado en 6.7.4.4.2.2 y M_{sc} se define en 6.7.4.2.2.1.

6.7.4.4.2.2 Si no hay transmisión de momento entre la losa y la columna, o si M_{sc} no excede $0.2V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño, v_u , se calculará con la ec. 6.7.4.4.2.2.

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (6.7.4.4.2.2)$$

6.7.4.4.2.3 La fracción de M_{sc} transferida por la excentricidad del cortante, $\gamma_v M_{sc}$, se podrá aplicar en el centroide de la sección crítica definida en 6.7.4.4.1, donde:

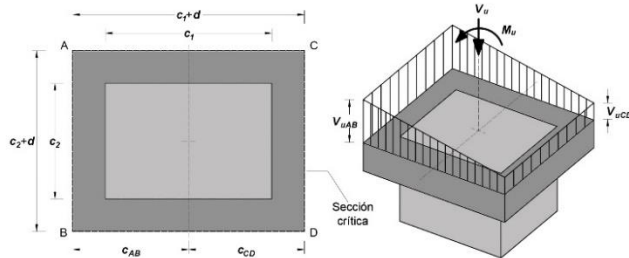
$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \tag{6.7.4.4.2.3}$$

6.7.4.4.2.4 El esfuerzo cortante factorizado resultante de $\gamma_v M_{sc}$ se deberá suponer que varía linealmente alrededor del centroide de la sección crítica de acuerdo con 6.7.4.4.1. En columnas circulares $c_1=c_2=0.8D$.

Comentario:

Se ha observado en laboratorio que cuando se transfiere momento a la columna, 60 por ciento del momento debería ser considerado para ser transferido por flexión a través del perímetro de la sección crítica definida en 5.6.3.1 y 40 por ciento por cortante excéntrico con respecto al centroide de la sección crítica. En columnas rectangulares, la porción transferida por flexión aumenta si el ancho de la cara de la sección crítica que resiste momento se incrementa, como se observa en la ec. 6.7.4.4.2.2.

En la fig. C6.7.4.4 se muestran ejemplos de la sección crítica y del cálculo de los esfuerzos cortantes de diseño para distintos tipos de columnas rectangulares.



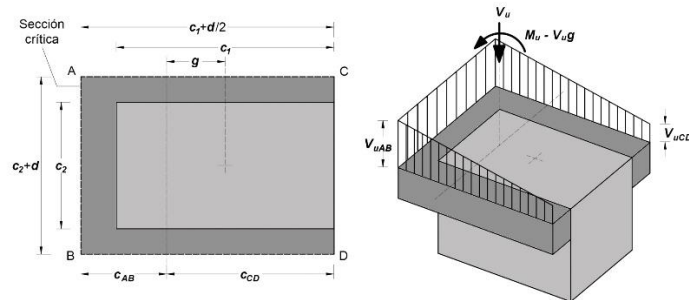
$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$V_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

a) *Columna interior*



$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha(M_u - V_u g)c_{AB}}{J_c}$$

$$V_{uCD} = V_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha(M_u - V_u g)c_{CD}}{J_c}$$

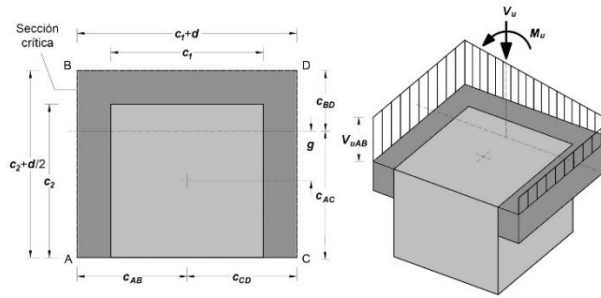
$$A_{cr} = d(2c_1 + c_2 + 2d)$$

$$c_{AB} = \frac{(c_1+d/2)^2 d}{A_{cr}} ; \quad g = (c_1 + d)/2 - c_{AB}$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d/2)^3}{6} + \frac{(c_1 + d/2)d^3}{6} + (c_2 + d)dc_{AB}^2 + 2(c_1 + d/2)d\left(\frac{c_1 + d/2}{2} - c_{AB}\right)^2$$

b) *Columna de borde con momento perpendicular al borde*

$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

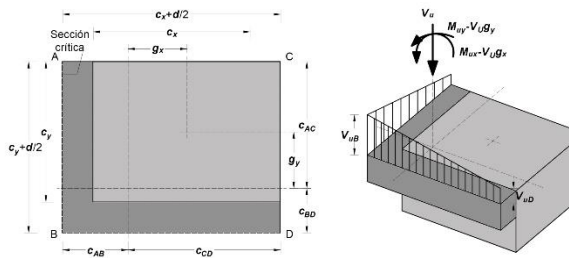


$$V_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = d(c_1 + 2c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{(c_1 + d)d^3}{12} + \frac{(c_1 + d)^3 d}{12} + 2(c_2 + d/2)d \left(\frac{c_1 + d}{2}\right)^2$$

c) Columna de borde con momento paralelo al borde



$$V_{uA} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{AB}}{J_{cx}} - \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{AC}}{J_{cy}}$$

$$V_{uB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{AB}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{BD}}{J_{cy}}$$

$$V_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha_x (M_{ux} - V_u g_x) c_{CD}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y (M_{uy} - V_u g_y) c_{BD}}{J_{cy}}$$

$$A_{cr} = d(c_x + c_y + d)$$

$$c_{AB} = \frac{(c_x + d/2)^2 d}{2A_{cr}} ; \quad c_{BD} = \frac{(c_y + d/2)^2 d}{2A_{cr}}$$

$$g_x = (c_x + d)/2 - c_{AB} ; \quad g_y = (c_y + d)/2 - c_{BD}$$

$$J_{cx} = \frac{d(c_x + d/2)^3}{12} + \frac{(c_x + d/2)d^3}{12} + (c_y + d/2)dc_{AB}^2 + (c_x + d/2)d \left(\frac{c_x + d/2}{2} - c_{AB}\right)^2$$

$$J_{cy} = \frac{d(c_y + d/2)^3}{12} + \frac{(c_y + d/2)d^3}{12} + (c_x + d/2)dc_{AB}^2 + (c_y + d/2)d \left(\frac{c_y + d/2}{2} - c_{BD}\right)^2$$

d) Columna de esquina

Figura C6.7.4.4 – Secciones críticas y esfuerzos de diseño cuando hay transmisión de momento entre columna rectangular y losa

6.7.5 Resistencia de diseño

6.7.5.1 Requisitos generales

6.7.5.1.1 Se deberá considerar la interacción entre efectos de carga para calcular a) a d):

- a) $M_R \geq M_u$ en todas las secciones a lo largo del claro en cada dirección
- b) $M_R \geq \gamma_f M_{sc}$ dentro de b_{losa} como se define en 6.7.4.2.2.3
- c) $V_R \geq V_u$ en todas las secciones a lo largo del claro en cada dirección para cortante en una dirección
- d) $v_R \geq v_u$ en la sección crítica definida en 6.7.4.4.1 para cortante en dos direcciones.

Donde F_R se tomará de la tabla 3.8.2.1.

6.7.5.2 Momento

6.7.5.2.1 M_R se deberá calcular de acuerdo con 5.2.

6.7.5.2.2 Al calcular M_R para losas sin presfuerzo con ábacos, el espesor del ábaco por debajo de la losa no se debe suponer mayor que un cuarto de la distancia desde el borde del ábaco a la cara de la columna o del capitel de la columna.

6.7.5.2.3 Al calcular M_R para losas presforzadas, los tendones externos se considerarán no adheridos al menos que los tendones externos estén adecuadamente adheridos a la losa a lo largo de toda su longitud.

6.7.5.3 Cortante

6.7.5.3.1 El cortante de diseño de las losas en la proximidad de las columnas, cargas concentradas, o zonas de reacción debe ser el mayor obtenido de 6.7.5.3.1.1 y 6.7.5.3.1.2.

6.7.5.3.1.1 Para cortante en una dirección, donde cada sección crítica por ser investigada se extiende en un plano a lo largo de todo el ancho de la losa, V_R se deberá calcular de acuerdo con 5.5.

6.7.5.3.1.2 Para cortante en dos direcciones, v_R se deberá calcular de acuerdo con 5.6.

6.7.5.3.2 Para vigas compuestas de concreto, la resistencia a fuerza cortante horizontal V_{Rh} se deberá calcular de acuerdo con 6.10.4.4.

6.7.5.4 Aberturas en los sistemas de piso

6.7.5.4.1 Se permitirán aberturas de cualquier tamaño en sistemas de piso si se demuestra en el análisis que se cumple con la resistencia y las condiciones de servicio, incluyendo los límites de deflexión.

6.7.5.4.2 Como alternativa a 6.7.5.4.1, se permitirán aberturas en sistemas de piso sin vigas de acuerdo con a) a d):

- Se permiten aberturas de cualquier tamaño en la zona común a dos franjas centrales que se intersequen, siempre que se mantenga como mínimo la cantidad total de acero de refuerzo requerido para la losa sin aberturas
- En dos franjas de columna que se intersequen, no se permitirá colocar aberturas de más de un octavo del ancho de la franja de la columna en cualquiera de los dos claros. Se deberá colocar una cantidad de refuerzo igual a la del acero de refuerzo interrumpido y se colocará en los lados de la abertura
- En la intersección de una franja de columna y una franja central, no se deberá interrumpir más de un cuarto del refuerzo en cada una de las franjas debido a una abertura. Se deberá añadir una cantidad de refuerzo al menos igual a la del acero de refuerzo interrumpido por una abertura y se colocará a cada lado de la abertura
- Si una abertura está localizada a una distancia menor que $4h$ de la periferia de una columna, carga concentrada o una zona de reacción, se deberá cumplir con 5.6.3.2.3.

6.7.6 Límites del refuerzo

6.7.6.1 Refuerzo mínimo por flexión en losas sin presfuerzo

6.7.6.1.1 Se deberá colocar un área mínima de refuerzo por flexión, $A_{s,min}=0.0018A_g$, o como se define en 6.7.6.1.2, cerca de la cara a tensión de la losa en la dirección del claro bajo consideración.

6.7.6.1.2 Si $v_{uv} > 0.17F_R\lambda_s\lambda\sqrt{f_c}$ ($v_{uv} > 0.5F_R\lambda_s\lambda\sqrt{f_c}$) en la sección crítica para cortante en dos direcciones alrededor de una columna, carga concentrada o zona de reacción, $A_{s,min}$ colocada en el espesor b_{losa} deberá cumplir con la ec. 6.7.6.1.2:

$$A_{s,min} = \frac{5v_{uv}b_{losa}b_o}{F_R\alpha_s f_y} \quad (6.7.6.1.2)$$

donde b_{losa} es el ancho especificado en 6.7.4.2.2.3, α_s está dado en 5.6.2.1.1, F_R es el factor de resistencia para cortante, y λ_s se toma de 5.5.3.2.1.b.

6.7.6.1.3 Toda nervadura de losas aligeradas deberá llevar, como mínimo, una barra del no. 4 en el lecho inferior y una del no. 4 en el lecho superior y se deberán colocar a todo lo largo de manera continua.

Comentario:

El área requerida de refuerzo corrugado o de malla de alambre soldado como refuerzo mínimo por flexión es el mismo que el requerido para contracción y temperatura en 13.8. En el caso del refuerzo mínimo por flexión se ha de colocar lo más próximo posible a la cara de concreto a tensión, mientras que el refuerzo por contracción y temperatura se distribuye en las dos caras de la losa.

En la fig. C6.7.6.1 se ilustra la disposición del refuerzo mínimo requerido cerca de la cara superior de una losa que trabaja en dos direcciones y que resiste carga gravitacional distribuida uniformemente. Los puntos de corte se basan en los requisitos mostrados en la fig. 6.7.7.4.1.3.

Es conveniente que el Responsable evalúe la conveniencia de colocar refuerzo continuo en dos direcciones cerca de ambas caras en caso de losas gruesas (losas de transferencia o de cimentación) con objeto de controlar el agrietamiento e interceptar potenciales grietas de cortante por penetración.

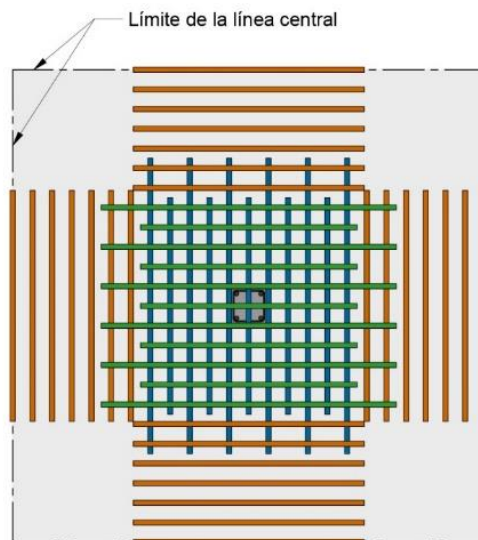


Figura C6.7.6.1 – Arreglo del refuerzo mínimo cerca de la cara superior de losas que trabajan en dos direcciones (adaptada de ACI CODE-318-19)

Se ha observado que en losas con bajas cuantías de refuerzo con y sin refuerzo por cortante apoyadas en columnas interiores, el refuerzo por flexión de la losa fluye a tensión en la vecindad de la columna o de la zona de carga, lo que conduce a un incremento local de rotaciones y a la abertura de grietas inclinadas en la losa (Peiris y Ghali, 2012; Hawkins y Ospina, 2017; Widianto et al., 2009). En estos casos, el deslizamiento relativo a lo largo de la grieta inclinada puede causar una falla de punzonamiento debido a la flexión para demandas de fuerza cortante menores que las resistencias calculadas en 5.6.2.1 para losas sin refuerzo por cortante y en 5.6.2.2 para losas con refuerzo por cortante. En experimentos se ha registrado que el refuerzo por cortante no incrementa la resistencia al punzonamiento si la cuantía de refuerzo por flexión es menor que el área mínima $A_{s,min}$ (ec. 6.7.6.1.2), si bien si aumenta la capacidad de rotación plástica ante la ocurrencia de la falla por punzonamiento debido a la flexión. Las grietas inclinadas se desarrollan a través del espesor de la losa a un esfuerzo aproximado de $0.17 F_{R\lambda_s\lambda_c}\sqrt{f_c'}$ ($0.5 F_{R\lambda_s\lambda_c}\sqrt{f_c'}$). Para esfuerzos mayores, la posibilidad de una falla por punzonamiento debido a flexión aumenta si $A_{s,min}$ no se cumple. $A_{s,min}$ se desarrolló para una columna interior, tal que la fuerza cortante factorizada en la sección crítica por cortante es igual a la fuerza cortante asociada a la fluencia en las caras de la columna.

6.7.6.2 Refuerzo mínimo por flexión en losas presforzadas

6.7.6.2.1 En losas presforzadas, la fuerza efectiva de presfuerzo $A_{ps}f_{se}$ debe proveer un esfuerzo promedio de compresión mínimo de 0.9 MPa (9 kg/cm²) sobre el área de la sección tributaria de la losa para el tendón o el grupo de tendones. Para losas con sección variable a lo largo del claro, ya sea paralelo o perpendicular al tendón o al grupo de tendones, se requerirá un esfuerzo efectivo medio mínimo de presfuerzo de 0.9 MPa (9 kg/cm²) en toda la sección tributaria al tendón o grupo de tendones a lo largo del claro.

6.7.6.2.1.1 Las pérdidas de presfuerzo se determinarán de acuerdo con el Capítulo 11.

6.7.6.2.2 En losas con presfuerzo adherido, la cantidad total de A_s y A_{ps} deberá ser suficiente para desarrollar la carga factorizada de al menos 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada con base en f_f definido en 2.2.7.

6.7.6.2.2.1 En losas con resistencias a flexión y a cortante de al menos el doble de las resistencias requeridas, no será necesario cumplir con 6.7.6.2.2.

6.7.6.2.3 En losas presforzadas, se deberá colocar un área mínima de refuerzo longitudinal corrugado adherido, $A_{s,min}$, en la zona a tensión pre-comprimida en la dirección del claro en estudio de acuerdo con la tabla 6.7.6.2.3.

Tabla 6.7.6.2.3— Refuerzo longitudinal corrugado adherido mínimo $A_{s,min}$ en losas en dos direcciones con tendones adheridos y no adheridos

Zona	f_t calculado después de todas las pérdidas, MPa (kg/cm ²)	$A_{s,min}$, mm ² (cm ²)	
Momento positivo	$f_t \leq 0.17\sqrt{f_c'}$ ($f_t \leq 0.50\sqrt{f_c'}$)	No requerido	a)
	$0.17\sqrt{f_c'} < f_t \leq 0.50\sqrt{f_c'}$ ($0.50\sqrt{f_c'} < f_t \leq 1.60\sqrt{f_c'}$)	$\frac{N_c}{0.5f_y}$	b) ^{[1],[2]}
Momento negativo en las columnas	$f_t \leq 0.50\sqrt{f_c'}$ ($f_t \leq 1.60\sqrt{f_c'}$)	0.00075 A_{cf}	c) ^[2]

^[1] El valor de f_y no debe ser mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²).

^[2] En losas con tendones no adheridos, se permitirá reducir $A_{s,min}$ por el área del refuerzo presforzado adherido localizado dentro del área utilizada para determinar N_c para momento positivo, o dentro del ancho de la losa definido en 6.7.7.5.3.a para momento negativo.

Comentario:

El presfuerzo efectivo promedio mínimo de 0.9 MPa (9 kg/cm²) se especifica para evitar punzonamiento de losas presforzadas con bajos porcentajes de refuerzo. Este valor de presfuerzo se requiere suministrar en todas las secciones de la losa.

Si el espesor de la losa varía a lo largo de su claro o de su claro perpendicular, se tiene que revisar el valor de 0.9 MPa (9 kg/cm²) en cada sección transversal tributaria al tendón o grupo de tendones a lo largo del claro, tanto en las zonas de espesor delgado como más grueso. Esto puede resultar en esfuerzos f_{pc} mayores que los mínimos en las zonas de espesor delgado y en tendones a menores separaciones que las máximas en zonas de espesor más grueso.

El requisito de 6.7.6.2.2 es para evitar una falla abrupta por flexión inmediatamente después del agrietamiento. Este tipo de fallas no ocurren en concreto con tendones no adheridos; por ello, este requisito no se aplica a este tipo de construcción (ACI PRC-423.3).

El acero de refuerzo corrugado que se requiere para losas presforzadas es para limitar el tamaño de grietas y su separación ante cargas de servicio cuando el esfuerzo a tensión en el concreto excede el módulo de rotura, así como para losas con tendones no adheridos para asegurar que trabaje a flexión y no como un arco atirantado. Es conveniente concentrar este refuerzo en el lecho superior de la losa directamente sobre la columna o bien muy cerca de ella.

Los elementos postensados con tendones no adheridos no tienen una gran capacidad de disipación de energía durante eventos sísmicos intensos ya que el elemento esencialmente permanece elástico (Smith y Burns, 1974; Burns y Hemakom, 1977; Hawkins, 1981). Por tanto, los elementos diseñados según 6.7.6.2.3 se considera que pueden resistir cargas verticales solamente y que pueden servir como diafragmas horizontales entre los elementos que disipan energía ante fuerzas inducidas por sismo, como las que se anticipan en estructuras de ductilidad media y alta (véase Capítulos 7 y 8, respectivamente).

6.7.7 Detallado del refuerzo

6.7.7.1 Requisitos generales

6.7.7.1.1 Se deberá cumplir con 6.2.4.

6.7.7.2 Separación del refuerzo por flexión

6.7.7.2.1 La separación mínima s deberá cumplir con 14.2.

6.7.7.2.2 En losas macizas sin presfuerzo, la separación máxima s del refuerzo corrugado longitudinal deberá ser el menor de $2h$ y 450 mm en las secciones críticas, y el menor de $3h$ y 450 mm en otras secciones.

6.7.7.2.3 En losas presforzadas y cargas uniformemente distribuidas, la separación máxima s de los tendones o grupo de tendones en al menos una dirección deberá ser la menor de $8h$ y 1.5 m.

6.7.7.2.4 Se deberán considerar las cargas concentradas y aberturas para determinar la separación de los tendones.

Comentario:

El requisito de 6.7.7.2.2 aplica en losas macizas y no en losas encasetonadas, y pretende asegurar que trabaje como losa, controlar el agrietamiento y resistir potenciales cargas concentradas en pequeñas zonas de la losa.

La especificación en 6.7.7.2.3 permite el uso de bandas de tendones en una dirección; esta distribución ha mostrado un adecuado comportamiento.

6.7.7.3 Restricciones en las esquinas de las losas no presforzadas

6.7.7.3.1 En las esquinas exteriores de las losas apoyadas sobre muros de borde o donde una o más de las vigas de borde tenga un valor de α_f mayor que 1.0, el refuerzo en la parte superior e inferior de la losa se deberá diseñar para resistir M_u por unidad de ancho debido a los efectos de esquina tal que sea igual al momento máximo positivo M_u por unidad de ancho en el tablero de la losa.

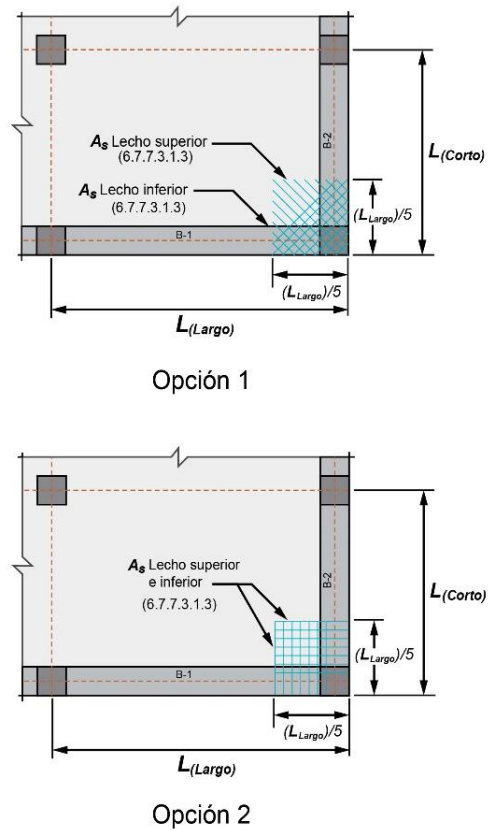
6.7.7.3.1.1 El momento factorizado debido a los efectos de esquina, M_u , se deberá suponer que actúa sobre un eje perpendicular a la diagonal que parte de la esquina en la parte superior de la losa y sobre un eje paralelo a la diagonal que parte de la esquina en la parte inferior de la losa.

6.7.7.3.1.2 Se deberá colocar refuerzo a partir de la esquina en una distancia en cada dirección igual a un quinto del claro más largo.

6.7.7.3.1.3 El refuerzo se deberá colocar paralelo a la diagonal en la parte superior de la losa y perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, el refuerzo se colocará en dos capas paralelas a los lados de la losa en la parte superior e inferior de la losa.

Comentario:

Las esquinas no restringidas de una losa que trabaja en dos direcciones tienden a levantarse cuando se aplica la carga. Si esta tendencia se restringe por muros o vigas, se producen momentos en la losa. Es por ello que en 6.7.7.3 se especifica el refuerzo necesario para resistir estos momentos y controlar el agrietamiento. En la fig. C6.7.7.3 se muestran dos opciones de disposición del refuerzo.



- Notas:
 1. Se aplica donde B-1 o B-2 tiene $\alpha_f > 1.0$
 2. Separación máxima entre barras es $2h$ donde h es el espesor de la losa.

Figura C6.7.7.3 – Refuerzo en las esquinas de losas que trabajan en dos direcciones (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.7.7.4 Refuerzo por flexión en losas sin presfuerzo

6.7.7.4.1 Terminación del refuerzo

6.7.7.4.1.1 Donde una losa esté apoyada sobre vigas de fachada, columnas o muros, el anclaje del refuerzo perpendicular a un borde discontinuo deberá cumplir con a) y b):

- El refuerzo para momento positivo se deberá prolongar hasta el borde de la losa y tener una longitud recta o con doblez estándar de al menos 150 mm dentro de las vigas de fachada, columnas o muros
- El refuerzo para momento negativo se deberá doblar, formar un gancho, o anclarse en las vigas de fachada, columnas, o muros, para que se desarrolle en el paño del apoyo.

6.7.7.4.1.2 Donde una losa no esté apoyada sobre una viga de fachada o un muro en un borde discontinuo, el refuerzo se podrá anclar dentro de la losa.

6.7.7.4.1.3 En losas sin vigas, las extensiones del refuerzo deberán cumplir con a) hasta c):

- Las longitudes del refuerzo deberán satisfacer lo señalado en la fig. 6.7.7.4.1.3. Si las losas actúan para resistir las cargas laterales, las longitudes del refuerzo deberán ser al menos las requeridas por el análisis

- b) Si claros adyacentes no son iguales, las extensiones del refuerzo para momento negativo más allá del paño del apoyo según la fig. 6.7.7.4.1.3 se deberán basar en el claro más largo
- c) Se permiten barras dobladas únicamente en donde la relación entre peralte/claro permita el uso de dobleces a 45 grados o menos.

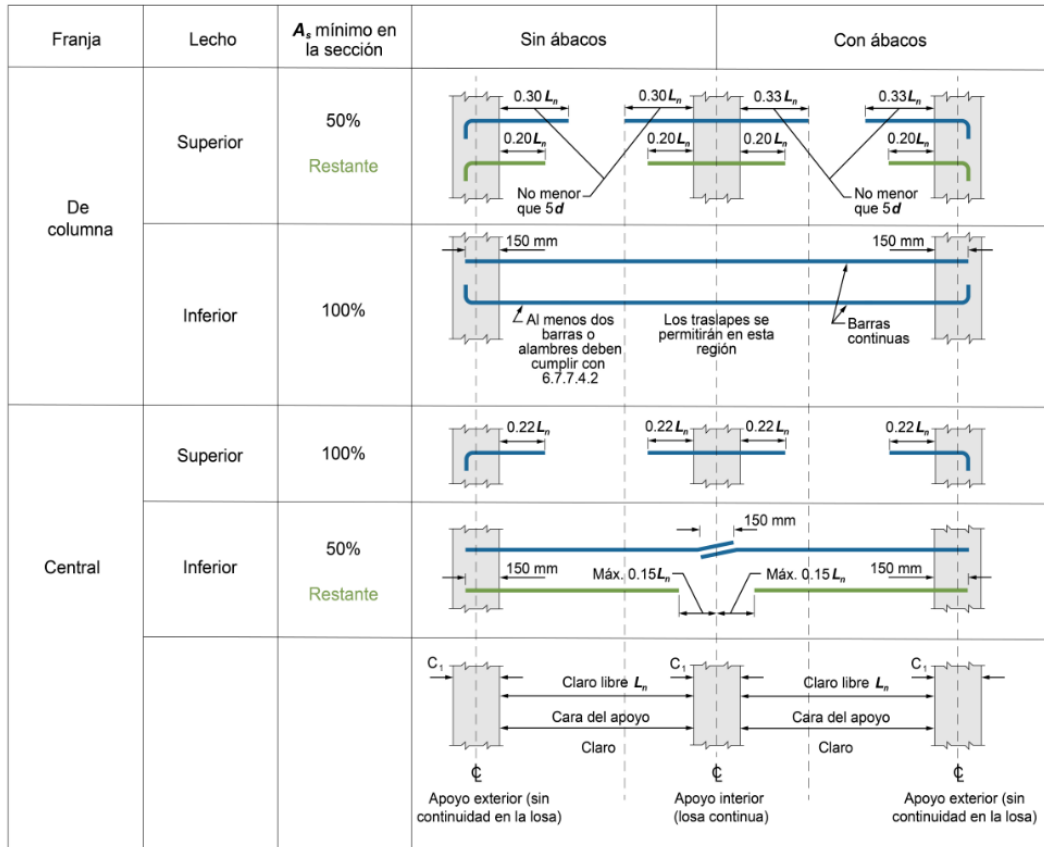


Figura 6.7.7.4.1.3 – Extensiones mínimas de barras corrugadas en losas sin vigas trabajando en dos direcciones (adaptada de ACI CODE-318-19)

Comentario:

Los momentos flexionantes de la losa en las vigas principales varían de modo significativo. Si las vigas se construyen monolíticamente con las losas, el apoyo se acerca a un empotramiento. Si no es así, la losa se comportará como un elemento simplemente apoyado dependiendo de la rigidez a torsión de la viga o del borde de la losa.

Las extensiones mínimas de barras corrugadas en losas sin vigas trabajando en dos direcciones de la fig. 6.7.7.4.1.3 se obtuvieron para losas con dimensiones ordinarias que soportan cargas gravitacionales. Estas longitudes mínimas pueden ser muy cortas para interceptar una grieta potencial por punzonamiento en losas de gran espesor, como losas de transferencia y de cimentación. Para ello, la Norma requiere que al menos la mitad de las barras en la franja de columna se extienda no menos que 5d, donde d incluye el ábaco, si existe. En la fig. C6.7.7.4.1.3 se ilustra el fenómeno anterior. Si se supone que las grietas por cortante por punzonamiento se pueden formar a ángulos tan bajos como 20 grados, el refuerzo a tensión (en el lecho superior) puede no interceptarlas en caso de losas gruesas y cuyas barras no se extiendan 5d más allá del paño del apoyo. La extensión 5d controla cuando la relación claro a espesor de la losa es menor que 15. Estas extensiones pueden no ser suficientes si los momentos son resultado de la combinación de cargas laterales y gravitacionales.

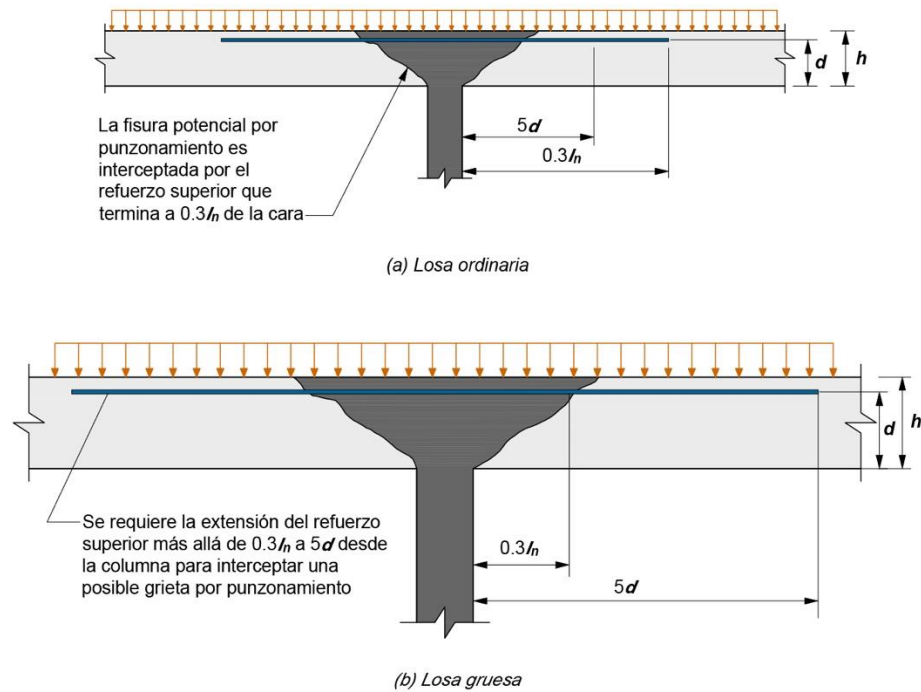


Figura C6.7.7.4.1.3 – Grietas de cortante por punzonamiento en losas ordinarias y peraltadas (o gruesas) (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.7.7.4.2 Integridad estructural

6.7.7.4.2.1 Todas las barras corrugadas o alambres corrugados en el lecho inferior dentro de la franja de columna, en cada dirección, deberán ser continuos o ser unidos mediante traslapes de acuerdo con a) a c):

- El refuerzo que cruce el perímetro de una columna o apoyo deberá ser continuo o ser unido usando conectores mecánicos o soldadura de conformidad con 14.5.6
- El refuerzo que pase por fuera del perímetro de una columna o apoyo deberá ser continuo o unido usando conectores mecánicos o soldadura de acuerdo con 14.5.6, o bien mediante traslapes a tensión Clase B que cumplan con 14.5.2
- Los traslapes se deberán colocar de acuerdo con la fig. 6.7.7.4.1.3.

6.7.7.4.2.2 En losas que trabajan en dos direcciones y que no reciben cargas de otros niveles, el área total de refuerzo de integridad estructural cerca del fondo de la losa deberá satisfacer la ec. 6.7.7.4.2.2:

$$A_{sb} \geq \frac{2w_s A_{trib}}{f_y} \quad (6.7.7.4.2.2)$$

donde A_{sb} es el área total del refuerzo de integridad en el lecho inferior de la losa dentro de la región limitada por el refuerzo longitudinal de la columna y que cruce el perímetro de la columna; A_{trib} es el área tributaria de la losa empleada para calcular la carga vertical transferida a la columna o apoyo, y w_s es la carga total de servicio por unidad de área sin reducción de carga viva.

6.7.7.4.2.3 El refuerzo de integridad estructural de losas, calculado según 6.7.7.4.2.2, consistirá en al menos dos de las barras corrugadas o alambres corrugados del lecho inferior de la franja de columna en cada dirección que pasen a través del núcleo de la columna. El refuerzo deberá ser continuo a través de la columna, excepto para el refuerzo perpendicular a un borde que deberá desarrollar $1.25f_y$ en las caras internas del soporte.

Comentario:

La colocación de dos barras o alambres continuos a través de la columna ayudan a la losa a evitar una falla en caso de que un apoyo resulte severamente dañado. Le da a la losa la posibilidad de trabajar como catenaria entre apoyos adyacentes tras el daño o falla de un apoyo (Mitchell y Cook, 1984). En esta versión de la Norma se adopta un enfoque similar al de la norma canadiense (CSA Group, 2019). La ec. 6.7.7.4.2.2 permite calcular el área mínima para losas de piso o techo que trabajan en dos direcciones. Si la losa recibe carga de niveles superiores, es necesario hacer un análisis detallado. A_{sb} incluye el área de refuerzo de integridad estructural que cruza la columna en todas sus caras. Por tanto, el área de barras continuas que cruzan en núcleo de la columna se cuenta dos veces y el área que termina dentro del núcleo de columna, una vez. No se incluye el acero de refuerzo del lecho inferior que atraviesa una cara de columna adyacente a un borde de losa. Dado que el refuerzo de integridad estructural es continuo, la cuantía es aquella correspondiente al mayor valor entre columnas adyacentes. En 6.7.7.5.6. se presentan requisitos similares para losas con tendones no adheridos.

6.7.7.5 Refuerzo por flexión en losas presforzadas

6.7.7.5.1 Los tendones exteriores se deben conectar a la losa de tal manera que mantenga la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide del concreto para todo el intervalo de las deflexiones esperadas del elemento.

6.7.7.5.2 Cuando se requiera refuerzo longitudinal corrugado adherido para cumplir con la resistencia a flexión o para resistir los esfuerzos a tensión de acuerdo con la ec. 6.7.6.2.3.b, se deberá cumplir con el detallado de 6.6.7.2.

6.7.7.5.3 El refuerzo longitudinal adherido requerido por la ec. 6.7.6.2.3.c se deberá colocar en la parte superior de la losa y deberá cumplir con a) a c):

- a) El refuerzo se deberá distribuir entre las líneas que están **1.5h** afuera de las caras de la columna de apoyo
- b) Se deberán colocar al menos cuatro barras corrugadas, alambres o torones en cada dirección
- c) La separación máxima *s* entre el refuerzo longitudinal adherido no deberá ser mayor que 300 mm.

Comentario:

Con objeto de que el refuerzo adherido pueda desarrollar la resistencia necesaria para soportar las cargas de diseño (factorizadas), se requiere que el refuerzo se ancle adecuadamente. Los requisitos de 6.6.7.2 tienen la intención de lograr un anclaje adecuado para resistir las fuerzas de tensión o compresión que puedan desarrollarse en el acero adherido debido a la flexión ante cargas factorizadas de acuerdo con 5.2.2, o ante cargas de servicio según 6.7.6.2.3.b.

6.7.7.5.4 Terminación del refuerzo presforzado

6.7.7.5.4.1 Las zonas de anclaje para postensado se deberán diseñar y detallar de acuerdo con 14.9.

6.7.7.5.4.2 Los dispositivos de anclaje y de unión en concreto postensado deberán cumplir con 14.8.

6.7.7.5.5 Terminación del refuerzo corrugado en losas con tendones no adheridos

6.7.7.5.5.1 La longitud del refuerzo corrugado requerido por 6.7.6.2.3 deberá cumplir con a) y b):

- a) En zonas de momento positivo, la longitud del refuerzo debe ser al menos **L/3** y deberá centrarse en esas zonas
- b) En zonas de momento negativo, el refuerzo se deberá extender al menos **L/6** a cada lado del apoyo.

Comentario:

La longitud mínima requerida en 6.7.7.5.5.1 aplica a refuerzo adherido calculado según 6.7.6.2.3, pero no es requerida para determinar la resistencia a flexión según 5.2.2. Odello y Mehta (1967) demostraron que, en claros continuos, estas longitudes mínimas resultan en un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio y cargas factorizadas.

6.7.7.5.6 Integridad estructural

6.7.7.5.6.1 Excepto lo permitido en 6.7.7.5.6.3, se deberán colocar al menos dos torones de 0.5 pulg. (12.7 mm) de diámetro o más en cada dirección sobre las columnas de acuerdo con a) o b):

- a) Los tendones deberán pasar por la región delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna (núcleo de la columna)
- b) Los tendones deberán anclarse dentro de la región delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna, y el anclaje deberá prolongarse más allá del centroide de la columna y lejos del claro reforzado.

6.7.7.5.6.2 Por fuera de la columna y las caras de los ábacos de cortante, los dos tendones por integridad estructural requeridos por 6.7.7.5.6 deberán pasar por debajo de cualquier tendón ortogonal en los claros adyacentes.

6.7.7.5.6.3 Se permiten losas con tendones que no cumplan 6.7.7.5.6.1 si el refuerzo corrugado adherido inferior es colocado de acuerdo con 6.7.7.5.6.3.1 a 6.7.7.5.6.3.3.

6.7.7.5.6.3.1 El refuerzo corrugado mínimo en la parte inferior de la losa, A_s en cada dirección debe ser el mayor de a) y b). El valor de f_y se debe limitar a un máximo de 560 MPa (5 600 kg/cm²):

$$\text{a) } A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y} \quad \left(A_s = \frac{1.2\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y} \right) \quad (6.7.7.5.6.3.1a)$$

$$\text{b) } A_s = \frac{2.1c_2d}{f_y} \quad \left(A_s = \frac{21c_2d}{f_y} \right) \quad (6.7.7.5.6.3.1b)$$

donde c_2 es medido en las caras de la columna a través de la cual pasa el refuerzo por integridad.

6.7.7.5.6.3.2 El refuerzo corrugado en el lecho inferior calculado en 6.7.7.5.6.3.1 deberá pasar dentro de la zona delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna (núcleo de la columna) y deberá desarrollar $1.25f_y$ en los apoyos exteriores.

6.7.7.5.6.3.3 El refuerzo corrugado en el lecho inferior deberá desarrollar $1.25f_y$ más allá de la columna o del paño del ábaco de cortante.

Comentario:

Los tendones de presfuerzo que pasen a través de la unión losa-columna tienen como función sostener la losa tras una falla por cortante por punzonamiento, si los tendones son continuos o bien están anclados dentro del núcleo de la columna y están detallados para prevenir el agrietamiento y aplastamiento de la superficie superior de la losa.

Entre la columna o la cara de los ábacos de cortante, los tendones de integridad estructural debieran pasar debajo de los tendones ortogonales de los claros adyacentes. En caso de que se usen tendones distribuidos en una dirección y bandas en la otra, se colocan primero los tendones de integridad en la dirección de los tendones distribuidos y luego se colocan los tendones en banda. Donde los tendones estén distribuidos en las dos direcciones, es necesario entrelazarlos. Es preferible usar el criterio de 6.7.7.5.6.3.

Cuando en losas presforzadas no sea posible colocar los tendones de integridad, se acepta reemplazarlos por barras corrugadas en el lecho inferior.

La cuantía requerida corresponde a 1.5 veces la cuantía mínima a flexión de vigas no presforzadas.

6.7.7.6 Refuerzo de cortante en losas en forma de refuerzo transversal

6.7.7.6.1 Se permitirá refuerzo de cortante en forma de estribos cerrados simples y múltiples, y de refuerzo transversal anclado con una cabeza.

6.7.7.6.2 El anclaje y la geometría de los estribos deberá cumplir con 14.7.3.

6.7.7.6.3 El anclaje y la geometría del refuerzo transversal anclado con una cabeza deberá satisfacer 14.7.2.4.

6.7.7.6.4 Si se colocan estribos cerrados, su ubicación y separación deberán cumplir con la tabla 6.7.7.6.4.

Tabla 6.7.7.6.4 - Ubicación del primer estribo y límites de separación

Dirección de la medición	Descripción de la medición	Distancia o separación máxima
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia desde la cara de la columna al primer estribo	$d/3$
	Separación entre estribos	$d/3$
Paralela a la cara de la columna	Separación entre ramas verticales de los estribos	$2d$

6.7.7.6.5 La separación de los estribos se mantendrá en una longitud no menor que un cuarto del claro entre ejes de columnas en el caso de losas planas, o hasta el borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

Comentario:

La colocación de refuerzo por cortante en forma de barras o alambres, así como de estribos simples o múltiples permite incrementar la resistencia a cortante por punzonamiento de las losas. Los valores de separación en 6.7.7.6.4 han sido determinados en ensayos exitosos de laboratorio (Hawkins, 1974; Broms, 1990; ACI PRC-421.1R). Para que los estribos funcionen adecuadamente, se ha de cumplir con 14.7.1. Es crítico que el refuerzo por cortante rodee al refuerzo longitudinal de los lechos superior e inferior de la losa (figs. C6.7.7.6.a a .d).

En losas muy delgadas, del orden de 250 mm o menos, es difícil cumplir con los requisitos de 14.7 si el refuerzo por cortante está doblado. En sustitución de barras dobladas, se ha usado refuerzo por cortante consistente en pernos lisos con cabeza que cumplan con 2.4.3. Como alternativa a los ganchos, también se permite el uso de barras verticales ancladas mecánicamente en uno o en los dos extremos mediante una placa o cabeza que satisfagan los requisitos de 14.7.2.5 en las losas con espesores iguales o mayores que 450 mm.

En una conexión en donde el momento por transferir es despreciable, el refuerzo por cortante sería simétrico con respecto del centroide de la sección crítica (fig. C6.7.7.6.e).

En el caso de columnas de borde donde el momento por transferir sea de magnitud importante, es recomendable usar estribos cerrados. En la fig. C6.7.7.6.f se muestra un arreglo característico. En este caso, si bien los esfuerzos por cortante en las caras AD y BC con menores que en la cara AB, el uso de estribos cerrados a partir de las caras AD y BC le dan mayor resistencia a la torsión al borde de la losa.

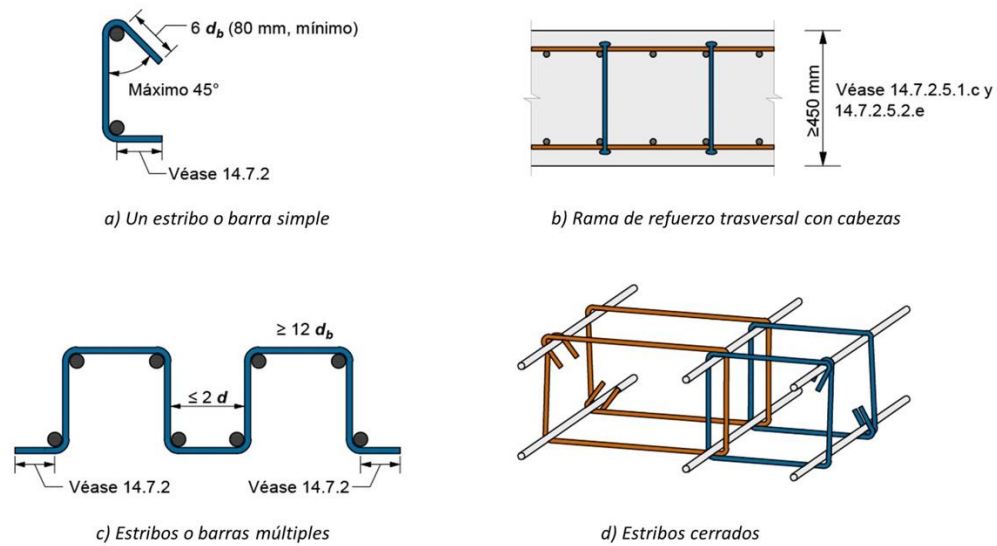


Figura C6.7.7.6.a a C6.7.7.6.d– Grapas y estribos usados en losas como refuerzo por cortante (adaptada de ACI CODE-318-19)

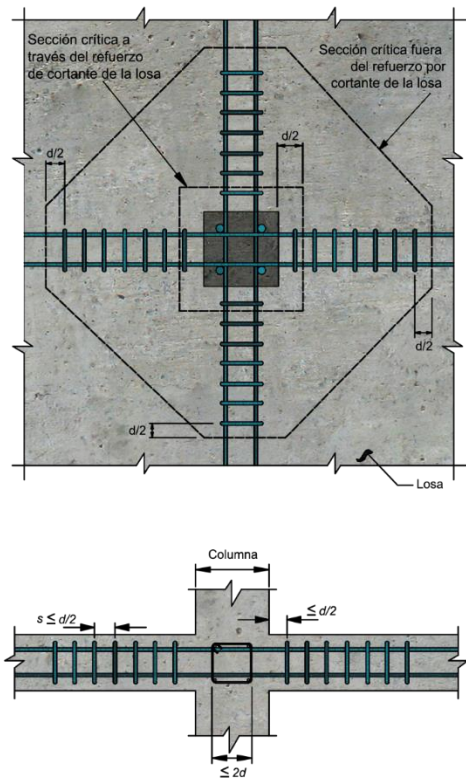


Figura C6.7.7.6.e – Arreglo del refuerzo por cortante en forma de estribos en losas que trabajan en dos direcciones (adaptada de ACI CODE-318-19)

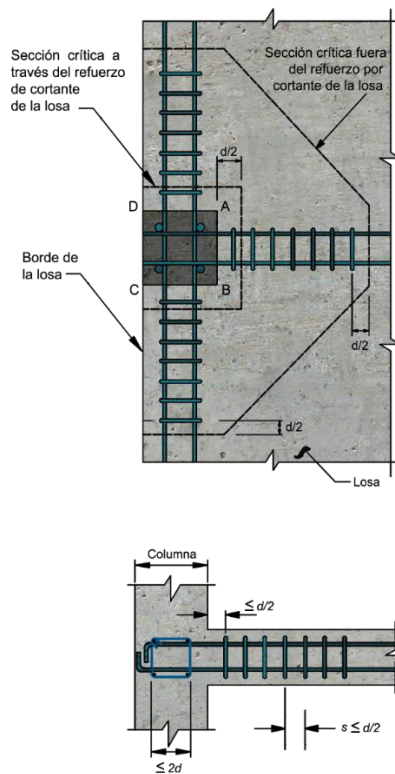


Figura C6.7.7.6.f – Arreglo del refuerzo por cortante en forma de estribos en losas que trabajan en dos direcciones para el caso de columnas de borde (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.7.7.7 Refuerzo de cortante en losas en forma de pernos con cabeza

6.7.7.7.1 Se permitirá reforzar las losas con pernos con cabeza si se colocan perpendiculares al plano de la losa.

6.7.7.7.1.1 La altura total del ensamblaje de pernos con cabeza debe ser al menos igual al espesor de la losa menos la suma de a) a c):

- a) Recubrimiento de concreto del lecho superior del refuerzo por flexión
- b) Recubrimiento del riel base de los pernos
- c) La mitad del diámetro de la barra de refuerzo por flexión a tensión.

6.7.7.7.1.2 La localización y separación de los pernos con cabeza deberá satisfacer la tabla 6.7.7.7.1.2.

Tabla 6.7.7.7.1.2—Localización y límites de separación de pernos con cabeza

Dirección de la medición	Descripción de la medida	Condición		Distancia máxima o separación
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia desde cara de la columna a la primera línea perimetral de pernos con cabeza	Todas		$d/2$
	Separación constante entre las líneas perimetrales de los pernos con cabeza	Losa sin presfuerzo	$v_u \leq 0.5F_R\sqrt{f'_c}$ $(v_u \leq 1.6F_R\sqrt{f'_c})$	$3d/4$
		Losa sin presfuerzo	$v_u > 0.5F_R\sqrt{f'_c}$ $(v_u > 1.6F_R\sqrt{f'_c})$	$d/2$
		Losas presforzadas que cumplen con 5.6.2.1.2		$3d/4$
Paralela a la cara de la columna	Separación entre pernos con cabeza adyacentes en la línea perimetral más cercana a la cara de la columna	Todas		$2d$

Comentario:

En esta Norma se incluye la posibilidad de usar pernos con cabeza como refuerzo por cortante en losas planas. Su uso requiere especificar el diámetro del perno o fuste, la separación entre los pernos y la altura de los arreglos riel-perno para la aplicación en estudio. Su efectividad se basa en que estén mecánicamente anclados lo más cercanamente posible a las caras superior e inferior de la losa.

En comparación con una rama de estribo con dobleces en los extremos, un perno con cabeza exhibe menores desplazamientos relativos y, por tanto, resulta en anchos de grietas de menor espesor. Ello se traduce en límites más amplios sobre la resistencia a cortante y la separación entre líneas perimetrales del refuerzo con pernos con cabeza. En la fig. C6.7.7.7 se muestran arreglos característicos de refuerzo a base de pernos con cabeza. La sección crítica más allá del refuerzo por cortante tiene una forma poligonal. Ecuaciones para calcular los esfuerzos por cortante en esas secciones se pueden consultar en ACI PRC-421.1R.

La separación libre entre las cabezas de los pernos ha de ser suficiente para permitir la colocación del refuerzo por flexión.

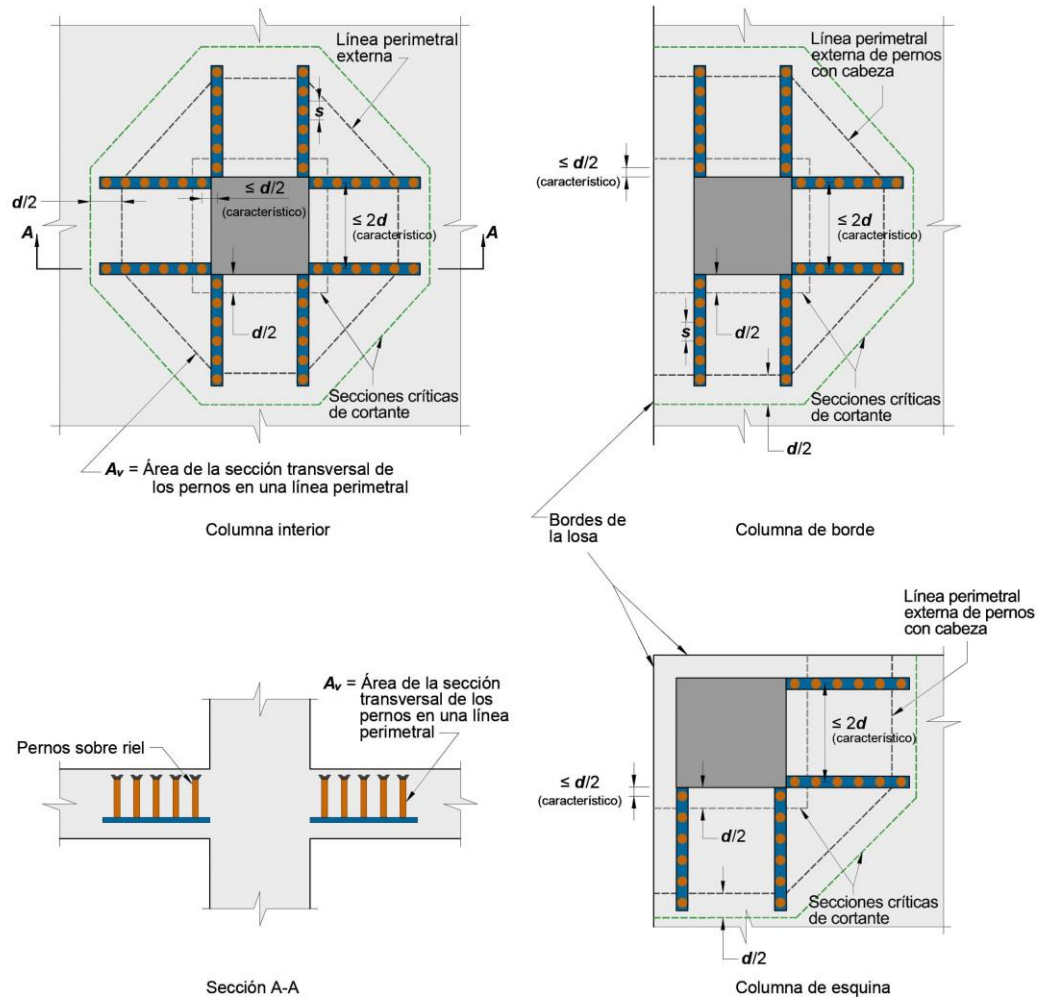


Figura C6.7.7.7 Arreglos característicos de refuerzo a base de pernos con cabeza y secciones críticas (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.7.8 Losas encasetonadas en dos direcciones sin presfuerzo

6.7.8.1 Requisitos generales

6.7.8.1.1 Las losas encasetonadas en dos direcciones sin presfuerzo consisten en una combinación monolítica de nervaduras o viguetas con una separación regular y una losa en la parte superior diseñada para actuar en dos direcciones ortogonales.

6.7.8.1.2 El espesor de las nervaduras o viguetas no deberá ser menor que 100 mm en cualquier punto de su peralte.

6.7.8.1.3 El peralte total de las nervaduras o viguetas no deberá ser mayor que 3.5 veces el espesor mínimo.

6.7.8.1.4 La separación libre entre nervaduras o viguetas no debe ser mayor que 800 mm ni que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación entre nervaduras.

6.7.8.1.5 Se permitirá tomar a V_{cR} igual a 1.1 veces el valor calculado en 5.5.

6.7.8.1.6 Se deberá revisar la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras o viguetas. Como mínimo se considerará una carga concentrada de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100 x 100 mm actuando en la posición más desfavorable. En estacionamientos, rampas y losas con tránsito vehicular, esta carga será al menos de 15 kN (1 500 kg).

6.7.8.1.7 Por integridad estructural, al menos una barra inferior en cada nervadura o vigueta deberá ser continua y se deberá anclar para desarrollar $1.25f_y$ en el paño del apoyo.

6.7.8.1.8 El área de refuerzo perpendicular a las nervaduras deberá cumplir con los requerimientos de resistencia a momento de la losa, considerando cargas concentradas, y deberá tener al menos el área de refuerzo por contracción y temperatura establecido en 13.8.

6.7.8.1.9 Una losa encasetonada que no cumpla con las limitaciones de 6.7.8.1.1 hasta 6.7.8.1.4 se deberá diseñar como losa apoyada en vigas.

Comentario:

El límite máximo en la separación entre nervaduras o viguetas se requiere ya que se permiten en mayores resistencias a cortante y menores recubrimientos de concreto en estos elementos. Este incremento se basa en un comportamiento observado satisfactorio y el potencial de redistribución de sobrecarga a nervaduras o viguetas adyacentes.

En esta versión de la Norma se incrementó el valor de la carga concentrada en estacionamientos, rampas y losas con tránsito vehicular para tomar en cuenta posibles reducciones de espesor efectivo durante el proceso de acabado y pulido de losas coladas en sitio, así como la descarga puntual del peso de vehículos cuando una llanta situada entre nervaduras o viguetas. Este valor de carga concentrada es consistente con los requerimientos de la NTC-Criterios para estacionamientos de automóviles. Se recomienda adecuar el valor en el caso de que los vehículos sean autobuses o camiones.

6.7.8.2 Losas encasetonadas con rellenos estructurales

6.7.8.2.1 Si se utilizan rellenos permanentes de arcilla recocida o concreto que tengan una resistencia a la compresión de la pieza por lo menos igual al f_c' de las nervaduras o viguetas, se deberá aplicar 6.7.8.2.1.1 y 6.7.8.2.1.2.

6.7.8.2.1.1 El espesor de la losa deberá ser al menos el mayor de 1/15 de la distancia libre entre las nervaduras o viguetas y 40 mm.

6.7.8.2.1.2 Para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante y momento negativo, se permitirá incluir las paredes verticales de las piezas de relleno en contacto con las nervaduras. No se deberá incluir ninguna otra parte de las piezas de relleno en los cálculos.

6.7.8.3 Losas encasetonadas con otros rellenos

6.7.8.3.1 Si los rellenos no cumplen con 6.7.8.2.1 o se utilizan cimbras recuperables, el espesor de la losa deberá ser al menos el mayor de 1/13 de la distancia libre entre las nervaduras y 50 mm.

Comentario:

Los espesores mínimos de esta sección no garantizan la condición de diafragma rígido definido en 2.7 de la NTC-Sismo, por lo que, para losas encasetonadas de estructuras sujetas a carga lateral, el espesor del firme o losa debería cumplir además con lo señalado en 6.8 de esta Norma. Adicionalmente, el espesor mínimo de la losa puede ser controlado por espesores y recubrimientos para protección al fuego de conformidad con 4.15 de esta Norma.

6.8 Diafragmas en estructuras de ductilidad baja

6.8.1 Alcance

6.8.1.1 Esta sección se deberá aplicar en el diseño de diafragmas no presforzados y presforzados, entre los cuales estén los señalados en a) a d):

- a) Diafragmas que sean losas coladas en sitio
- b) Diafragmas que comprenden un firme de compresión colado sobre elementos prefabricados
- c) Diafragmas que incluyen elementos prefabricados con franjas en los extremos compuestos por un firme de compresión colado en sitio o vigas de borde
- d) Diafragmas hechos a base de elementos prefabricados interconectados sin firme de compresión.

Comentario:

Los diafragmas son elementos horizontales, o casi horizontales, cuya función es distribuir las cargas laterales entre los elementos verticales resistentes a cargas laterales. También sirven para conectar los elementos estructurales en un arreglo tridimensional, así como para restringirlos lateralmente. Los sistemas de piso y techo usualmente trabajan como diafragmas. Los diafragmas pueden incluir cuerdas y colectores.

Ante cargas laterales, los diafragmas están sujetos a momentos y fuerzas cortantes en su plano. Cuando los elementos verticales no están conectados a lo largo de la longitud o peralte del diafragma es posible que se requiera suministrar colectores que transfieran las fuerzas cortantes al elemento vertical.

6.8.2 Requisitos generales

6.8.2.1 En el diseño de diafragmas se deberán considerar las fuerzas a) a e) siguientes:

- a) Fuerzas en el plano del diafragma debido a cargas laterales
- b) Fuerzas de transferencia en el diafragma
- c) Fuerzas en las conexiones entre el diafragma y los elementos verticales, estructurales o no estructurales
- d) Fuerzas resultantes de contraventeos o elementos inclinados
- e) Fuerzas fuera del plano del diafragma debido a cargas gravitacionales o de otro tipo que actúan sobre su superficie.

6.8.2.2 Se deberán considerar los efectos de las aberturas o huecos en el diseño.

Comentario:

Las fuerzas laterales que actúan sobre un edificio incluyen combinaciones de acciones por sismo, viento, presiones de fluidos y/o empujes del terreno.

Las fuerzas por transferir en el diafragma se deben a cambios en las propiedades de los elementos verticales en la altura. Un ejemplo es el cambio de dimensiones de muros de concreto al conectarse con un muro de cimentación más largo.

Las fuerzas en conexiones se pueden deber a fuerzas desarrolladas por el viento o el sismo en las conexiones de fachadas u otros elementos no estructurales. Estas fuerzas se transferirán al diafragma mediante las conexiones.

En el caso de fuerzas resultante de contraventeos, es conveniente tomar en cuenta las fuerzas que no se equilibren localmente de modo que deban ser transferidas a través del diafragma.

Cuando existan fuerzas fuera del plano, debido a empuje vertical del viento o aceleraciones verticales, por ejemplo, es necesario considerarlas en el diseño del diafragma.

6.8.3 Límites de diseño

6.8.3.1 Espesor mínimo del diafragma

6.8.3.1.1 El espesor estará determinado por la estabilidad, rigidez y resistencia requeridas ante cargas de diseño. El espesor de los diafragmas de piso y techo será al menos el requerido para los elementos que formen los sistemas de piso y techo en esta Norma.

6.8.3.1.2 El espesor del firme no será menor que 60 mm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más. En ningún caso será menor que 50 mm.

Comentario:

Además del dimensionamiento para cargas gravitacionales, los diafragmas se diseñan para transmitir en su plano las fuerzas laterales de la estructura hacia los elementos verticales del SERCGFL, según se detalla en 2.7 de la NTC-Sismo, por lo que los espesores mínimos para diafragmas son mayores que para losas no sujetas a carga lateral.

6.8.4 Resistencia requerida

6.8.4.1 Requisitos generales

6.8.4.1.1 La resistencia requerida se calculará de acuerdo con 6.2.2.

6.8.4.1.2 La resistencia requerida de diafragmas que sean parte de sistemas de piso o techo deberán incluir los efectos simultáneos de cargas fuera del plano con otros tipos de cargas aplicables.

6.8.4.2 Modelación y análisis de diafragmas

6.8.4.2.1 La modelación y procedimientos de análisis deberán satisfacer los requisitos de 3.6.

6.8.4.2.2 La determinación de los momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales de diseño en el plano del diafragma deberán satisfacer el equilibrio y ser consistentes con las condiciones de borde. Se permitirá calcular las acciones de diseño mediante a) a e):

- a) Modelo de diafragma rígido, si el diafragma se puede idealizar como rígido en su plano
- b) Modelo de diafragma flexible, si el diafragma se puede considerar como flexible en su plano
- c) Un análisis de envolventes en el cual los valores de diseño corresponderán con los valores de las envolventes suponiendo rigideces en el plano del diafragma con magnitudes en los límites superior e inferior como resultado de dos o más análisis
- d) Modelo de elementos finitos que considere la flexibilidad del diafragma
- e) Modelo de puntales y tensores según el Capítulo 10.

6.8.4.2.3 Para revisar los estados límites de servicio, se deberán considerar las rigideces del diafragma a flexión y cortante, así como los efectos de flujo plástico, contracción y gradientes térmicos.

Comentario:

Las combinaciones de carga incluyen la actuación simultánea de cargas en el plano y fuera del plano del diafragma. Por ejemplo, en el caso de una viga que funciona como colector, la viga se diseñaría ante las fuerzas axiales trabajando como colector y para resistir el momento y fuerzas cortantes debidos a cargas de gravedad.

Normalmente los diafragmas se diseñan para permanecer elásticos, de ahí que las hipótesis del análisis elástico lineal sean aplicables.

El modelo de rigidez del diafragma ha de ser consistente con las características del edificio. El modelo por seleccionar depende de la rigidez relativa del diafragma y de los elementos verticales. Un ejemplo de un modelo flexible lo constituye un diafragma a base de elementos prefabricados, con o sin firme de compresión, apoyados en muros de concreto. Cuando los valores de las rigideces del diafragma y los elementos verticales sean parecidos, donde existan fuerzas elevadas de transferencia, o donde los edificios cuenten con rampas, se recomienda adoptar un modelo más detallado.

Las losas de concreto, sin aberturas entrantes u otras irregularidades, construidas usando esta Norma se pueden suponer como diafragmas rígidos, con excepción de aquéllas con grandes claros.

Un diafragma rígido o semirrígido en su plano se puede modelar como una viga rígida apoyada con resortes representativos de las rigideces laterales de los elementos verticales. De este modo se puede obtener la distribución de fuerzas internas en el diafragma. En este análisis se incluyen los efectos de fuerzas excéntricas que puedan causar torsiones en el edificio.

En el caso de diafragmas flexibles es aceptable realizar un análisis de envolventes, en el cual el diafragma se analiza como un elemento rígido apoyado en miembros flexibles y como un elemento flexible apoyado en miembros rígidos.

El método de elementos finitos es útil para analizar diafragmas de cualquier tipo, pero en especial aquéllas que son irregulares o con fuerzas de transferencia de magnitudes elevadas. En caso de que se anticipe agrietamiento del concreto, es necesario ajustar la rigidez. En el modelo es necesario incluir las rigideces de juntas y conexiones en diafragmas a base de elementos prefabricados.

Si se emplea el modelo de puntales y tensores en edificios, es necesario que el modelo incluya los efectos que ocurren bajo las combinaciones de carga de diseño.

6.8.5 Resistencias de diseño

6.8.5.1 Requisitos generales

6.8.5.1.1 Las resistencias de diseño se obtendrán de acuerdo con a), b), c) o d):

- a) En un diafragma modelado como una viga cuyo peralte sea igual al peralte del diafragma, en el cual se suponga que el momento es resistido por acero de refuerzo concentrado en los extremos del diafragma, la resistencia de diseño se calculará conforme a 6.8.5.2 a 6.8.5.4

- b) Si se modela el diafragma, o un segmento de él, mediante el método de puntales y tensores, las resistencias de diseño serán de acuerdo con 10.3
- c) En caso de modelar el diafragma con elementos finitos, las resistencias de diseño serán calculadas con el Capítulo 5. En este modelo, se considerará la distribución no uniforme del cortante en el diseño a fuerza cortante. Si se suministran colectores para transferir las fuerzas cortantes en el diafragma a los elementos verticales del SERCGFL, se deberán diseñar de acuerdo con 6.8.5.4
- d) Si se emplean otros métodos de análisis, éstos deberán satisfacer el equilibrio y proporcionar resistencias de diseño al menos iguales a las requeridas para cada elemento involucrado en la transmisión de fuerzas.

6.8.5.1.2 Se aceptará considerar las fuerzas de precompresión debidas al acero presforzado para resistir fuerzas en el diafragma.

6.8.5.1.3 Si se colocan torones adheridos y no presforzados en el diafragma para resistir fuerzas en los conectores, las fuerzas cortantes o fuerzas de tensión debidas al momento en el plano del diafragma, el valor del esfuerzo de diseño en el acero no excederá el menor de 420 MPa (4 200 kg/cm²) y el esfuerzo especificado de fluencia.

Comentario:

Las acciones de diseño de un diafragma son comúnmente momento en el plano sin o con fuerza axial, fuerza cortante en el plano y fuerzas axiales de compresión y tensión en colectores, puntales y tensores. Es frecuente que obren acciones fuera del plano, para las cuales se requiere diseñar también.

En el diseño de colectores a compresión el factor de resistencia es el que corresponde a elementos controlados a compresión.

En caso de sistemas de piso pretensados, debido a la diferencia de magnitud de factores de carga ante cargas gravitacionales y ante cargas accidentales, parte del presfuerzo efectivo está disponible para resistir cargas gravitacionales y el resto para resistir el momento en el plano. En caso necesario, se tendrá que añadir acero de refuerzo.

De acuerdo con 6.8.5.1.3, el límite en el esfuerzo de fluencia supuesto para diseño se estableció para controlar el ancho de grieta y la abertura de las juntas.

6.8.5.2 Fuerza axial y momento

6.8.5.2.1 Se aceptará diseñar el diafragma para que resista fuerza axial y momento en su plano de acuerdo con 5.2.2 y 5.3.

6.8.5.2.2 Se permitirá resistir la fuerza de tensión debido al momento mediante las opciones a), b), c) o d) o sus combinaciones:

- a) Barras corrugadas que cumplan con 2.4.2
- b) Torones o barras de presfuerzo, pretensadas o no, que satisfagan 13.3.1.1
- c) Conectores mecánicos que unen elementos prefabricados
- d) Fuerza de precompresión debida al presfuerzo.

6.8.5.2.3 El acero no presforzado y los conectores mecánicos, suministrados para resistir la tensión debida a momento, se colocarán en una franja igual a $h/4$ medida desde extremo a tensión del diafragma, donde h es el peralte del diafragma medido en su plano en esta ubicación. Donde el peralte del diafragma cambie a lo largo del claro se anclará el acero de refuerzo en los segmentos del diafragma que no están dentro de la franja de ancho igual a $h/4$.

6.8.5.2.4 Los conectores mecánicos que unen elementos prefabricados se diseñarán para resistir la tensión generada por la abertura de la junta.

Comentario:

En la fig. C6.8.5.2.3 se presentan las ubicaciones permitidas del acero no presforzado a tensión que resista el momento y la fuerza axial. Se muestra el cambio de peralte del diafragma a lo largo del claro, así como la necesidad de anclar el refuerzo longitudinal colocado en la franja $h/4$. También es posible usar el método de puntales y tensores o análisis elásticos de esfuerzos planos para calcular las extensiones del refuerzo y otros tipos de requisitos de refuerzo para dotar de continuidad a través del cambio de peralte.

La concentración de refuerzo longitudinal en una franja de ancho igual a $h/4$ en el borde del diafragma resulta, además, en una distribución más uniforme del flujo de cortante a través del peralte del diafragma.

En el caso de conectores o puntales adyacentes a barras o aberturas, es recomendable detallar el refuerzo transversal de manera similar a columnas.

En el diseño de conectores de acuerdo con 6.10.5.2.4, es recomendable suponer una abertura de la junta entre elementos prefabricados, sin firme de compresión, del orden de 3 mm o menos. Si ante sismo se anticipan mayores aberturas, los conectores mecánicos deberían mantener su resistencia ante esa abertura.

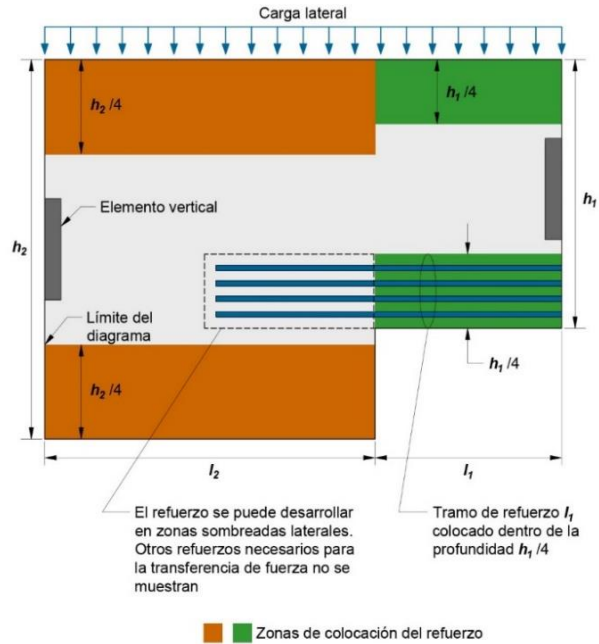


Figura C6.8.5.2.3 -Ubicaciones de acero de refuerzo (no presforzado) para resistir la tensión debido al momento y a la fuerza axial (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.8.5.3 Fuerza cortante

6.8.5.3.1 Para calcular la resistencia de diseño, el factor de resistencia F_R será el indicado en la tabla 3.8.2.1.

6.8.5.3.2 La resistencia de diseño a fuerza cortante de un diafragma colado en sitio se calculará de acuerdo con la ec. 6.8.5.3.2:

$$\begin{aligned} V_R &= F_R A_{cv} (0.17\lambda\sqrt{f'_c} + p_t f_y) \\ \left(V_R &= F_R A_{cv} (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + p_t f_y) \right) \end{aligned} \quad (6.8.5.3.2)$$

donde A_{cv} es el área de concreto delimitada por el espesor del alma y por el peralte de diafragma, habiéndole descontado las áreas huecas y/o aberturas. El valor de $\sqrt{f'_c}$ no deberá exceder 8 MPa (80 kg/cm²). La cuantía p_t es el acero de refuerzo distribuido en dirección paralela a la de la fuerza cortante en el plano del diafragma.

6.8.5.3.3 Para un diafragma colado en sitio totalmente, las dimensiones de la sección transversal serán seleccionadas tal que se satisfaga la ec. 6.8.5.3.3:

$$\begin{aligned} V_u &\leq 0.66 F_R A_{cv} \sqrt{f'_c} \\ \left(V_u &\leq 2.1 F_R A_{cv} \sqrt{f'_c} \right) \end{aligned} \quad (6.8.5.3.3)$$

donde el valor de $\sqrt{f'_c}$ por usarse en el cálculo de V_u no deberá exceder 8 MPa (80 kg/cm²).

6.8.5.3.4 En diafragmas que comprenden firmes de compresión colados en sitio sobre elementos prefabricados se deberá cumplir con a) y b):

- a) V_R se calculará con la ec. 6.8.5.3.2. A_{cv} se calculará usando el espesor del firme de compresión en caso de diafragmas con firmes no compuestos, o la combinación del espesor del firme y del peralte de los elementos prefabricados en diafragmas con firmes trabajando como sección compuesta. En diafragmas trabajando como sección compuesta, f'_c en ec. 6.8.5.3.2 no excederá el mínimo valor de f'_c en los elementos prefabricados y en el firme
- b) V_R no será mayor que la resistencia a cortante por fricción calculada según 5.7, considerando el espesor del firme arriba de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas compuestos o no compuestos, así como el refuerzo que cruce las juntas entre elementos prefabricados.

6.8.5.3.5 En diafragmas hechos a base de elementos prefabricados sin firme de compresión y en diafragmas que son elementos prefabricados con franjas de borde construidas mediante un firme de compresión colado en sitio o vigas de borde, se permitirá diseñar por fuerza cortante de acuerdo con a), b) o ambas:

- a) La resistencia nominal de juntas con mortero fluido no deberá exceder 0.6 MPa (6 kg/cm²). Se colocará refuerzo diseñado para resistir la fuerza cortante mediante cortante por fricción de acuerdo con 5.7. El acero de refuerzo por cortante por fricción será adicional al requerido para resistir momento y la fuerza axial
- b) Los conectores mecánicos localizados en el plano de la junta entre elementos prefabricados deberán diseñarse para resistir la fuerza cortante de diseño ante la abertura estimada de la junta.

6.8.5.3.6 Se deberá cumplir con a) o b) en todo diafragma en donde la fuerza cortante sea transferida del diafragma a un colector, o bien desde el diafragma o un colector a un elemento vertical del SERCGFL.

- a) Donde la fuerza cortante sea transferida a través del concreto, se deberán satisfacer los requisitos de cortante por fricción de 5.7
- b) Donde la fuerza cortante sea transferida mediante conectores o anclas, se deberán considerar los efectos que produzca el levantamiento y rotación del elemento vertical parte del SERCGFL.

Comentario:

En el diseño por fuerza cortante de diafragmas se supone que el flujo de cortante es uniforme en el peralte del diafragma. Si se usan métodos de análisis basados en puntales y tensores o elementos finitos, es conveniente considerar las variaciones locales del flujo de cortante.

El peralte de diafragmas compuestos por firmes de compresión sobre elementos prefabricados es sólo el espesor del firme si este no forma una sección compuesta con los elementos prefabricados (véase 6.8.3.4a).

Los firmes tienden a desarrollar grietas sobre y a lo largo de juntas entre elementos prefabricados. Es por ello que en 6.8.5.3.4 se limita la resistencia a cortante a la fuerza resistente por cortante por fricción del firme arriba de la junta.

En estructuras de ductilidad baja se acepta que los diafragmas no posean un firme de compresión. En estos casos, el cortante se resiste mediante cortante por fricción en juntas con mortero o mediante conectores mecánicos. Para este último caso, se espera que la junta se abra y que los conectores tengan la capacidad de mantener la resistencia de diseño al abrirse la junta (véase 6.8.5.3.5b).

Los diafragmas se diseñan, además de resistir al cortante en su plano, para transferirlo a colectores y a los elementos verticales del SERCGFL. Es usual que el acero de refuerzo suministrado en el diafragma sea suficiente para transferir las fuerzas a los colectores mediante cortante por fricción hacia los elementos verticales del SERCGFL ya sea del diafragma o de colectores. Sin embargo, se puede requerir refuerzo adicional que trabaje a cortante por fricción para transferir las fuerzas cortantes del diafragma o del colector a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales. En la fig. C6.8.5.3.6 se muestra un ejemplo del detalle de anclas colocadas entre un diafragma colado en sitio y un muro de concreto; por claridad, en la figura no se muestra el refuerzo por flexión del diafragma.

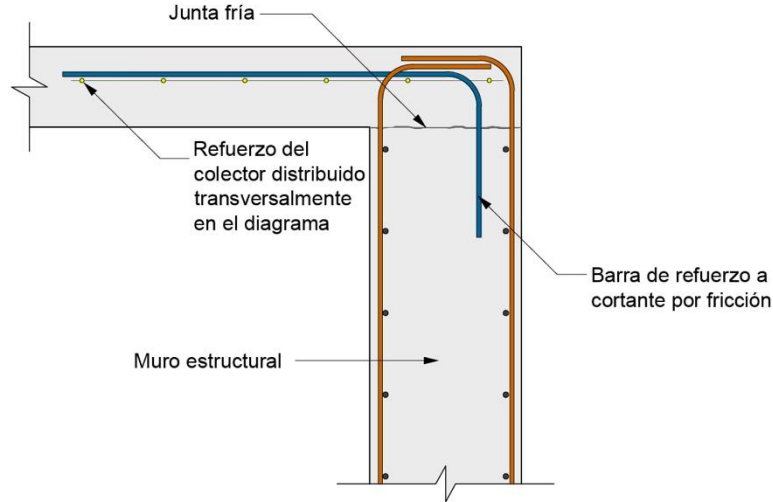


Figura C6.8.5.3.6 - Detalle tipo de anclas para transferir fuerza cortante del diafragma al muro de concreto mediante cortante por fricción (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.8.5.4 Colectores

6.8.5.4.1 Se deberán suministrar colectores entre los elementos verticales del SERCGFL y parte o todo el peralte del diafragma capaces de transferir la fuerza cortante de diseño del diafragma al elemento vertical. Donde la transferencia de fuerzas de diseño del colector no se requiera, se aceptará interrumpir los colectores a lo largo de los elementos verticales del SERCGFL.

6.8.5.4.2 Los colectores se deberán diseñar para trabajar como elementos a tensión, a compresión o ambos, según 5.3.

6.8.5.4.3 El refuerzo longitudinal de los colectores deberá extenderse a lo largo del elemento vertical al menos el mayor de a) o b):

- Una distancia igual a la longitud de desarrollo del refuerzo en tensión
- La longitud necesaria para transferir las fuerzas de diseño al elemento vertical mediante cortante por fricción de acuerdo con 5.7, conectores mecánicos o mediante otros mecanismos de transferencia.

6.8.5.4.4 Los colectores sujetos a esfuerzos de compresión mayores que $0.2f_c'$ contarán en su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en 6.4.4.4. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c'$. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

Comentario:

Con objeto de reducir esfuerzos nominales y el congestionamiento del acero de refuerzo, es común que el ancho de los colectores de cada lado del elemento vertical no sea mayor que la mitad de la longitud de contacto entre el colector y el elemento vertical.

Es necesario suministrar colectores cuando la longitud de los elementos verticales sea menor que el peralte del diafragma. En la fig. C6.8.5.4.a se muestra el armado de un colector y el refuerzo por cortante por fricción para transferir la fuerza del colector al muro. En la figura se muestra la distribución de fuerzas del colector, a tensión y a compresión.

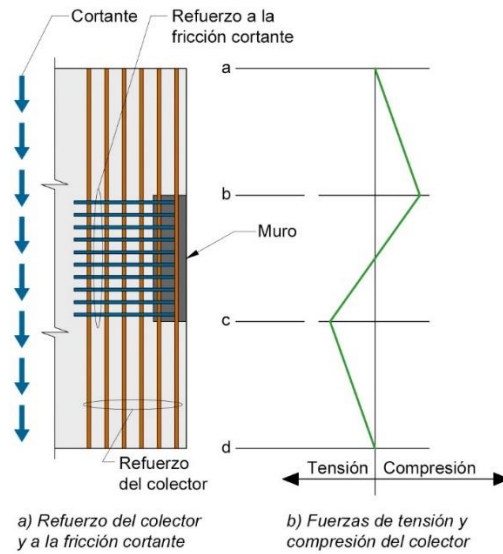


Figura C6.8.5.4.a-Colector a lo largo de todo el peralte del diafragma y refuerzo por cortante-fricción para transferir fuerzas del colector a un muro (adaptada de ACI CODE-318-19)

En estructuras de ductilidad baja no se requiere que los colectores se detallen como columnas, a menos que resistan fuerzas de compresión altas en comparación con su resistencia a fuerza axial o que sean diseñadas como puntales adyacentes a aberturas o bordes.

Con objeto de lograr un comportamiento adecuado del diafragma, el refuerzo del colector se detalla tal que pueda desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia. Es común que parte del acero de refuerzo del colector se extienda a lo largo del elemento vertical de modo de que las fuerzas del colector se transfieran de manera uniforme mediante cortante por fricción. En la fig. C6.8.5.4.b se muestra el refuerzo de un colector extendido para transferir fuerzas a tres columnas.

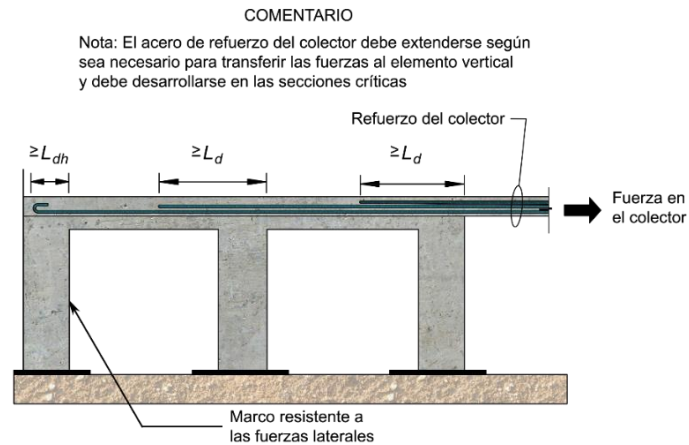


Figura C6.8.5.4.b - Esquema de la transferencia de fuerzas del diafragma a tres columnas (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.8.6 Límites del refuerzo

6.8.6.1 Los diafragmas deberán satisfacer los límites de refuerzo de losas trabajando en una dirección (6.6) o en dos direcciones (6.7), según corresponda, con excepción de losas sobre terreno.

6.8.6.2 Los diafragmas hechos a base de un firme de concreto colado en sitio sobre elementos prefabricados deberán ser reforzados de acuerdo con 13.8.2 en cada dirección.

6.8.6.3 El refuerzo diseñado para resistir las fuerzas de diafragma en el plano será en adición al acero diseñado para resistir otras acciones. Como excepción, el refuerzo diseñado por cambios volumétricos se puede considerar que contribuye a resistir las fuerzas en el plano del diafragma.

6.8.6.4 El refuerzo mínimo por fuerza cortante no será menor que 0.0025. Si se utiliza malla soldada de alambre para resistir la fuerza cortante en firmes sobre elementos prefabricados, la separación de los alambres paralelos al claro de los elementos prefabricados no excederá 250 mm.

Comentario:

El acero de refuerzo por contracción y temperatura se suministra para controlar el agrietamiento del concreto y para amarrar la estructura. Este refuerzo se coloca entre las dos caras del elemento y ha de traslaparse como de indica en 14.5.2. En caso de losas gruesas, se provee el acero de refuerzo por contracción y temperatura en las dos caras del miembro. En el Proyecto Ejecutivo (memorias y planos) se indica la clase de traslape por usar según 14.5.2. En losas gruesas se recomienda considerar traslapes sin contacto.

Para mayor información sobre refuerzo mínimo de diafragmas hechos de un firme de concreto colado en sitio sobre elementos prefabricados se recomienda consultar la referencia del Steel Deck Institute (Standard for Steel Deck).

6.8.7 Detallado del refuerzo

6.8.7.1 El espesor del recubrimiento de concreto, las longitudes de desarrollo de las barras de refuerzo, las longitudes de traslapes y el detallado de barras que formen paquetes deberán cumplir con lo requerido en los Capítulos 4 y 14.

6.8.7.2 La separación mínima entre barras de refuerzo s será la requerida en 14.2.

6.8.7.3 La separación máxima de las barras corrugadas de refuerzo será la menor de cinco veces el espesor del diafragma y 450 mm.

6.8.7.4 Refuerzo del diafragma y de colectores

6.8.7.4.1 Los diafragmas deberán satisfacer los requisitos de detallado de refuerzo de losas trabajando en una dirección (6.6) o en dos direcciones (6.7), según corresponda, con excepción de losas sobre terreno.

6.8.7.4.2 Se deberá detallar el refuerzo longitudinal que resista fuerzas de tensión o compresión de modo que pueda desarrollarse a cada lado de toda sección del diafragma o colector.

6.8.7.4.3 El acero de refuerzo que se suministre para resistir fuerzas de tensión deberá extenderse al menos L_d más allá del punto donde ya no se requiera para resistir la tensión, con excepción de los bordes del diafragma y de las juntas de expansión.

Comentario:

Las secciones críticas para detallar el refuerzo por desarrollo son los puntos de máximo esfuerzo, los puntos donde el acero adyacente terminado ya no se requiere para resistir fuerzas de diseño, los puntos de discontinuidad del diafragma.

El requisito de 6.8.7.4.3 pide que el refuerzo a tensión se extienda L_d más allá de los puntos donde ya no se necesite para resistir la fuerza de tensión. Este requisito es distinto del especificado para vigas, el cual establece que el refuerzo se extienda el mayor de d y $12d_b$ para evitar fallas por anclaje o cortante en caso de que la ubicación de las fuerzas de tensión sea diferente de la calculada. Las fallas observadas en vigas debido a esto no se han registrado en diafragmas.

6.9 Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad baja

6.9.1 Alcance

6.9.1.1 Esta sección deberá aplicarse a uniones en estructuras de ductilidad baja, incluyendo:

- a) Diseño y detallado de uniones viga-columna coladas en sitio

b) Diseño y detallado de uniones losa-columna coladas en sitio.

6.9.1.2 La transferencia de fuerza axial a través del sistema de piso deberá cumplir con 6.9.8.

Comentario:

Una unión es la porción de una estructura que es común a miembros que se intersecan, mientras que una conexión comprende a la unión y porciones de los elementos que se unen. Esta sección se enfoca en requisitos de uniones viga-columna y losa-columna para estructuras de ductilidad baja.

6.9.1 Requisitos generales

6.9.2.1 El cortante resultante de la transmisión del momento deberá considerarse en el diseño de las uniones viga-columna y losa-columna.

6.9.2.2 En uniones viga-columna de esquina, se deberán considerar los efectos de momentos de cierre y apertura dentro del nudo.

Comentario:

El criterio de diseño de uniones viga-columna se basa en suponer que se desarrolla un puntal de compresión entre las esquinas de la unión. Si la unión está adecuadamente confinada en sus cuatro lados no requiere refuerzo por cortante.

Ensayos de laboratorio de uniones viga-columna ante cargas cíclicas reversibles han indicado que extensiones de vigas y columnas, cuando están adecuadamente dimensionadas y reforzadas con barras longitudinales y transversales, proveen un confinamiento efectivo en la cara de la unión. Por lo general estas extensiones no contribuyen a la demanda de fuerza cortante ya que no soportan cargas aplicadas externamente. También se ha observado que las uniones viga-columna con vigas en los cuatro lados con peraltes aproximadamente iguales exhibieron un comportamiento superior al de uniones en las que no todas las caras estuvieron confinadas por vigas. Este es el caso de uniones exteriores o de fachada, dentro de las que destacan las de exteriores en la esquina por tener dos caras de la unión frecuentemente no confinadas por extensión de vigas.

Las conexiones de esquina ocurren cuando dos elementos no colineales transfieren momento y terminan en una unión; éste es el caso de una conexión exterior a nivel del techo. Este tipo de conexión es especialmente vulnerable a fallar por flexión ya sea por los momentos que cierran o los que abren la conexión, aun cuando la resistencia a flexión en la cara de la unión es suficiente.

La transferencia de flexión entre losa y columnas de borde o de esquina se trata en 6.7.

En esta versión de la Norma las uniones se clasifican según su confinamiento, el cual depende del área que cubre la viga con respecto al área de la cara lateral del nudo. Este criterio permite clasificar a las uniones para estructuras de ductilidad baja, media y alta. En la fig. C6.9.2 se muestra la sección mínima de una viga transversal. En el caso de uniones con columnas circulares, se puede considerar como una sección cuadrada de área equivalente.

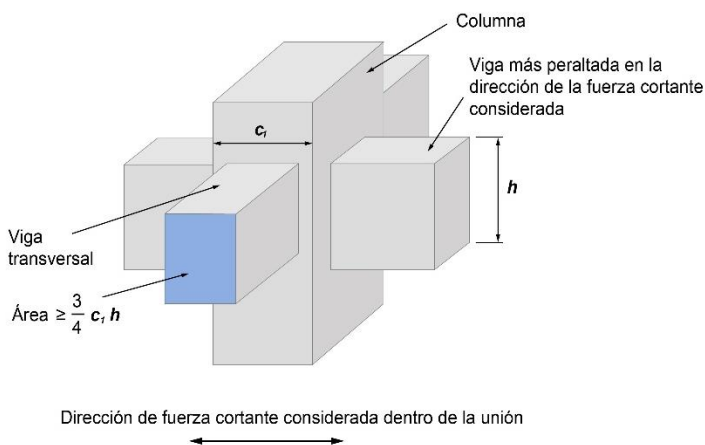


Figura C6.9.2 – Sección mínima de una viga transversal para propósitos de confinamiento de la unión viga-columna (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.9.3 Límites de diseño

6.9.3.1 Si el peralte de una viga que llega a un nudo y genera cortante es mayor que el doble del peralte de la columna, el diseño y el análisis del nudo deberá basarse en el método de puntales y tensores del Capítulo 10 y deberán cumplirse a) y b):

- a) La resistencia de diseño a cortante del nudo obtenida con el Capítulo 10 no deberá ser mayor que V_R calculada con 6.9.5.2
- b) Se deberán cumplir los requisitos de detallado de 6.9.7.

Comentario:

En el caso de uniones en donde el peralte de una de las vigas es significativamente mayor, el puntal diagonal entre las esquinas de la unión deja de ser efectivo.

6.9.4 Resistencia requerida

6.9.4.1 Requisitos generales

6.9.4.1.1 La resistencia requerida se calculará según se establece en 6.2.2.1 y 6.2.2.2.

6.9.4.2 Fuerza cortante factorizada por ser resistida por una unión viga-columna

6.9.4.2.1 La fuerza cortante factorizada V_u en una unión viga-columna deberá calcularse de modo independiente en cada dirección horizontal principal.

6.9.4.2.2 V_u se deberá calcular en un plano horizontal del nudo que produzca el valor máximo de V_u/A_j .

6.9.4.2.3 V_u se calculará utilizando las fuerzas de tensión y compresión debidas a la flexión de la viga y el cortante de la columna que actúen en las caras del nudo debido a la resistencia a momento nominal $M_n = M_u/F_R$, donde $F_R=0.9$.

Comentario:

En esta versión de la Norma se requiere revisar la resistencia cortante de la unión de la viga-columna para la ocurrencia de la resistencia nominal a flexión M_n de las vigas que se conectan en la unión. La consideración de M_n se basa en que se prevé comportamiento no lineal de estructuras de ductilidad baja; por ello se requiere que se calculen las fuerzas cortantes correspondientes a partir de las resistencias nominales en lugar de usar los momentos obtenidos del análisis estructural bajo las combinaciones de carga establecidas en NTC-Criterios.

6.9.5 Resistencia de diseño

6.9.5.1 Para el cálculo de V_R , F_R se tomará de la tabla 3.8.2.1.

6.9.5.2 Resistencia de diseño a cortante de uniones viga-columna V_R

6.9.5.2.1 V_R de una unión viga-columna se calculará de acuerdo con la tabla 6.9.5.2.1.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 6.9.5.2.1 - Resistencia de diseño de una unión viga-columna a fuerza cortante V_R

Columna	Viga en dirección de V_u	Confinamiento debido a vigas transversales de acuerdo con 6.9.5.2.5	V_u , N (kg) ^[1]
Continua o cumple con 6.9.5.2.3	Continua o cumple con 6.9.5.2.4	Confinada	$2.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(6.4F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.7F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(5.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
	Otras	Confinada	$1.7F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(5.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
Otras	Continua o cumple con 6.9.5.2.4	Confinada	$1.7F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(5.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
	Otras	Confinada	$1.3F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.0F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $(3.2F_R\lambda\sqrt{f'_c}A_j)$

^[1] λ será 0.75 para concreto ligero y 1.0 para concreto de peso normal. F_R se tomará de la tabla 3.8.2.1.

6.9.5.2.2 El área transversal efectiva dentro de la unión viga-columna, A_j , deberá calcularse como el producto del peralte y el ancho efectivo del nudo. El peralte del nudo será el peralte de la columna, h , en la dirección considerada de la fuerza cortante del nudo. El ancho efectivo del nudo no deberá exceder el menor de a) a c):

- a) La mitad de la suma del ancho de la viga más el ancho de columna, $(b_v + b_c)/2$
- b) El ancho de la viga más el peralte del nudo, b_v+h
- c) Ancho columna, b_c .

6.9.5.2.3 La extensión de una columna supuesta para proveer continuidad a través de la unión viga-columna en la dirección considerada de la fuerza cortante del nudo, deberá satisfacer a) y b):

- a) La columna se extenderá por encima del nudo al menos una longitud igual al peralte de la columna, h , medida en la dirección de la fuerza cortante del nudo
- b) El refuerzo longitudinal y transversal de la columna por debajo del nudo se continuará a lo largo de la extensión de la columna.

6.9.5.2.4 La extensión de una viga supuesta para proveer continuidad a través de la unión viga-columna en la dirección considerada de la fuerza cortante del nudo, deberá satisfacer a) y b):

- a) La viga se extenderá al menos una longitud igual al peralte de la viga, h , más allá de la cara del nudo
- b) El refuerzo longitudinal y transversal de la viga en el lado contrario del nudo será continuo en toda su extensión.

6.9.5.2.5 Una unión viga-columna deberá considerarse confinada en la dirección de la fuerza cortante si existen dos vigas transversales que satisfacen a), b) y c):

- a) Cada viga transversal cubre un área sobre la cara del nudo de al menos 3/4 del ancho de la columna rectangular con la que la viga se une multiplicado por el peralte de la viga más peraltada en la dirección del cortante del nudo considerado. En caso de columnas circulares, deberá cubrir un ancho de al menos 2/3 del diámetro

- b) Las vigas transversales se extienden al menos una longitud igual que el peralte de la viga h más allá de la cara del nudo
- c) Las vigas transversales contienen al menos dos barras de refuerzo continuas en cada uno de los lechos superior e inferior que satisfacen 6.3.4.1 y estribos hechos con barras del no. 3 que satisfacen 6.3.4.4 y 6.3.7.6.

6.9.5.2.6 Si la intersección de columnas con vigas es excéntrica, se deberán tomar en cuenta las fuerzas cortantes, y los momentos flexionantes y torsionantes causados por la excentricidad en el dimensionamiento y detallado de la unión.

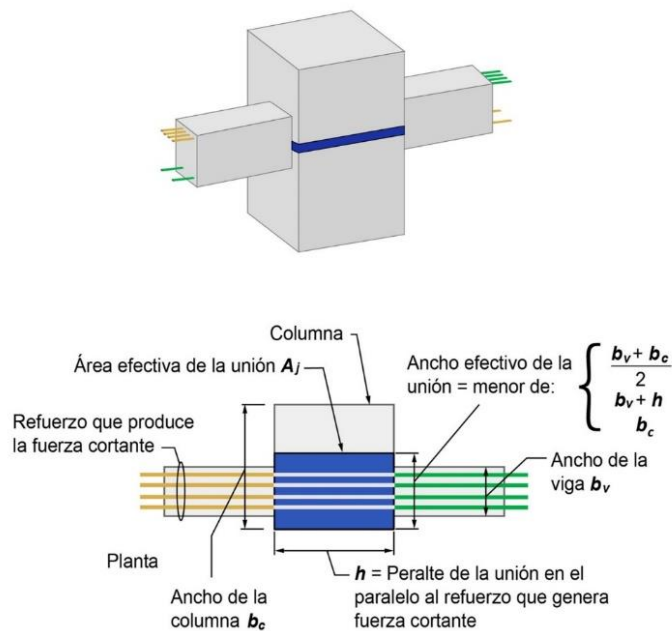
6.9.5.2.7 En nudos con ductos huecos sin lechada, el valor de A_j se deberá reducir por el área de los ductos existentes en cualquier plano horizontal del nudo.

Comentario:

Las fuerzas internas asociadas al refuerzo longitudinal de las vigas, no presforzadas o presforzadas, así como la fuerza axial en vigas, se incluye en el cálculo de V_u . Fuerzas axiales en las vigas ocurren cuando son colectores o cuerdas.

La cantidad V_u/A_j se revisa en varias elevaciones de la unión para obtener el valor máximo. En caso de uniones con ductos huecos sin lechada, el valor máximo ocurre en el plano horizontal a través de los ductos. Este es el caso de ductos usados para alojar a torones forrados por una funda plástica en estructuras postensadas.

El área efectiva de una unión, A_j , se ilustra en la fig. C6.9.5.2. En ningún caso A_j es mayor que el área transversal de la columna. Una columna circular se puede considerar como una columna cuadrada de igual área. El valor de A_j se reduce por la presencia de ductos huecos sin lechada que incluyan tendones no adheridos recubiertos por una funda plástica, colocados para postensado u otros propósitos. Los distintos niveles de resistencia a cortante de la unión en la tabla 6.9.5.2.1 se basan en las recomendaciones de ACI PRC-352R, si bien la definición de A_j es diferente. Los valores de los anchos efectivos de las uniones de esta Norma y de ACI PRC-352R son similares entre sí para las condiciones de diseño más frecuentes.



Nota: El área efectiva de la unión para las fuerzas en cada dirección del marco se debe considerar por separado. Para uniones con ductos sin mortero (no mostrados), el área crítica de la junta A_j puede estar en un plano horizontal a través de dichos ductos.

Figura C6.9.5.2 – Área efectiva de una unión viga-columna (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.9.5.3 Resistencia de diseño a cortante de uniones losa-columna V_R

6.9.5.3.1 Para la transferencia de momento en la unión losa-columna, los requisitos de resistencia y detallado deberán ser aquellos aplicables de acuerdo con 5.6, 6.7 y 6.9.7.3.1.

6.9.6 Límites del refuerzo

6.9.6.1 El refuerzo longitudinal de columnas a través de las uniones, incluyendo las anclas, deberán cumplir con 6.4.3.1.1.

6.9.7 Detallado del refuerzo

6.9.7.1 Refuerzo transversal en uniones viga-columna

6.9.7.1.1 Refuerzo transversal horizontal en uniones viga-columna

6.9.7.1.1.1 Las uniones viga-columna deberán satisfacer 6.9.7.1.1.2 a 6.9.7.1.1.4 a menos que el nudo se considera confinado por vigas transversales de acuerdo con 6.9.5.2.5 para todas las direcciones consideradas de fuerza cortante.

6.9.7.1.1.2 El refuerzo transversal horizontal del nudo deberá consistir en estribos cerrados o refuerzo helicoidal (zunchos), que cumplan los requerimientos de 14.7.3 para estribos cerrados y 14.7.4 para refuerzo helicoidal.

6.9.7.1.1.3 Se deberán proveer al menos dos capas de refuerzo transversal horizontal dentro del peralte de la viga de menor altura que llega al nudo.

6.9.7.1.1.4 La separación del refuerzo transversal horizontal del nudo s no deberá ser mayor que 200 mm dentro del peralte de la viga de mayor altura que llega al nudo.

6.9.7.1.2 Refuerzo transversal vertical en uniones de rodilla

6.9.7.1.2.1 Donde se requiera de una unión de rodilla para mantener el equilibrio, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical que consista en al menos dos capas y que cumpla a) a e):

- a) El refuerzo transversal vertical deberá cumplir los requisitos de 14.7.2 para estribos abiertos, de 14.7.3 para estribos cerrados, o de 6.9.1.7.2.1.e para barras en forma de letra U invertida
- b) El refuerzo transversal vertical deberá contener al refuerzo longitudinal del lecho superior de la viga
- c) El diámetro del refuerzo transversal vertical no deberá ser menor que el diámetro del refuerzo transversal horizontal que cumpla con 6.9.7.1.1
- d) La separación del refuerzo transversal vertical no excederá 200 mm
- e) Las ramas verticales de barras en forma de letra U invertida deberán ser contenidas por el refuerzo transversal horizontal y deberá desarrollarse a la mitad de la altura de la unión de acuerdo con 14.4.

6.9.7.2 Refuerzo longitudinal en uniones viga-columna

6.9.7.2.1 La longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal terminado en el nudo o dentro de la extensión de una viga o columna, según se define en 6.9.5.2.3.a y 6.9.5.2.4.a, deberá cumplir con 14.4.

6.9.7.2.2 El refuerzo longitudinal que termina en un doblez estándar o cabeza dentro de una unión se deberá extender lo más cerca posible a la cara más alejada del núcleo de la unión.

6.9.7.2.3 El refuerzo longitudinal terminado en el nudo con un doblez estándar (véase 14.3) deberá tener este doblez orientado hacia la mitad del peralte de la viga o de la columna. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será el plano externo del núcleo de la columna.

6.9.7.2.4 Donde se requiera la resistencia de una unión de rodilla para mantener el equilibrio, la última capa de refuerzo a tensión en la viga y la columna será continua a través de la unión a modo de formar barras en forma de letra U que cumplan a), b) y c):

- Las barras en forma de letra U deberán desarrollarse en la cara de la unión de conformidad con 14.4.2
- Las barras en forma de letra U se traslaparán fuera de la unión con refuerzo en la cara opuesta del mismo elemento al menos a lo largo de una distancia igual a d
- Los diámetros de doblado de las barras en forma de letra U deberán satisfacer los requisitos de 14.3.1.

6.9.7.2.5 Como una alternativa a 6.9.7.2.4.a a 6.9.7.2.4.c y en los casos en los que sólo se producen momentos que cierran la unión, el refuerzo longitudinal de las vigas y columnas en la cara interna de la unión deberá ser continuo y deberá satisfacer los diámetros de doblado de 14.3.1.

Comentario:

Las uniones de rodilla son vulnerables a fallas por flexión por momentos de cierre o apertura aún si la resistencia a flexión es suficiente en la cara del nudo. Estas fallas pueden ocurrir bajo momentos menores que la resistencia a flexión de los miembros que se unen.

En uniones de rodilla donde la resistencia es necesaria para mantener el equilibrio, es indispensable colocar refuerzo transversal vertical y horizontal para confinar los puntales que se desarrollan al interior de la unión. Una opción de refuerzo transversal son barras en forma de letra U invertida que encierren el refuerzo superior longitudinal de la viga y estribos horizontales que encierren las ramas de barras U y las barras de columnas (fig. C6.9.7.2.a).

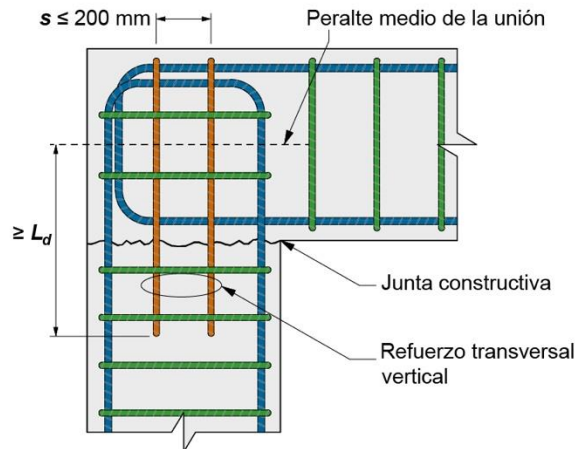


Figura C6.9.7.2.a – Refuerzo transversal horizontal y vertical en uniones de rodilla (adaptada de ACI CODE-318-19)

En uniones de rodilla, los lechos más extremos de las vigas no se permiten terminar dentro del nudo. Se requiere que sean continuas. El uso de barras continuas asegura que las grietas dentro del nudo sean cruzadas por las barras longitudinales que se desarrollan a ambos lados de la grieta. Donde las uniones de rodilla estén sujetas a momentos de apertura, o de cierre o ambas, barras en forma de U sobrepuestas son efectivas (fig. C6.9.7.2.b).

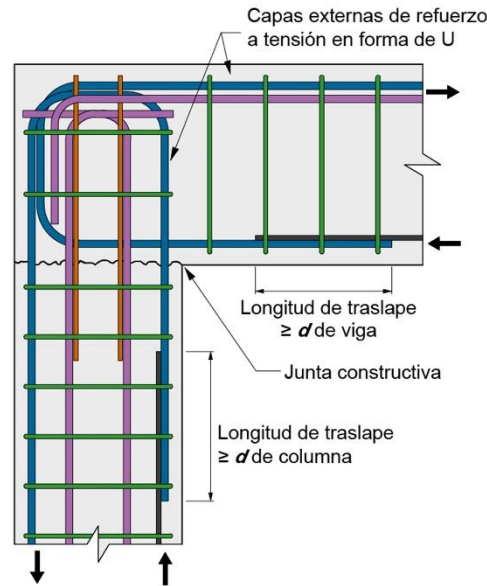


Figura C6.9.7.2.b – Unión de rodilla sujeta a momentos de cierre reforzada con barras en forma de U superpuestas (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.9.7.3 Refuerzo transversal en la unión losa-columna

6.9.7.3.1 A excepción de los casos en que esté soportado lateralmente en los cuatro lados por una losa, el refuerzo transversal de una columna deberá ser continuo a través de una unión losa-columna, incluyendo el capitel y el ábaco, y deberá cumplir con 14.7.3 para estribos cerrados y 14.7.4 para refuerzo helicoidal (zunchos).

6.9.8 Transferencia de la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso

6.9.8.1 Si f_c' de un sistema de piso es menor que $0.7f_c'$ de la columna, la transmisión de la fuerza axial a través del sistema de piso debe cumplir con a), b) o c). Se entenderá como sistema de piso a las vigas y losas o, cuando no existan vigas, a las losas solamente.

- El concreto con resistencia a la compresión especificada para la columna deberá ser el mismo que se coloque en el sistema de piso en la zona donde se encuentre la columna. El concreto de la columna deberá extenderse alrededor de ésta al menos 600 mm dentro del sistema de piso desde la cara de la columna, abarcando todo el peralte del sistema de piso y estará integrado con el concreto del piso
- La resistencia de diseño de una columna a través del sistema de piso se calculará utilizando el menor valor de resistencia del concreto con anclas verticales que cumplan con 6.9.6.1 y refuerzo transversal requeridos para alcanzar la resistencia de diseño
- Para uniones viga-columna consideradas confinadas en las dos direcciones principales según 6.9.5.2.5, y en uniones losa-columna confinadas en los cuatro lados por la losa, se permitirá calcular la resistencia de diseño de la columna utilizando una resistencia de concreto supuesta en la unión igual a 0.75 veces la resistencia del concreto de la columna más 0.35 veces la resistencia del concreto del sistema de piso. La resistencia de diseño calculada del concreto de la columna no deberá ser mayor que 2.5 veces la resistencia del concreto del sistema de piso.

Comentario:

Los métodos de 6.9.8.1.a y 6.9.8.1.b son aplicables a columnas en esquina o de borde. Para columnas interiores son aplicables los métodos a), b) y c) de 6.9.8.1.

El procedimiento descrito en 6.9.8.1.a requiere la colocación de dos tipos de mezclas de concreto en el sistema de piso. La Norma pide que el concreto de la columna se coloque a través del espesor del sistema de piso y que las mezclas se coloquen y se mantengan plásticas de modo que las dos se puedan compactar por vibración y queden bien integradas. Es trabajo del Responsable indicar en los documentos de construcción en donde se colocan los concretos con mayor y menor resistencias.

El límite de 6.9.8.1.c está basado en ensayo de losas con cargas de magnitud baja y alta. Las losas con cargas elevadas proveen menor confinamiento cuando la relación de resistencias a la compresión del concreto de la columna a losa excede aproximadamente 2.5 (Ospina y Alexander, 1998).

Como alternativa a los procedimientos 6.9.8.1.a y 6.9.8.1.c, en 6.9.8.1.b se permite el uso de anclas verticales y refuerzo transversal para incrementar la resistencia a compresión efectiva del concreto en el núcleo de la columna.

6.10 Conexiones entre elementos de estructuras de ductilidad baja

6.10.1 Alcance

6.10.1.1 Esta sección se aplicará al diseño de nudos y conexiones en la intersección de elementos de concreto y para la transferencia de carga entre superficies de concreto, incluyendo a) hasta d):

- a) Conexiones de elementos prefabricados
- b) Conexiones entre cimentaciones y los elementos construidos en sitio o elementos prefabricados
- c) Resistencia a fuerza cortante horizontal de elementos de concreto sujetos a flexión
- d) Soportes y ménsulas.

6.10.1.2 Los soportes y ménsulas se podrán diseñar también con el Capítulo 10 usando el método de puntales y tensores.

6.10.2 Conexión de elementos prefabricados

6.10.2.1 Requisitos generales

6.10.2.1.1 Se permitirá la transferencia de fuerzas mediante juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, apoyos, anclas, conectores mecánicos, refuerzo con acero, firmes reforzados o una combinación de éstos.

6.10.2.1.2 La efectividad de las conexiones deberá ser verificada mediante análisis o pruebas experimentales.

6.10.2.1.3 No se permitirá usar detalles de conexión que se basen únicamente en la fricción causada por cargas gravitacionales.

6.10.2.1.4 Las conexiones y las regiones de elementos adyacentes a las conexiones deberán ser diseñadas para resistir las fuerzas y deformaciones debidas a todos los efectos de las cargas en el sistema estructural prefabricado.

6.10.2.1.5 El diseño de conexiones deberá considerar los efectos en la estructura debidos a la restricción a la variación de volumen debidos a contracción y temperatura, de acuerdo con NTC-Criterios.

6.10.2.1.6 El diseño de conexiones deberá considerar los efectos de las tolerancias especificadas para la fabricación y el montaje de elementos prefabricados.

6.10.2.1.7 El diseño de conexiones con componentes múltiples deberá considerar las diferencias de rigidez, resistencia y ductilidad de los componentes.

6.10.2.1.8 Se deberán colocar tensores de integridad en las direcciones vertical, longitudinal, transversal y alrededor del perímetro de la estructura, de acuerdo con 6.10.2.4 y 6.10.2.5.

Comentario:

Se recomienda que se detallen las conexiones de modo de minimizar el potencial agrietamiento debido a la restricción de flujo plástico, contracción y movimientos causados por la temperatura. Si es necesario, se deberían detallar de modo de permitir desplazamientos o resistir fuerzas producidas por cambios volumétricos, efectos ambientales o falta de ajuste. Las conexiones deberían ser capaces de resistir las fuerzas sin pérdida de resistencia. Si se emplean dos o más métodos de conexión, se debería considerar sus características carga-deformación de modo de confirmar que los métodos funcionan juntos como se pretende.

Los elementos prefabricados requieren particular atención si están sujetos a viento, sismo, asentamientos diferenciales de apoyos, entre otros.

Las hipótesis de restricción deberían ser consistentes con los distintos elementos que se conectan.

6.10.2.2 Resistencia requerida

6.10.2.2.1 La resistencia requerida para las conexiones y regiones adyacentes se calculará de acuerdo con 6.2.2.1 y 6.2.2.2.

6.10.2.2.2 Para conexiones de apoyo, N_{uc} debe ser como se indica en a) o b), pero puede no exceder $N_{uc,máx}$, donde $N_{uc,máx}$ es la máxima fuerza de restricción que puede ser transmitida a través de la trayectoria de cargas de una conexión de apoyo multiplicada por el factor de carga utilizado para cargas vivas combinada con los efectos de otras cargas factorizadas.

- a) Para conexiones que no están sobre apoyos de neopreno, N_{uc} debe calcularse simultáneamente con V_u utilizando las combinaciones de carga factorizadas según NTC-Criterios. La fuerza de restricción deberá tratarse como una carga viva
- b) Para conexiones sobre apoyos de neopreno, N_{uc} debe corresponder al 20 por ciento de la reacción vertical sostenida no factorizada, multiplicada por un factor de carga igual a 1.6.

6.10.2.2.3 Si el coeficiente de fricción del neopreno se obtuvo por medio de ensayos, se puede obtener $N_{uc,máx}$ multiplicando la reacción vertical sostenida no factorizada por el coeficiente de fricción y un factor de carga de 1.6.

Comentario:

Las conexiones de apoyo que estén sometidas a cargas sostenidas experimentarán fuerzas de restricción a causa de cambios de volumen por efectos de flujo plástico, contracción y temperatura. Dentro de las cargas sostenidas están cargas muertas y otras permanentes, como cargas debido al suelo o equipos.

En el caso de conexiones mecánicas, de contacto entre elementos de acero, o de apoyos de alta fricción, la fuerza horizontal se debe usualmente a restricciones por cambios volumétricos. Puesto que estos cambios no se pueden determinar con alto grado de precisión, se pide que se trate la fuerza de restricción, N_{uc} como carga viva en 6.10.2.2.2.a o bien multiplicándola por 1.6 en 6.10.2.2.2.b.

Si se usan apoyos de baja fricción, se pueden reducir las fuerzas de restricción debido a los cambios volumétricos. El coeficiente de fricción en condiciones de servicio debería tomar en consideración la temperatura, envejecimiento y nivel de exposición.

6.10.2.3 Resistencia de diseño

6.10.2.3.1 Para determinar la resistencia de diseño, F_R se tomará de la tabla 3.8.2.1.

6.10.2.3.2 En la superficie de contacto entre elementos de apoyo y elementos apoyados, o entre un elemento de apoyo o apoyado y un elemento de apoyo intermedio, la resistencia de diseño al aplastamiento de las superficies de concreto, B_R , deberá calcularse de acuerdo con 5.9. B_R deberá ser la menor de las resistencias de diseño al aplastamiento del concreto para la superficie del elemento de apoyo o apoyado, y no deberá exceder la resistencia de los miembros de apoyo intermedios, si los hay.

6.10.2.3.3 Si el cortante es el efecto principal causado por la carga impuesta y la transferencia de cortante ocurre a través de un plano dado, se puede calcular V_R de acuerdo con los requisitos para cortante por fricción de 5.7.

6.10.2.4 Resistencia mínima de las conexiones y requisitos mínimos de los tensores de integridad

6.10.2.4.1 A excepción de que rijan los requisitos de 6.10.2.5, los tensores de integridad deberán conectar los elementos prefabricados al sistema resistente ante cargas laterales y se deberán colocar tensores de integridad verticales de acuerdo con 6.10.2.4.3 para conectar niveles adyacentes de piso o techo.

6.10.2.4.2 Donde los elementos prefabricados formen diafragmas de piso y techo, las conexiones entre el diafragma y los elementos que están siendo soportados lateralmente por el diafragma deberán tener una resistencia nominal a tensión (antes de aplicar F_R) no menor que 4.5 kN/m (450 kg/m) de longitud.

6.10.2.4.3 Se deberán suministrar tensores de integridad verticales en las juntas horizontales entre todos los elementos estructurales verticales prefabricados, excepto en elementos de fachada. Deberán cumplir con a) o b):

- a) Las conexiones entre columnas prefabricadas deben tener tensores de integridad verticales con una resistencia nominal a tensión (antes de aplicar F_R) no menor que $14A_g$ en N y A_g en mm^2 ($140A_g$ en kg y A_g en cm^2), donde A_g

es el área bruta de la columna. En columnas con sección transversal mayor que la requerida por consideraciones de carga, se permitirá emplear un área efectiva reducida basada en la sección transversal requerida. El área efectiva reducida deberá ser al menos la mitad del área bruta de la columna

- b) Los paneles o segmentos de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos tensores de integridad verticales por segmento, con una resistencia nominal a la tensión (antes de aplicar F_R) no menor que 45 kN (4 500 kg) por tensor.

Comentario:

Con los requisitos de refuerzo por integridad se pretende incrementar la redundancia y ductilidad de la estructura ante la falla de un apoyo importante, como una columna. Por ello, los tensores por integridad han de constituir un mecanismo completo de transferencia de carga, tan directo como sea posible, o bien que se conecte a las vigas de fachada, las cuales están conectadas al diafragma. De este modo, las conexiones entre el elemento vertical y el diafragma pueden ser directas o indirectas.

En el caso elementos estructurales verticales prefabricados es conveniente colocar los tensores de integridad lo más simétrico posible con respecto al eje vertical de los elementos.

6.10.2.5 Requisitos para tensores de integridad en estructuras con muros de carga de concreto prefabricado que tengan tres o más niveles

6.10.2.5.1 Los tensores de integridad en los sistemas de piso y techo deberán cumplir con a) a f):

- En los sistemas de piso y techo deberán colocarse tensores de integridad en la dirección longitudinal y transversal de la estructura (longitudinales y transversales, respectivamente) capaces de proveer una resistencia nominal a tensión (antes de aplicar F_R) de al menos 22 kN/m (2 200 kg/m) de ancho o de largo
- Deberán suministrarse tensores de integridad longitudinales y transversales sobre los apoyos de los muros interiores y entre el sistema de piso o techo y los muros exteriores
- Los tensores de integridad longitudinales y transversales deberán ubicarse dentro de una franja de 600 mm en el plano del sistema de piso o techo
- Los tensores de integridad longitudinales deberán orientarse en dirección paralela a los claros de las losas de piso o techo y deben separarse a no más de 3 m medidos centro a centro. Se deben tomar precauciones para transferir las fuerzas alrededor de las aberturas
- Los tensores de integridad transversales deberán orientarse en dirección perpendicular a los claros de las losas de piso o techo, y deberán separarse no más que la separación entre los muros de carga
- Los tensores de integridad colocados alrededor del perímetro de cada piso o techo, localizados dentro de 1.2 m del borde, deberán proporcionar una resistencia nominal a tensión (antes de aplicar F_R) de al menos 80 kN (8 000 kg).

6.10.2.5.2 Los tensores de integridad verticales deberán cumplir con a) a c):

- Se deberán colocar tensores de integridad en todos los muros y deben ser continuos en toda la altura del edificio
- Los tensores de integridad deberán proveer una resistencia nominal a tensión (antes de aplicar F_R) de al menos 44 kN/m (4 400 kg/m) horizontal de muro
- Se deberán colocar al menos dos tensores de integridad en cada tablero de muro.

Comentario:

En la fig. C6.10.2.5 se muestra un arreglo característico de tensores de integridad en una estructura a base de losas y muros prefabricados.

Los tensores de integridad en la dirección longitudinal se deberían detallar de modo que puedan desarrollarse, ya sea mediante traslape, soldadura, conexiones mecánicas o ahogados en juntas con lechada.

Es común que los tensores de integridad se coloquen dentro del muro, próximos al plano del sistema de piso o techo.

Los tensores de integridad en la dirección transversal se pueden distribuir uniformemente en losas o sus firmes, o se pueden concentrar en los muros de carga transversales.

No es necesario sumar el acero de los tensores de integridad perimetrales a los longitudinales y transversales.

Estos requisitos están basados en PCI (1976).

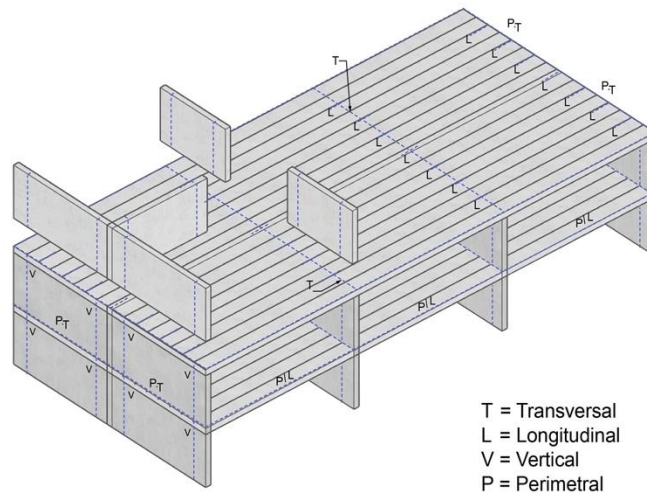


Figura C6.10.2.5 – Arreglo de tensores de integridad en una estructura a base de losas y muros prefabricados (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.10.2.6 Dimensiones mínimas de las conexiones de apoyo

6.10.2.6.1 Las dimensiones de las conexiones de apoyo deberán cumplir con 6.10.2.6.2 o 6.10.2.6.3, a menos que se demuestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado.

6.10.2.6.2 Para losas, vigas o elementos en forma de T prefabricados, las dimensiones mínimas de diseño, después de considerar las tolerancias medidas desde el paño del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección del claro, deberán cumplir con la tabla 6.10.2.6.2.

Tabla 6.10.2.6.2 - Dimensiones mínimas de diseño desde el paño del apoyo al extremo del elemento prefabricado

Tipo de elemento	Distancia mínima, mm	
Losas macizas o huecas	Mayor que:	$L_n/180$
		50
Vigas o elementos en forma de T	Mayor que:	$L_n/180$
		80

6.10.2.6.3 Los apoyos de neopreno adyacentes a bordes no reforzados deberán colocarse a 13 mm desde el paño de apoyo, o a una distancia igual a la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

Comentario:

En la fig. C6.10.2.6 se muestra la longitud de las conexiones de apoyo. Para evitar el desconchamiento del concreto ante carga elevadas, los apoyos de neopreno no debieran extenderse al borde del apoyo de concreto a menos que este borde este reforzado, ya sea con placas o ángulos de acero.

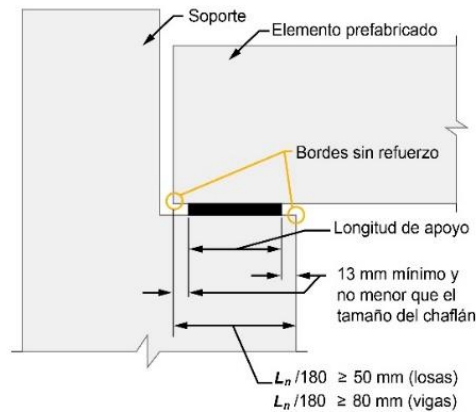


Figura C6.10.2.6 – Longitud de una conexión de apoyo (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.10.3 Conexiones a cimentaciones

6.10.3.1 Requisitos generales

6.10.3.1.1 Las fuerzas y momentos factorizados en la base de columnas, muros o pedestales deberán transmitirse a la cimentación mediante apoyo directo en el concreto, refuerzo, pasadores (anclas), pernos de anclaje y/o conectores mecánicos.

6.10.3.1.2 El refuerzo, los pasadores o los conectores mecánicos entre los elementos apoyados y la cimentación deberán diseñarse tal que transmitan a) y b):

- La fuerza de compresión que exceda la menor de las resistencias al aplastamiento del concreto del elemento apoyado o de la cimentación, calculadas de acuerdo con 5.9
- Cualquier fuerza de tensión calculada que se transmita a través de la interfaz.

6.10.3.1.3 En la base de una columna de sección compuesta con un núcleo de acero estructural, se deberá cumplir con a) o b):

- La base de la sección de acero estructural deberá ser diseñada para transferir la totalidad de fuerzas factorizadas provenientes de todo el elemento en sección compuesta a la cimentación
- La base de la sección de acero estructural deberá ser diseñada para que transmita únicamente las cargas factorizadas provenientes del núcleo de acero, y las cargas restantes de las cargas factorizadas totales deberán transferirse a la cimentación por compresión en el concreto y por refuerzo.

Comentario:

Estos requisitos son aplicables a estructuras coladas en sitio y prefabricadas. Véase el Capítulo 9 para requisitos adicionales.

6.10.3.2 Resistencia requerida

6.10.3.2.1 Las fuerzas y momentos factorizados transferidos a la cimentación deberán ser calculados de acuerdo con 6.2.2.1 y 6.2.2.2.

6.10.3.3 Resistencia de diseño

6.10.3.3.1 La resistencia de diseño de las conexiones entre columnas, muros o pedestales y la cimentación deberá ser mayor o igual que la resistencia requerida para cada combinación de carga aplicable a flexión, cortante, torsión o aplastamiento de la conexión. Las conexiones entre elementos prefabricados y la cimentación deben cumplir los requisitos para tensores de integridad verticales de 6.10.2.4.3 o 6.10.2.5.2.

6.10.3.3.2 F_R deberá determinarse de acuerdo con la tabla 3.8.2.1.

6.10.3.3.3 La resistencia de las conexiones a momento y fuerza axial combinadas deberá calcularse de acuerdo con 5.3.

6.10.3.3.4 En la superficie de contacto entre un elemento apoyado y la cimentación, o entre un elemento apoyado o la cimentación y un elemento de apoyo intermedio, la resistencia de diseño al aplastamiento del concreto, B_R , deberá calcularse de acuerdo con 5.9 para superficies de concreto. B_R deberá ser la menor resistencia de diseño al aplastamiento del concreto del elemento apoyado o de la superficie de apoyo de la cimentación, y no deberá exceder la resistencia de los elementos de apoyo intermedios, si los hay.

6.10.3.3.5 En la superficie de contacto entre el elemento soportado y la cimentación, V_R debe calcularse de acuerdo con los requisitos de cortante por fricción de 5.7, o mediante otros métodos apropiados.

6.10.3.3.6 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los pernos de anclaje y las anclas para conexiones mecánicas deberán diseñarse de acuerdo con 14.10. Las fuerzas que se desarrollen durante el montaje deberán ser consideradas.

6.10.3.3.7 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los conectores mecánicos deberán diseñarse para alcanzar su resistencia de diseño antes de que se presente la falla por anclaje o la falla del concreto que rodea los conectores.

Comentario:

En el caso de que una columna se apoye en una zapata, donde el área de la zapata sea mayor que el área de la columna, se revisa la resistencia al aplastamiento en la base de la columna y en la parte superior de la zapata. La resistencia en la base de la columna dependerá si la columna tiene anclas o refuerzo longitudinal que continúe dentro de la zapata. En caso contrario, se usa la resistencia del concreto solamente.

Es aceptable aplicar los requisitos de cortante por fricción para revisar la transferencia de fuerzas laterales al pedestal o zapata de apoyo. También se pueden usar llaves de corte siempre que el refuerzo que cruce la junta cumpla con 6.10.3.4.1 para construcción en sitio o 6.10.3.6.1 para construcción prefabricada. En este último caso, la resistencia a cargas laterales se puede proveer mediante uniones mecánicas o soldadas. Véase 14.10 para el diseño de conectores post-instalados.

6.10.3.4 Refuerzo mínimo para las conexiones entre miembros construidos en sitio y la cimentación

6.10.3.4.1 Para las conexiones entre columnas o pedestales construidos en sitio y la cimentación, A_s , a través de la interfaz, deberá ser al menos $0.005A_g$, donde A_g , es el área bruta del elemento apoyado.

6.10.3.4.2 Para conexiones entre muros construidos en sitio y la cimentación, el área de refuerzo vertical a través de la interfaz deberá cumplir con 6.5.6.1.

Comentario:

El refuerzo mínimo requerido es para incrementar la ductilidad y la integridad de la estructura, durante la construcción y operación de la misma. El área de refuerzo mínimo se puede suministrar extendiendo el refuerzo de la columna dentro de la cimentación o bien usando anclas debidamente ahogadas.

6.10.3.5 Detalles para conexiones entre elementos colados en sitio y la cimentación

6.10.3.5.1 En la base de columnas, pedestales o muros colados en sitio, se deberá proporcionar el refuerzo requerido para cumplir con 6.10.3.3 y 6.10.3.4, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la cimentación o mediante pasadores.

6.10.3.5.2 Donde se requiera continuidad, los traslapes y los conectores mecánicos para el refuerzo longitudinal o los pasadores deberán satisfacer 6.4.4.3.

6.10.3.5.3 Si se usa una conexión a la cimentación que permita la rotación (articulación) en la base de las columnas o pedestales construidos en sitio, dicha conexión deberá cumplir con lo especificado en 6.10.3.3.

6.10.3.5.4 En las zapatas, se permiten traslapes en compresión con barras del no. 14 y no. 18, considerando que están en compresión para todas las combinaciones de carga factorizadas, si cumplen con 14.5.5.3.

Comentario:

En la fig. C.6.10.3.5.a se muestra un ejemplo de conexión de la base de una columna con una zapata, mientras que en la fig. C.6.10.3.5.b el ejemplo es de una conexión con un cabezal o dado de pila. En ambos casos se extienden las barras longitudinales de la columna dentro de la cimentación. Un ejemplo de conexión a cimentación articulada (rotación permitida) se muestra en la fig. C.6.10.3.5.c; en este caso, se extiende el conector o pasador al interior de la cimentación.

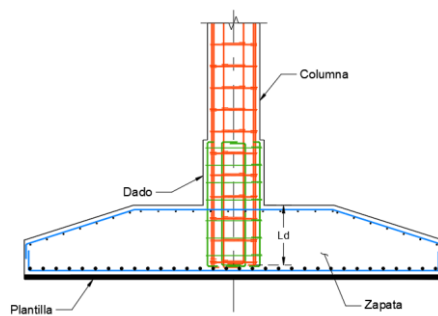


Figura C6.10.3.5.a – Conexión entre columna y zapata

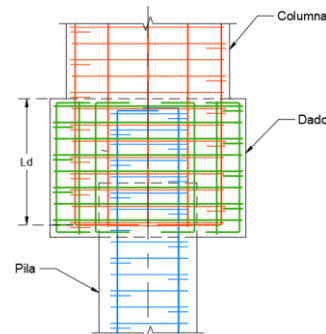


Figura C6.10.3.5.b – Conexión entre columna y cabezal o dado de pila

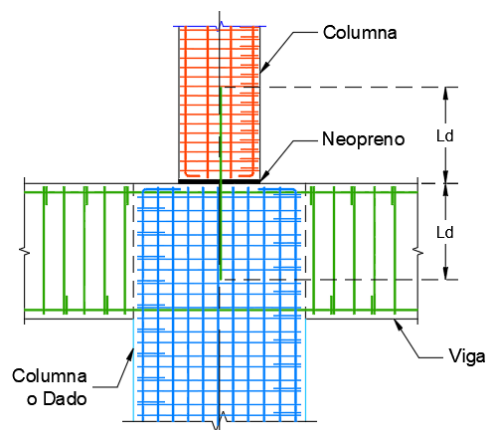


Figura C6.10.3.5.c – Conexión a cimentación de una columna articulada.

6.10.3.6 Detalles para conexiones entre elementos prefabricados y la cimentación

6.10.3.6.1 En la base de las columnas, pedestales o muros prefabricados, la conexión con la cimentación deberá satisfacer 6.10.2.4.3 o 6.10.2.5.2.

6.10.3.6.2 Cuando las combinaciones de carga aplicables de 6.10.3.3 no indiquen tensión en la base de los muros prefabricados, se permitirá que los tensores de integridad requeridos por 6.10.2.4.3.b se desarrollen dentro de una losa de concreto reforzado.

Comentario:

En la fig. C.6.10.3.6 se muestra un ejemplo de conexión de una columna prefabricada y la cimentación, en donde los conectores o pasadores de anclaje se extienden dentro del concreto del elemento de cimentación.

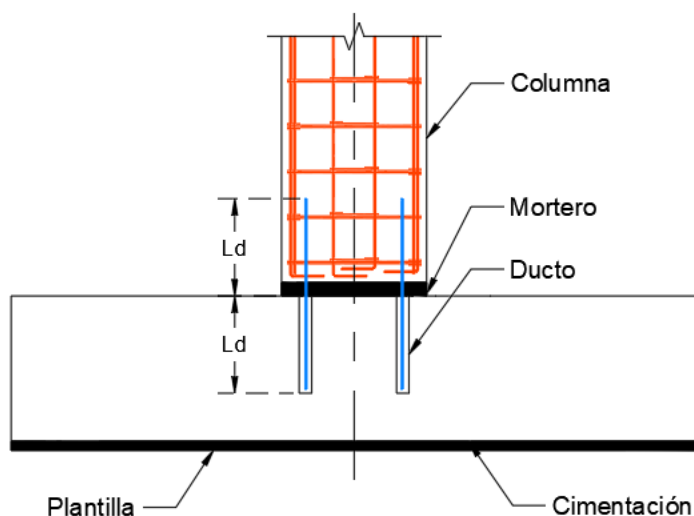


Figura C6.10.3.6 – Ejemplo de conexión entre columna prefabricada y cimentación

6.10.4 Transferencia de las fuerzas horizontales de cortante en elementos de concreto en sección compuesta resistentes a flexión

6.10.4.1 Requisitos generales

6.10.4.1.1 Cuando un elemento a flexión se diseñe suponiendo una sección compuesta, deberá asegurarse la transferencia de las fuerzas de cortante horizontales en las superficies de contacto de los elementos conectados entre sí.

6.10.4.1.2 Donde la superficie de contacto entre elementos de concreto conectados entre sí resistan una fuerza de tensión neta, se permitirá la transmisión de cortante horizontal por contacto sólo cuando se cumplan a) o b):

- Se proporcione refuerzo transversal de acuerdo con 6.10.4.6 y 6.10.4.7
- La fuerza neta de tensión neta, obtenida de la combinación de cargas factorizadas que incluya la acción del viento, es menor que 0.15 MPa (1.5 kg/cm²).

6.10.4.1.3 La preparación de la superficie supuesta en el diseño deberá especificarse en los planos y documentos constructivos.

Comentario:

La transferencia de las fuerzas horizontales de cortante para lograr una sección compuesta se puede lograr mediante resistencia a cortante en la junta, refuerzo por cortante o ambos.

La excepción en 6.10.4.1.2.b permite un esfuerzo de tensión acotado en la cara de contacto de elementos a flexión que trabajan con sección compuesta y que resistan la acción de levantamiento del viento, como en el caso de techos de albergues.

La preparación de la superficie ha de ser incluida en los documentos constructivos por el Responsable.

6.10.4.2 Resistencia requerida

6.10.4.2.1 Las fuerzas factorizadas transmitidas a lo largo de la superficie de contacto en los miembros de concreto en sección compuesta a flexión deberán calcularse de acuerdo con 6.2.2.1 y 6.2.2.2.

6.10.4.3 Resistencia de diseño

6.10.4.3.1 La resistencia de diseño para la transferencia de cortante horizontal V_{Rh} deberá ser mayor o igual que V_u en todos los puntos a lo largo de la superficie de contacto en un elemento de concreto en sección compuesta a flexión, a menos que se cumpla con 6.10.4.5. Para el cálculo de V_{Rh} , F_R se determinará según la tabla 3.8.2.1.

6.10.4.4 Resistencia a cortante horizontal

6.10.4.4.1 Si $V_u > 3.5F_R b_v d$ ($V_u > 35F_R b_v d$), V_{Rh} debe tomarse como la calculada de acuerdo con 5.7, donde b_v es el ancho de la superficie de contacto, y d se obtiene de acuerdo con 6.10.4.4.3.

6.10.4.4.2 Si $V_u \leq 3.5F_R b_v d$ ($V_u \leq 35F_R b_v d$), V_{Rh} debe calcularse de acuerdo con la tabla 6.10.4.4.2, donde $A_{v,min}$ cumple con 6.10.4.6, b_v es el ancho de la superficie de contacto, y d se obtiene de acuerdo con 6.10.4.4.3.

Tabla 6.10.4.4.2 - Resistencia de diseño a fuerza cortante horizontal V_{Rh}

Refuerzo para transmisión de cortante	Preparación de la superficie de contacto ^[1]	V_{Rh} , N (kg)		
$A_v \geq A_{v,min}$	Concreto colocado sobre concreto endurecido con una rugosidad intencional de aproximadamente 6 mm	Menor que:	$F_R \lambda \left(1.8 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$ $\left[F_R \lambda \left(18 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d \right]$	a)
			$3.5F_R b_v d$ $(35F_R b_v d)$	b)
	Concreto colocado sobre concreto endurecido sin rugosidad intencional		$0.55F_R b_v d$ $(5.6F_R b_v d)$	c)
Otros casos	Concreto colocado sobre concreto endurecido intencionalmente rugoso		$0.55F_R b_v d$ $(5.6F_R b_v d)$	d)

^[1] La superficie de contacto de concreto debe estar limpia y libre de lechada.

6.10.4.4.3 En la tabla 6.10.4.4.2, d debe ser la distancia de la fibra extrema en compresión de la sección compuesta total hasta el centroide del refuerzo de tensión longitudinal presforzado y no presforzado, si lo hay, pero no es necesario que sea inferior a **0.80h** para elementos de concreto presforzado.

6.10.4.4.4 Se permitirá incluir como estribos para el cálculo de V_{Rh} al refuerzo transversal en el concreto colocado previamente, que haya quedado ahogado dentro del concreto colocado en sitio y anclado a ambos lados de la interfaz.

6.10.4.5 Método alternativo para calcular la resistencia de diseño para cortante horizontal

6.10.4.5.1 Como alternativa a 6.10.4.3.1, el cortante de diseño horizontal factorizado V_{uh} podrá calcularse a partir del cambio en la fuerza de compresión o tensión debida a la flexión en cualquier segmento del elemento de concreto en sección compuesta, tal que se cumpla que $V_{Rh} \geq V_{uh}$ en todos los lugares a lo largo de la superficie de contacto. La resistencia de diseño a cortante horizontal V_{Rh} deberá calcularse de acuerdo con 6.10.4.4.1 o 6.10.4.4.2, donde el área de la superficie de contacto deberá sustituirse por $b_v d$ y V_{uh} deberá sustituirse por V_u . Se deberán tomar precauciones para transferir la fuerza de compresión o tensión como fuerza de corte horizontal a través de la interfaz.

6.10.4.5.2 Cuando el refuerzo de transferencia de cortante está diseñado para resistir el cortante horizontal y satisfacer 6.10.4.5.1, la relación entre el área de los estribos y su separación a lo largo del elemento deberá reflejar aproximadamente la distribución de las fuerzas cortantes en la interfaz del elemento de concreto en sección compuesta.

6.10.4.5.3 Se permitirá que en una sección en la cual el concreto se colocó previamente, el refuerzo transversal que se dejó ahogado dentro del concreto y anclado en ambos lados de la interfaz se incluya como estribos para el cálculo de V_{Rh} .

Comentario:

La distribución de los esfuerzos cortantes horizontales a lo largo de la superficie de contacto en un elemento compuesto reflejará la distribución de la fuerza cortante a lo largo del elemento. La falla por fuerza cortante horizontal iniciará donde el esfuerzo cortante horizontal sea máximo y se propagará hacia las regiones menos esforzadas. Dado que el desplazamiento relativo a la resistencia es pequeño en una superficie entre concretos, la redistribución de la resistencia a fuerza cortante horizontal a lo largo del elemento es muy limitada. Es por ello que la separación de estribos a lo largo de la superficie de contacto ha de ser tal que permita una distribución de resistencia a cortante horizontal similar a la distribución de la demanda de esfuerzos de cortante en dicha superficie.

6.10.4.6 Refuerzo mínimo para transferir el cortante horizontal

6.10.4.6.1 Cuando el refuerzo de transferencia de cortante se diseña para resistir cortante horizontal, $A_{v,min}$ debe ser el mayor valor entre a) y b):

$$\begin{aligned} \text{a) } & 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \left(0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \\ \text{b) } & 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \left(3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \end{aligned}$$

Comentario:

Estos requisitos de refuerzo mínimo están basados en resultados de ensayos de Kaar et al. (1960), Saemann y Washa (1964), Hanson (1960), Grossfield y Birnstiel (1962) y Mast (1968).

6.10.4.7 Detallado del refuerzo para transferir el cortante horizontal

6.10.4.7.1 El refuerzo para transferir la fuerza cortante deberá consistir en barras individuales o alambres, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de refuerzo de alambre soldado.

6.10.4.7.2 Cuando el refuerzo de transferencia de cortante se diseña para resistir la fuerza cortante horizontal, la separación longitudinal del refuerzo de transferencia de cortante no deberá exceder el menor de 600 mm y cuatro veces la dimensión menor del elemento soportado.

6.10.4.7.3 El refuerzo para la transferencia de cortante debe desarrollarse dentro de los elementos conectados entre sí, de acuerdo con 14.7.1.

6.10.5 Soportes y ménsulas

6.10.5.1 Requisitos generales

6.10.5.1.1 Se permitirá diseñar los soportes y ménsulas con una relación entre la longitud del claro y el peralte efectivo $a_v/d \leq 1.0$ y con una fuerza de restricción factorizada $N_{uc} \leq V_u$ de acuerdo con 6.10.5.

6.10.5.1.2 Se aceptará diseñar todo tipo de soportes y ménsulas con el método de puntales y tensores del Capítulo 10.

Comentario:

Los soportes y ménsulas son voladizos cortos que tienden a trabajar como armaduras simples o vigas de gran peralte. Es decir, en ellas no se aplican las hipótesis de Bernoulli relativa a las secciones planas antes y después de la deformación. La ménsula mostrada en las figs. C6.10.5.1.a y C6.10.5.1.b puede fallar por corte en la interfaz entre la columna y la ménsula, por fluencia del tensor a tensión, aplastamiento o hendimiento del puntal de compresión, o bien por una falla localizada por aplastamiento o corte debajo de la placa de carga. El método de diseño propuesto está limitado a $a_v/d \leq 1.0$. El límite en N_{uc} se incluye porque el método sólo se ha validado experimentalmente para $N_{uc} \leq V_u$.

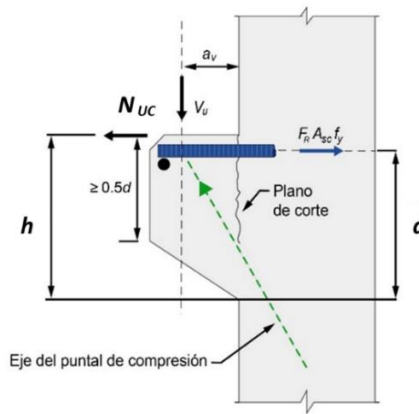


Figura C6.10.5.1.a – Comportamiento de una ménsula (adaptada de ACI CODE-318-19)

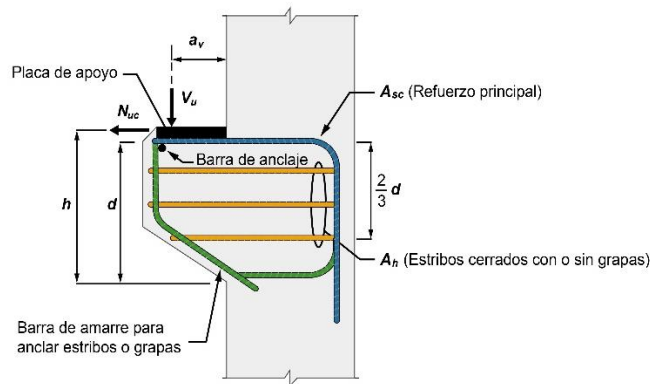


Figura C6.10.5.1.b – Notación usada en 6.10.5 (adaptada de ACI CODE-318-19)

6.10.5.2 Límites geométricos

6.10.5.2.1 El peralte efectivo d para soportes y ménsulas debe calcularse en el paño del apoyo.

6.10.5.2.2 El peralte total para soportes y ménsulas en el borde exterior de la superficie de apoyo deberá ser de al menos $0.5d$.

6.10.5.2.3 Ninguna parte del área de apoyo de un soporte o ménsula deberá proyectarse más allá del paño del apoyo ni que a) o b):

- El extremo de la porción recta de las barras de refuerzo principal de tensión
- La cara interior de la barra transversal de anclaje, si existe.

6.10.5.2.4 Para concreto de peso normal, las dimensiones del soporte o ménsula se seleccionarán de manera que V_u/F_R no exceda el menor valor de a) a c):

- $0.2f_c' b_w d$
- $(3.3 + 0.08f_c') b_w d$ [$(34 + 0.08f_c') b_w d$]
- $11b_w d$ ($110b_w d$)

6.10.5.2.5 Para concretos ligeros, las dimensiones de los soportes o ménsulas deberán seleccionarse de manera que V_u/F_R no exceda al menor valor de a) o b):

- a) $\left(0.2 - 0.07 \frac{a_v}{d}\right) f_c' b_w d$
 b) $\left(5.5 - 1.9 \frac{a_v}{d}\right) b_w d \left[\left(55 - 20 \frac{a_v}{d}\right) b_w d\right]$

Comentario:

Los límites geométricos son consistentes con la resistencia máxima por cortante por fricción permitida en la sección crítica en el paño del apoyo.

El peralte mínimo en el borde externo del área de apoyo se requiere para evitar fallas prematuras debido a una grieta grande que se propaga desde la parte inferior del área de soporte hasta la cara inclinada de la ménsula (Kriz y Rath, 1965).

Los ensayos de Mattock et al. (1976) ha mostrado que la máxima resistencia a cortante por fricción de concreto ligero en ménsulas depende de f_c' y a_v/d .

6.10.5.3 Resistencia requerida

6.10.5.3.1 La sección en el paño de apoyo deberá diseñarse para resistir simultáneamente la fuerza cortante factorizada V_u , la fuerza factorizada de restricción N_{uc} , y el momento factorizado M_u .

6.10.5.3.2 N_{uc} y V_u deberán corresponder a los valores máximos calculados de acuerdo con 6.2.2.1 y 6.2.2.2. Se permitirá calcular N_u de acuerdo con 6.10.2.2.2 o 6.10.2.2.3, según aplique.

Comentario:

De acuerdo con la fig. C6.10.5.1.b, M_u se puede calcular como $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$.

6.10.5.4 Resistencia de diseño

6.10.5.4.1 Para el cálculo de M_R y V_R se tomarán los F_R correspondientes de la tabla 3.8.2.1.

6.10.5.4.2 La resistencia de diseño a tensión N_R proporcionada por A_n deberá calcularse mediante la ec. 6.10.5.4.2:

$$N_R = F_R A_n f_y \quad (6.10.5.4.2)$$

6.10.5.4.4 La resistencia de diseño a cortante V_R proporcionada por A_{vf} deberá calcularse de acuerdo con los requisitos para fricción por cortante de 5.7, donde A_{vf} es el área de refuerzo que cruza el plano de cortante.

6.10.5.4.5 La resistencia de diseño a flexión M_R proporcionada por A_f debe calcularse de acuerdo con las suposiciones de diseño de 3.6.

6.10.5.5 Límites del refuerzo

6.10.5.5.1 El área del refuerzo principal en tensión A_{sc} , deberá ser al menos el mayor valor de a) a c):

- a) $A_f + A_n$
 b) $(2/3)A_{vf} + A_n$
 c) $0.04(f_c'/f_y)(b_w d)$

6.10.5.5.2 El área total de estribos cerrados o de estribos paralelos al refuerzo principal de tensión, A_h , debe ser al menos el establecido en la ec. 6.10.5.5.2:

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) \quad (6.10.5.5.2)$$

Comentario:

El área del refuerzo principal en tensión, A_{sc} , fue obtenido a partir de ensayos (Mattock et al., 1976).

Los estribos cerrados paralelos al refuerzo principal de tensión son necesarios para prevenir una falla prematura por tensión diagonal de la ménsula. Estos estribos se distribuyen según 6.10.5.6.5. el área total del refuerzo requerido a través del paño del apoyo (fig. C6.10.5.1.b) es la suma de A_{sc} y A_h .

6.10.5.6 Detallado del refuerzo

6.10.5.6.1 Se deberá cumplir con 6.2.4.

6.10.5.6.2 En la cara frontal de un soporte o ménsula, el refuerzo principal en tensión deberá anclarse de modo de desarrollar f_y . Se permitirá anclar el refuerzo para desarrollar f_y de acuerdo con a), b) c) o d):

- A través de soldadura a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro en el extremo del refuerzo principal en tensión
- Mediante un doblar del refuerzo principal en tensión, de modo de formar una horquilla (en forma de letra U, en el plano horizontal)
- A través de una soldadura a una placa de apoyo o ángulo
- Mediante otra forma de anclaje que permita desarrollar f_y .

6.10.5.6.3 El refuerzo principal de tensión debe desarrollarse en el paño de apoyo.

6.10.5.6.4 Los estribos cerrados deberán separarse de tal manera que A_h quede distribuido uniformemente dentro de una longitud igual a $2d/3$ medida desde el refuerzo principal en tensión.

Comentario:

En ménsulas de ancho variable (véase fig. C6.10.5.1.a), el esfuerzo último en el refuerzo es casi constante e igual a f_y desde el paño del apoyo hasta el punto de carga. Ello se debe a que la componente horizontal del puntal de compresión se transfiere al acero principal de tensión desde el punto de aplicación de la carga (fig. C6.10.6.1.a). Por tanto, el refuerzo se debe anclar en el extremo y en la columna de apoyo tal que pueda desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia. El anclaje en el extremo se puede lograr mediante el doblado del refuerzo principal formando una horquilla horizontal o mediante la soldadura de una barra de mismo diámetro o de un ángulo a través del extremo de las barras de refuerzo principal (fig. C6.10.6.1.b). No es recomendable doblar el refuerzo principal en el plano vertical de la ménsula, aún con un mínimo radio de doblar, ya que queda una zona de concreto simple debajo del punto de carga que puede agrietarse y desprenderse.

El esfuerzo en el acero calculado para condiciones de servicio no disminuye linealmente con el momento en elementos de ancho variable. Es por ello que se pide considerar su anclaje para desarrollar el acero de refuerzo.

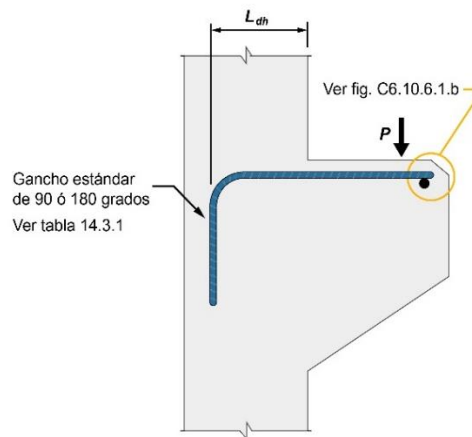


Figura C6.10.6.1.a – Ménsula cuya resistencia depende del anclaje en el apoyo y en el extremo (adaptada de ACI CODE-318-19)

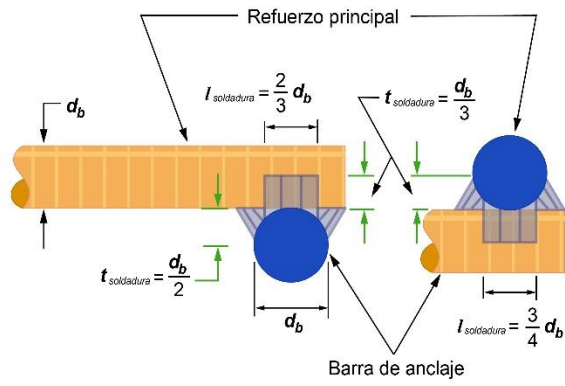


Figura C6.10.6.1.b – Detalle de la soldadura (adaptada de ACI CODE-318-19)

Espacio en blanco dejado de manera intencional

7. ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD MEDIA

7.1 Alcance

7.1.1 Este capítulo se aplicará al diseño de estructuras de ductilidad media diseñadas con $Q=3.0$, incluidos:

- a) Vigas de marcos de ductilidad media (véase 7.3)
- b) Columnas de marcos de ductilidad media (véase 7.4)
- c) Muros de ductilidad media (véase 7.5)
- d) Losas que trabajan en una sola dirección en estructuras de ductilidad media (véase 7.6)
- e) Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad media (véase 7.7)
- f) Diafragmas en estructuras de ductilidad media (véase 7.8)
- g) Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad media (véase 7.9)
- h) Conexiones entre elementos de estructuras de ductilidad media (véase 7.10).

7.2 Requisitos generales

7.2.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.2, además de los indicados en esta sección.

Comentario:

Los requisitos de este capítulo son complementarios a los del Capítulo 6, prevaleciendo los de este capítulo en caso de duda.

7.2.2 Materiales

7.2.2.1 Las barras de refuerzo para estructuras de ductilidad media deberán cumplir con lo especificado en la tabla 2.4.2.2.4.a. El valor de f_y para diseño será el señalado en la tabla 2.4.2.2.4.a.

7.2.2.2 No se permitirá el uso de concreto ligero en elementos seleccionados para resistir las fuerzas inducidas por sismo. Sólo se permitirá usar concreto ligero (véase 2.3.3) en elementos secundarios con f'_c de hasta 35 MPa (350 kg/cm²), los cuales se deberán diseñar y detallar como elementos de ductilidad baja, en sistemas de piso de losa compuesta o firmes de compresión para estructuras prefabricadas. También se permitirá en diafragmas como se indica en 7.8.2.

Comentario:

Se requiere el uso de barras de refuerzo de baja aleación de modo que las articulaciones plásticas previstas puedan desarrollar suficiente rotación.

Se limita la resistencia a compresión del concreto ligero por falta de información ante cargas cíclicas para resistencias superiores.

7.2.3 Elementos prefabricados

7.2.3.1 Las estructuras prefabricadas se podrán diseñar como estructuras de ductilidad media ($Q=3.0$) cuando la estructura emule a una colada en sitio de ductilidad media y la conexión de los elementos se lleve a cabo en a) o b):

- a) Una sección en donde los momentos flexionantes de diseño debidos a sismo tengan un valor no mayor que 70 por ciento del momento flexionante total debido a cargas muerta, viva y accidental en la sección crítica del elemento de que se trate
- b) Una sección a dos peraltes de la sección crítica referida en a).

7.2.3.2 Los muros prefabricados deberán cumplir con 7.5.2.4.

Comentario:

El requisito establecido pretende evitar que las conexiones experimenten deformaciones en el intervalo inelástico de comportamiento y, por tanto, contribuyan a disipar energía durante un sismo.

7.3 Vigas de estructuras de ductilidad media

7.3.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.3, además de los prescritos en esta sección.

7.3.2 Requisitos generales

7.3.2.1 Las vigas de estructuras de ductilidad media deberán cumplir con a) a d):

- El claro libre no deberá ser menor que $4h$
- La relación entre el peralte y el ancho de la sección transversal, h/b_w no deberá exceder 4. Para calcular h/b_w en vigas T o I, se usará el ancho del alma
- El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega
- El eje de la viga no deberá separarse horizontalmente del eje de la columna más de $b_c/8$.

Comentario:

El primero de estos requisitos se establece para propiciar que el elemento trabaje principalmente a flexión; si no se cumple, se diseña como una viga de gran peralte (inciso 6.3.8) o por el método de puntales y tensores que se detalla en el Capítulo 10. En otros reglamentos, el claro libre se expresa en función del peralte efectivo. En esta Norma, por consistencia con otros requisitos, se optó por requerirlo basado en el peralte total. El requisito b) se incluye para evitar que las vigas experimenten pandeo lateral si la estructura alcanza deformaciones laterales significativas. El requisito c) trata de evitar que las vigas de estructuras diseñadas con ductilidad media tengan anchos muy pequeños que también propician el pandeo lateral. El requisito d) se incluye para garantizar que los marcos de estas estructuras estén contenidos en un plano y puedan resistir acciones sísmicas sin que se presenten torsiones en las columnas o en los nudos. Se puede observar que varios de estos requisitos no se establecen para estructuras de ductilidad baja o son menos estrictos.

7.3.2.2 Resistencia requerida a fuerza cortante

7.3.2.2.1 La fuerza cortante para diseño V_e será igual a la calculada según 8.3.5.1.

7.3.2.3 Zonas protegidas

7.3.2.3.1 Las zonas protegidas tendrán una longitud igual a $2h$ medida a partir de toda sección crítica donde se suponga que puede formarse una articulación plástica causada por desplazamientos laterales de la estructura. Si la articulación se forma en una sección crítica intermedia, $2h$ se tomará a cada lado de esa sección.

7.3.2.3.2 En estructuras de ductilidad media, el Proyectista deberá en el proyecto ejecutivo, especialmente en los planos de construcción, la ubicación de las zonas protegidas de las vigas. Adicionalmente, incluirá en los planos, en cada ubicación de las zonas protegidas, la leyenda: “Zona protegida – no perforar ni alterar. Q=3” (fig. 7.3.2.3.2).

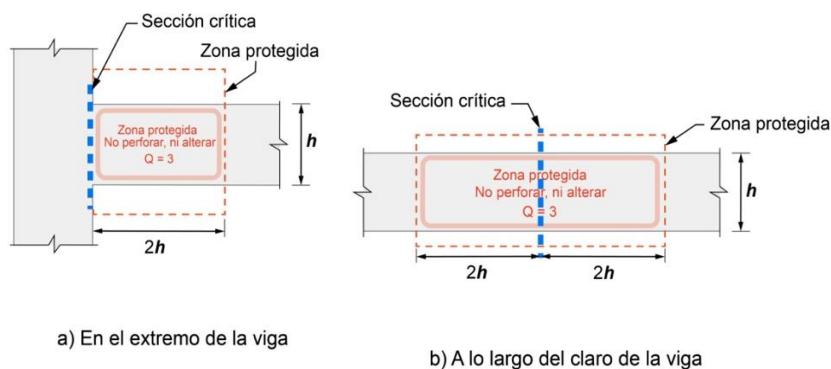


Figura 7.3.2.3.2 – Ejemplos de identificación de zona protegida en un plano de construcción

Comentario:

Para calcular la fuerza cortante de diseño en vigas de estructuras de ductilidad media se emplea el concepto de diseño por capacidad. Aplicado a este caso, el diseño se hace de tal manera que pueda desarrollarse la máxima resistencia a flexión de una viga antes de que ocurra una falla por tensión diagonal. Esto implica que las fuerzas cortantes de diseño V_e se calculan suponiendo que en los extremos de la viga actúan momentos flexionantes iguales a la resistencia a flexión de la viga y que en el claro de la viga actúa la carga gravitacional. Bajo acciones sísmicas, los momentos flexionantes en los extremos de la viga son de signo contrario, por lo que los momentos que transmiten las columnas a la viga son del mismo signo. Por lo tanto, la fuerza cortante en cada extremo resulta igual a la suma de los momentos dividida entre el claro, L , más la mitad de la carga gravitacional. Con estas fuerzas cortantes se diseñan las vigas, independientemente de las fuerzas cortantes obtenidas en el análisis de la estructura. Sólo así puede garantizarse que se alcance la resistencia a flexión antes que la resistencia a fuerza cortante. Como se trata de alcanzar el máximo valor de los momentos, éstos se calculan sin aplicar el factor de resistencia, o sea, con $F_R=1.0$, y considerando que el acero puede alcanzar un esfuerzo superior al de fluencia si incursiona en la zona de endurecimiento por deformación. Por esto último, se especifica calcular los momentos con un esfuerzo 25 por ciento mayor que el de fluencia.

En esta Norma se introduce el concepto de "zona protegida". El propósito de las zonas protegidas es preservar la integridad de la zona de la articulación plástica, ya sea en el extremo del elemento o en alguna sección intermedia, de modo de no alterar el comportamiento previsto en el diseño original. Ejemplos de zonas protegidas son las uniones viga-columna, regiones extremas de las vigas donde se prevea la formación de articulaciones plásticas ante las demandas de diseño, y regiones en algún punto del claro donde se anticipe la formación de articulaciones plásticas. Esto implica que, durante la etapa de diseño, el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable, se aseguren y confirmen que no haya instalaciones o tuberías que penetren estas zonas. Si es necesario sujetar instalaciones y fachadas, es posible dejar ahogado algún dispositivo de anclaje y/o conexión siempre que el Proyectista demuestre que su ubicación durante la colocación del concreto no afectará el comportamiento de la articulación plástica. No se acepta el uso de conexiones post-instaladas.

Durante la construcción, el Constructor ha de marcar las zonas protegidas con la leyenda indicada con pintura indeleble de cualquier color con el propósito de que éstas no sean modificadas durante la vida útil de la estructura. El conocer el valor del factor Q (en estructuras de ductilidad media igual a 3) será utilizado como referencia en inspecciones y evaluaciones futuras. En la fig. 7.3.2.3.2 se muestra un ejemplo de la identificación de una viga.

7.3.3 Resistencia de diseño

7.3.3.1 El momento resistente positivo en el paño de la unión viga-columna no será menor que un tercio del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que un quinto del máximo momento resistente que tenga en los extremos.

7.3.3.2 Se despreciará la contribución del concreto a la resistencia V_{cR} si, en las zonas definidas en 7.3.5.2.1, la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de V_e calculada con 7.3.2.2.1. La fuerza cortante de diseño no excederá el límite superior establecido en 5.5.

7.3.3.3 En el refuerzo para fuerza cortante podrá incluirse el refuerzo prescrito en 7.3.5.2.

7.3.4 Límites del refuerzo**7.3.4.1 Refuerzo mínimo a flexión en vigas no presforzadas**

7.3.4.1.1 Se deberán colocar al menos dos barras corridas del no. 4 en los lechos superior e inferior. Las barras continuas del lecho inferior deberán tener un área no menor que una cuarta parte del área máxima de las barras inferiores a lo largo del claro.

7.3.4.1.2 El momento resistente positivo en el paño de la unión viga-columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en el paño de cualquiera de las uniones viga-columna.

7.3.4.1.3 Las barras de la viga deberán tener longitudes de desarrollo de 1.25 veces las calculadas para f_y a tensión a partir del paño del núcleo de los apoyos.

Comentario:

La longitud de desarrollo se multiplica por 1.25 para considerar que el esfuerzo en el acero de refuerzo sea superior al especificado debido a un mayor esfuerzo de fluencia real que el nominal y al desarrollo de deformaciones unitarias en el intervalo de endurecimiento por deformación del acero. La longitud de desarrollo se mide a partir del núcleo del apoyo (muro o columna) lo que supone que, debido a deformaciones inelásticas del refuerzo longitudinal, el recubrimiento se podrá agrietar e, incluso, desprender.

7.3.4.2 Refuerzo máximo a flexión en vigas no presforzadas

7.3.4.2.1 El refuerzo máximo de tensión no excederá 75 por ciento del área balanceada calculada con 5.2.1.2 o 5.2.1.5, según aplique.

Comentario:

Este criterio es más conservador que para estructuras de ductilidad baja en las cuales se acepta hasta el 90 por ciento. Ello para propiciar un comportamiento controlado por tensión en la viga.

7.3.5 Detallado del refuerzo

7.3.5.1 Refuerzo longitudinal

7.3.5.1.1 Se aceptará formar paquetes de dos barras longitudinales cada uno.

7.3.5.1.2 No se permitirán las uniones por traslape de barras longitudinales en los casos a) a c) siguientes (fig. 7.3.5.1.2):

- a) Dentro de las uniones viga-columna (nudos)
- b) En la zona protegida que tiene una longitud igual a $2h$ medida desde el paño del apoyo
- c) En aquellas zonas donde se suponga que pueden formarse articulaciones plásticas causadas por desplazamientos laterales de la estructura.

7.3.5.1.3 Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, deberán cumplir los requisitos de 14.5.6 a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

Comentario:

Ya que en estructuras de ductilidad media que sufren deformaciones laterales significativas es más probable que ocurran inversiones de momentos flexionantes ante acciones sísmicas, se busca garantizar que a todo lo largo del elemento se tenga una cuantía mínima de refuerzo positivo y de refuerzo negativo, especialmente en las uniones viga-columna.

El comportamiento por adherencia de paquetes de barras es menos satisfactorio que el de barras aisladas y por eso se limitan los paquetes a dos barras.

El inciso 7.3.5.1.2 prohíbe las uniones por medio de traslapes y soldadura de barras en las zonas que sufren mayores deformaciones, ya que la revisión de estructuras dañadas por sismos indica que en estas regiones ocurren daños con más frecuencia.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

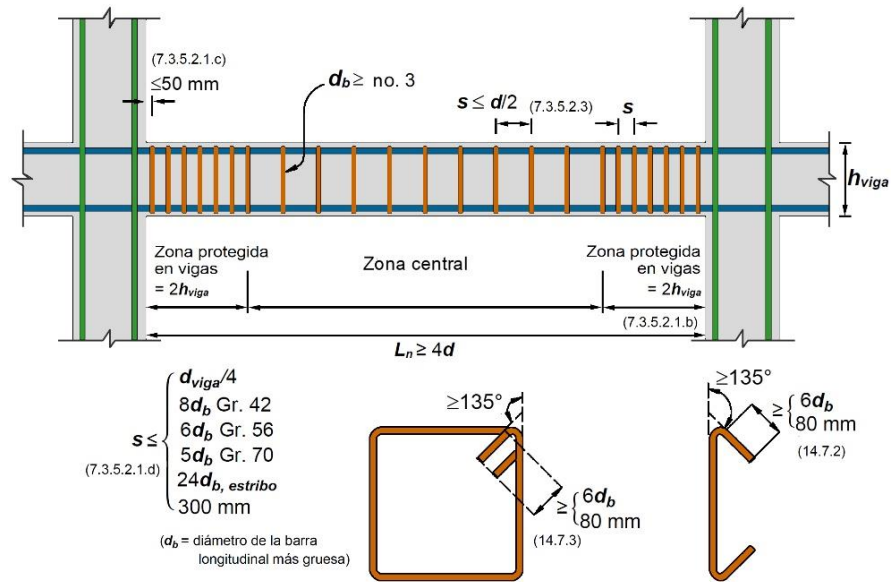


Figura 7.3.5.1.2 - Detallado de vigas de ductilidad media

7.3.5.2 Refuerzo transversal

7.3.5.2.1 En ambos extremos de la viga, se suministrarán estribos cerrados que cumplan con a) a e):

- a) 14.7.3
- b) A lo largo de la zona protegida igual a al menos $2h$ medida desde el paño del apoyo hacia el centro del claro
- c) El primer estribo se colocará a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo
- d) La separación máxima de los estribos será la menor de los valores de 1) a 6)
 - 1) $d/4$
 - 2) $8d_b$ de la barra longitudinal más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 42, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3
 - 3) $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 56, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3
 - 4) $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 70, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3
 - 5) $24d_b$ del estribo cerrado
 - 6) 300 mm
- e) Estribos con cuatro ramas si el ancho de la viga excede 400 mm.

7.3.5.2.2 Se colocarán estribos que cumplan con 7.3.5.2.1.a, 7.3.5.2.1.c, 7.3.5.2.1.d y 7.3.5.2.1.e a lo largo de la zona protegida. La zona protegida tendrá una longitud igual a $2h$ de toda sección donde se suponga que puede formarse una articulación plástica causada por desplazamientos laterales de la estructura. Si la articulación se forma en una sección intermedia, $2h$ se tomará a cada lado de la sección.

7.3.5.2.3 La separación del refuerzo transversal no excederá $d/2$ a lo largo de la viga.

7.3.5.2.4 En vigas con $P_u > A_g f_c' / 10$, el refuerzo transversal de 7.3.5.2.3 deberá cumplir con 14.7.3 o 14.7.4.

Comentario:

El concreto confinado con estribos transversales resiste deformaciones mayores que el concreto no confinado, o sea, tiene un comportamiento más dúctil. Por esta razón, los requisitos del refuerzo transversal para vigas de estructuras de ductilidad media están incluidos para proporcionar confinamiento al concreto, mientras que en vigas de estructuras de ductilidad baja se limitan a proporcionar resistencia suficiente a la tensión diagonal.

En estructuras de ductilidad media (y alta) sólo se aceptan estribos cerrados con el propósito de lograr un mejor confinamiento en el concreto, especialmente en aquellas zonas en las que se anticipan deformaciones inelásticas.

7.4 Columnas de estructuras de ductilidad media

7.4.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.4, además de los señalados en esta sección. En la fig. 7.4.1 se muestra el detallado de columnas de ductilidad media.

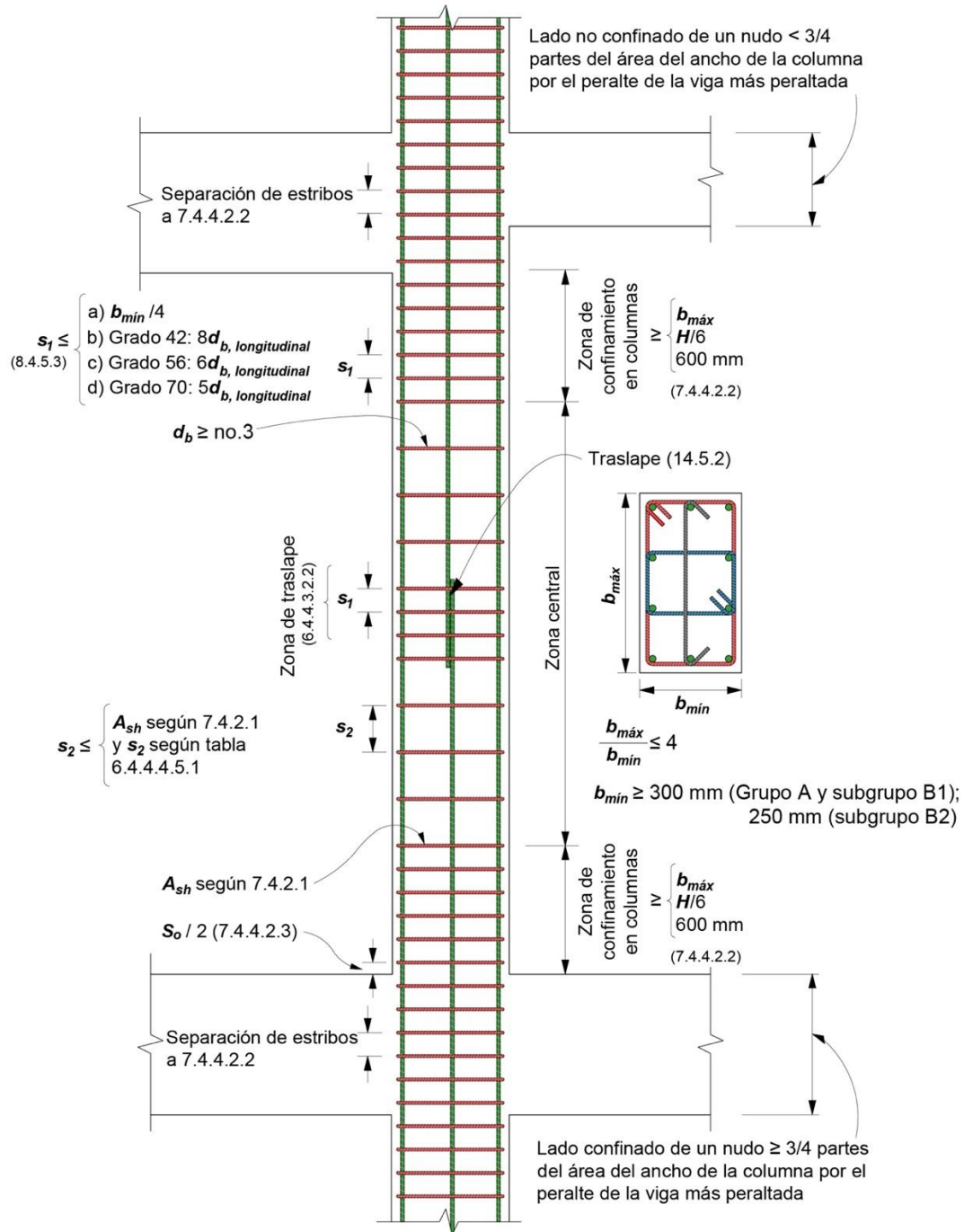


Figura 7.4.1 - Detallado de columnas de ductilidad media

7.4.2 Requisitos generales

7.4.2.1 Resistencia requerida a fuerza cortante

7.4.2.1.1 La fuerza cortante de diseño V_e será la calculada según 8.4.6.1.1.

Comentario:

La fuerza cortante de diseño de una columna se calcula suponiendo, de manera conservadora, la formación de articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Este requisito se establece para disminuir la probabilidad de falla por cortante del elemento. Nótese que se ha de seleccionar la fuerza axial de diseño P_u tal que desarrolle la máxima resistencia a momento dentro del intervalo de fuerzas axiales obtenido del análisis. Véase el comentario de 7.3.2.2.1.

7.4.2.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

7.4.2.2.1 Las columnas deberán cumplir con 7.4.2.2.2, excepto en las uniones viga-columna donde la columna no es continua arriba de la unión y la carga P_u , resultado de la combinación de cargas que incluya el efecto del sismo, sea menor que $A_g f_c' / 10$.

7.4.2.2.2 Las resistencias a flexión de las columnas deberán satisfacer la ec. 7.4.2.2.2:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb} \quad (7.4.2.2.2)$$

donde:

ΣM_{nc} suma de las resistencias nominales a flexión de las secciones de columna arriba y abajo del nudo, en el plano de análisis, calculadas en el paño del nudo. El momento nominal resistente será el que corresponde a la fuerza axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente.

ΣM_{nb} suma al paño del nudo de las resistencias nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo. En el caso de vigas coladas monolíticamente con losas, no será necesario considerar la contribución del acero de refuerzo de la losa a la resistencia a flexión.

La resistencia a flexión de las columnas y vigas se calculará con un esfuerzo en el acero de f_y y un factor de resistencia igual a 1.0. Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición deberá cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Comentario:

Este criterio pretende lograr la formación de un mecanismo de falla controlado por la flexión en vigas, mecanismo conocido como “columna fuerte – viga débil”. La falla de una o más columnas puede producir una inestabilidad del conjunto y un colapso total, mientras que si fallan una o pocas vigas puede limitarse la propagación rápida de daños graves. Para estructuras de ductilidad baja se establece que la suma de las resistencias de las columnas que llegan a un nudo sea mayor o igual que la de las vigas que llegan también a ese nudo (véase 6.4.2.2) mientras que para estructuras de ductilidad media se requiere que sea 1.2 veces. Los momentos a usar son los menores para las combinaciones de carga críticas. Nótese que las resistencias son nominales, es decir, suponen que el acero de refuerzo longitudinal alcanzará su esfuerzo especificado de fluencia, sin pretensiones de que incurra en la zona de endurecimiento por deformación. Esto es consistente con el nivel de deformaciones unitarias en el acero que se anticipa que ocurren en marcos de ductilidad media.

7.4.3 Resistencia de diseño

7.4.3.1 Se despreciará la contribución del concreto a la resistencia V_{eR} si se satisface simultáneamente a) y b):

- La fuerza axial de diseño P_u , incluyendo los efectos de sismo, es menor que $A_g f_c' / 20$
- La fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de V_e calculada con 7.4.2.1.

7.4.3.2 En el refuerzo para fuerza cortante podrá incluirse el refuerzo prescrito en 7.4.4.2.

7.4.4 Detallado del refuerzo de columnas de ductilidad media

7.4.4.1 Refuerzo longitudinal

7.4.4.1.1 El refuerzo longitudinal de las columnas que pase a través de la unión con la viga deberá distribuirse alrededor del perímetro del núcleo. La separación centro a centro entre las barras longitudinales no deberá exceder el mayor de 200 mm y un tercio del ancho de la dimensión transversal de la columna en la dirección en la que se considera la separación.

7.4.4.2 Refuerzo transversal

7.4.4.2.1 Las columnas deberán contar con refuerzo transversal de tipo helicoidal según 6.4.4.4.3 o formado por estribos de acuerdo con 7.4.4.2.2.

7.4.4.2.2 En ambos extremos de la columna, se suministrarán estribos cerrados que cumplan con 14.7.3 con separación s_o sobre una distancia L_o medida desde la cara del nudo. La separación s_o no deberá exceder el menor de a) a d):

- Para barras Grado 42, el menor de $8d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 200 mm
- Para barras Grado 56, el menor de $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 150 mm
- Para barras Grado 70, el menor de $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada y de 150 mm
- Un cuarto de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.

La longitud L_o no será menor que el valor máximo de a) a d):

- Un sexto de la altura libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 600 mm
- $H/2$ para las columnas de planta baja o el primer nivel sujeto a sismo, donde H es la altura libre de la columna.

7.4.4.2.3 El primer estribo cerrado se colocará a no más de $s_o/2$ de la cara de la unión viga-columna, la unión losa-columna o del apoyo de la columna.

7.4.4.2.4 El refuerzo transversal deberá cumplir con a) a f) (fig. 7.4.4.2.4):

- El refuerzo transversal podrá ser a base de refuerzo helicoidal sencillo o sobrepuesto, de estribos circulares, o de estribos rectangulares cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, con o sin grapas, de diámetro no menor que no. 3 y rematados como se indica en 14.3
- Cada extremo de los estribos rectangulares y de las grapas deberá abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblado de 135 grados que satisfaga 14.3.2
- Se permite el uso de grapas de diámetro igual o menor que el de los estribos, sujeto a los requisitos de 14.7.2
- Si se usan grapas, la separación a lo largo de la columna será la misma que la de los estribos
- El refuerzo transversal se deberá arreglar de modo que la separación h_x de las barras de refuerzo longitudinal soportadas lateralmente por la esquina de una grapa o de una rama de estribo no exceda 500 mm alrededor del perímetro de la columna
- Donde $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70 \text{ MPa}$ (700 kg/cm^2) en columnas con estribos cerrados rectangulares, cada barra o paquete de barras longitudinales alrededor del perímetro deberá estar soportado lateralmente por la esquina de un estribo o grapa y el valor de h_x no deberá exceder 300 mm. P_u deberá ser la mayor carga en compresión consistente con la combinación de cargas que incluya la acción del sismo.

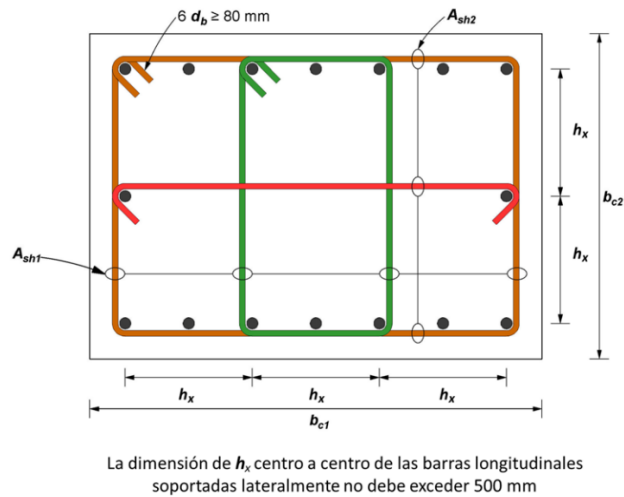


Figura 7.4.4.2.4 - Ejemplo del refuerzo transversal en columnas (adaptada de ACI CODE-318-19)

7.4.4.2.5 Más allá de la longitud L_o , la separación de los estribos será de acuerdo con 6.4.4.4.5.1.

7.4.4.2.6 Las columnas que resistan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deberán contar con refuerzo transversal con una separación s_o a lo largo de toda la altura debajo del nivel en el que ocurre la discontinuidad si la porción de la fuerza axial factorizada de compresión en estas columnas debida al sismo excede $A_g f_c' / 10$. El refuerzo transversal se deberá extender como se indica en 8.4.5.6.b.

Comentario:

La separación máxima de los estribos pretende eliminar la posibilidad o retrasar el pandeo del refuerzo longitudinal de la columna. Barras de mayor grado requieren de menores separaciones para mantener su estabilidad ante fuerzas de compresión en un régimen de cargas cíclicas como las impuestas por un sismo.

*Muros discontinuos y otros elementos rígidos pueden imponer fuerzas axiales en las columnas durante sismos. El refuerzo transversal requerido en 7.4.4.2.5 es para mejorar la capacidad de deformación lateral de la columna. Es recomendable que las fuerzas internas debidas al sismo se calculen como elementos de cimentación mediante el factor de amplificación **0.65R**, como se establece en la NTC-Sismo.*

7.5 Muros de ductilidad media

7.5.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.5, además de los señalados en esta sección.

Comentario:

Esta sección se aplica a muros sujetos a peso propio y a combinaciones de fuerza axial y de momentos y fuerzas cortantes, ambos, en el plano y/o fuera del mismo. Se espera que los muros de ductilidad media exhiban, para las fuerzas de diseño, agrietamiento y deformaciones inelásticas, posteriores a la fluencia, de magnitud moderada.

La Norma supone que las cimentaciones a base de cajones rígidos, con muros perimetrales y losas rígidas en su plano, ofrecen suficiente restricción al giro y al desplazamiento para considerar que los muros en la altura del edificio se deforman a partir del piso de la planta baja o desde la parte superior del cajón de cimentación cuando la rigidez del cajón es al menos el doble de la rigidez del primer entrepiso arriba del cajón.

7.5.2 Límites de diseño

7.5.2.1 El espesor mínimo de los muros será el menor de 180 mm y 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral.

7.5.2.2 En construcciones de hasta dos niveles, no se permitirá usar muros de ductilidad media.

7.5.2.3 Todos los requisitos de esta sección y de 6.5 serán aplicables a muros con vigas de acoplamiento de ductilidad media.

Comentario:

El espesor mínimo de muros de ductilidad media es mayor que el requerido para muros de ductilidad baja de modo de lograr comportamientos más estables ante cargas reversibles, en especial, para retrasar el pandeo local o global del alma.

7.5.2.4 Muros prefabricados de ductilidad media

7.5.2.4.1 En conexiones entre muros o entre muros y la cimentación, se deberá limitar la fluencia a los elementos de acero o al refuerzo.

7.5.2.4.2 Los elementos de la conexión que no se diseñen para fluir, deberán ser dimensionados con base en una resistencia de diseño igual a $1.5S_y$, donde S_y es la resistencia a la fluencia de la conexión ante momento, fuerza cortante, fuerza axial o momento torsionante, según sea la que corresponda y controle el diseño.

7.5.2.4.3 Los muros-columna se deberán diseñar de acuerdo con 8.7.9.

Comentario:

Las conexiones entre muros prefabricados o entre muros y la cimentación deberían resistir las fuerzas inducidas por el sismo y la fluencia que ocurre en su proximidad. Si se usan dispositivos mecánicos para conectar directamente el refuerzo principal, la resistencia probable de la unión debería ser al menos 1.5 veces la resistencia especificada a la fluencia.

7.5.3 Detallado del refuerzo

7.5.3.1 Elementos de borde en muros de ductilidad media

7.5.3.1.1 Se deberá evaluar la necesidad de suministrar elementos de borde en las orillas del muro de acuerdo con 8.7.7.

7.5.3.1.2 La separación del refuerzo transversal del elemento de borde deberá ser la menor de a) y b) (fig. 7.5.3.1.2):

- a) Lo indicado en la tabla 8.7.7.5.b, según la ubicación del refuerzo transversal
- b) La tercera parte de la menor dimensión del elemento de borde.

7.5.3.1.3 En donde no se requieran elementos de borde según 8.7.7.2 u 8.7.7.3, se deberá satisfacer 8.7.7.5. La separación vertical del refuerzo transversal en la orilla del muro donde no se requieran elementos de borde se determinará según la tabla 7.5.3.1.3, en lugar de la tabla 8.7.7.5.b.

Tabla 7.5.3.1.3 – Separación vertical máxima del refuerzo transversal en las orillas de un muro de ductilidad media donde no se requiera el elemento de borde

Grado de la barra de refuerzo primario a flexión	Separación vertical máxima del refuerzo transversal ^[1]	
42	El menor de:	$8d_b$
		200 mm
56	El menor de:	$6d_b$
		150 mm
70	El menor de:	$6d_b$
		150 mm

^[1] En esta tabla, d_b es el diámetro de la barra más delgada del refuerzo longitudinal primario de flexión

Comentario:

El propósito de los elementos de borde en los extremos del muro es mejorar la capacidad resistente y de deformación de muros sujetos a fuerzas cíclicas que causen deformaciones inelásticas en el muro, como aquellas inducidas por los sismos. Los elementos de borde en los extremos consisten en agrupar refuerzo vertical para incrementar la capacidad a flexión. Los elementos están reforzados con barras transversales en forma de estribos y grapas para restringir el pandeo del refuerzo vertical y para confinar el concreto cuando el extremo esté sujeto a compresión cíclica. El pandeo del refuerzo se presenta una vez que el refuerzo fluye debido a la disminución de su módulo de elasticidad. Para reducir la posibilidad de pandeo, se coloca refuerzo transversal a bajas separaciones.

Se incluyen dos criterios de diseño para definir los requisitos de detallado en elementos de refuerzo en los extremos de muros (ver 8.7.7).

La separación del refuerzo transversal depende del grado de la barra del refuerzo primario a flexión. Mientras mayor es f_y , menor es la separación de estribos.

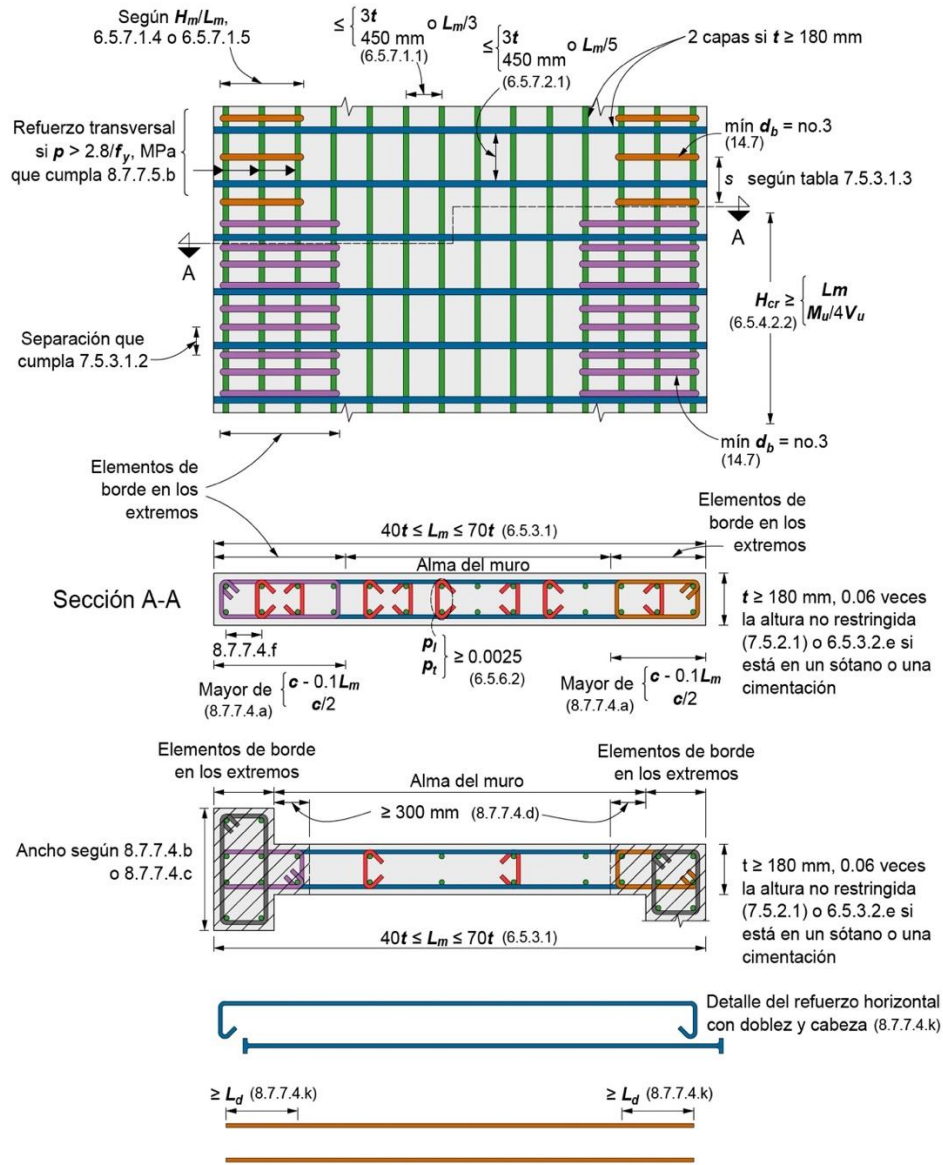


Figura 7.5.3.1.2 – Detallado de muros de ductilidad media

7.6 Losas que trabajan en una dirección en estructuras de ductilidad media

7.6.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.6.

7.7 Losas que trabajan en dos direcciones en estructuras de ductilidad media

7.7.1 Se deberán aplicar los requisitos de 7.6, además de los señalados en esta sección.

7.7.2 Losas planas

7.7.2.1 Se permitirá el uso de losas planas presforzadas (postensadas) o no, apoyadas en columnas, como elementos o subsistema no seleccionado (secundario) para ser parte del SERFIS que cumplan con 8.11.6.1.

7.8 Diafragmas en estructuras de ductilidad media

7.8.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.8.

7.8.2 Se aceptarán diafragmas de concreto ligero. Para su diseño, se deberá tomar en cuenta el efecto del concreto ligero en la resistencia a fuerza cortante, como se indica en 8.10.9. También se considerará el efecto del concreto ligero en el cálculo de longitud de desarrollo de barras a tensión y a compresión del Capítulo 14.

7.9 Uniones viga-columna y losa-columna de estructuras de ductilidad media

7.9.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.9, además de los señalados en esta sección.

7.9.2 Uniones viga-columna

7.9.2.1 Las uniones viga-columna deberán satisfacer los requisitos de detallado de 6.9.7.1.1.2 y 6.9.7.1.1.3. y de 7.9.2.2 a 7.9.2.7.

7.9.2.2 Si el peralte de una viga que llega a un nudo y genera cortante es mayor que el doble del peralte de la columna, el diseño y el análisis del nudo deberá basarse en el método de puntales y tensores del Capítulo 10 y deberán cumplirse a) y b):

- a) La resistencia de diseño a cortante del nudo obtenida con el Capítulo 10 no deberá ser mayor que V_R calculada con 6.9.5.2
- b) Se deberán cumplir los requisitos de detallado de 7.9.2.3 a 7.9.2.5.

7.9.2.3 El refuerzo longitudinal que termine en el nudo deberá extenderse dentro de los 50 mm más alejados de la sección crítica para el desarrollo de las barras. El refuerzo longitudinal deberá desarrollarse en tensión de acuerdo con 8.5.6. La sección crítica será la cara externa del núcleo de la columna.

7.9.2.4 La separación del refuerzo transversal del nudo s no deberá exceder el menor de 7.4.4.2.2.a a 7.4.4.2.2.d dentro del peralte de la viga más peraltada unida al nudo, de acuerdo con el grado de las barras longitudinales.

7.9.2.5 Donde el refuerzo longitudinal del lecho superior de la viga consista en barras corrugadas con cabeza que terminen en el nudo, la columna deberá extenderse arriba de la cara superior del nudo una distancia al menos igual al peralte h del nudo. De manera alternativa, el refuerzo longitudinal de la viga deberá rodearse de refuerzo transversal vertical en el nudo como se señala en 6.9.7.1.2.

7.9.2.6 Donde se requiera de una unión de rodilla para mantener el equilibrio, se deberá suministrar refuerzo transversal horizontal y vertical de acuerdo con 6.9.7.1.1 y 6.9.7.1.2, respectivamente, y que cumpla con a) y b):

- a) La separación del refuerzo transversal horizontal y vertical no excederá el menor de una cuarta parte del ancho de la viga, de una cuarta parte del ancho de la columna y 150 mm
- b) $A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b_c f_c'}{f_{yt}}$

7.9.2.7 Resistencia a fuerza cortante de uniones viga-columna

7.9.2.7.1 V_u del nudo se determinará de acuerdo con 8.5.5.1.

7.9.2.7.2 V_R de una unión viga-columna se calculará de conformidad con 6.9.5.2.

7.9.2.7.3 La excentricidad entre el eje de la viga y el centroide de la columna no deberá exceder $b_c/8$.

Comentario:

La resistencia de la unión viga-columna se calcula con los coeficientes requeridos para estructuras de ductilidad baja. Esto se deberá a que en marcos de ductilidad media es probable que las uniones viga-columna estén sometidas a un menor número de ciclos a grandes desplazamientos laterales que las uniones de marcos de ductilidad alta y, por tanto, deberían ser capaces de resistir mayores demandas de fuerza cortante que las uniones de estructuras de ductilidad alta. La incursión en menos ciclos que produzcan agrietamiento en los nudos permite suponer que la resistencia de las uniones de ductilidad media sea mayor que las de ductilidad alta.

En esta Norma se limita la excentricidad entre el eje de la viga y el centroide de la columna para evitar demandas de torsión en la unión que afecten la formación del mecanismo resistente supuesto de un puntal de compresión diagonal, en elevación y disminuya la resistencia a fuerza cortante.

En la fig. C6.9.7.2.a se muestra la aplicación del primer requisito en 7.9.2.3 referente a la colocación de las extensiones de barras con dobles dentro de los 50 mm más alejados de la sección crítica. La sección crítica en estructuras de ductilidad media está en la cara del núcleo de la columna. Ello porque ante las deformaciones unitarias anticipadas, mayores que las asociadas a la primera fluencia, es probable que se desprenda el recubrimiento y penetren las deformaciones plásticas del refuerzo longitudinal hacia el nudo.

7.9.3 Uniones losa-columna

7.9.3.1 El refuerzo transversal en la unión losa-columna deberá satisfacer los requisitos de 6.9.7.3.1. Donde se requiera refuerzo transversal, se deberá suministrar al menos una capa en la unión, entre el refuerzo superior e inferior de la losa.

7.10 Conexiones entre elementos de estructuras de ductilidad media

7.10.1 Se deberán aplicar los requisitos de 6.10.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

8. ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD ALTA

8.1 Alcance

8.1.1 Este capítulo se deberá aplicar en el diseño de estructuras de ductilidad alta, incluidos:

- a) Vigas de marcos de ductilidad alta (véase 8.3)
- b) Columnas de marcos de ductilidad alta (véase 8.4)
- c) Conexiones viga-columna de marcos de ductilidad alta (véase 8.5)
- d) Marcos de ductilidad alta contruidos de elementos prefabricados (véase 8.6)
- e) Muros de ductilidad alta (véase 8.7)
- f) Muros de ductilidad alta contruidos con elementos prefabricados (véase 8.8)
- g) Losas en estructuras de ductilidad alta (véase 8.9)
- h) Diafragmas y armaduras (véase 8.10)
- i) Elementos no seleccionados como parte del SERCGFL (véase 8.11).

Comentario:

Los requisitos de dimensionamiento y detallado del Cap.8 se basan en la experiencia de campo y resultados de laboratorio de estructuras monolíticas de concreto y de estructuras prefabricadas diseñadas para emular la construcción monolítica. Los criterios de aceptación señalados en ACI CODE-374.1 y ACI ITG-5.1 se pueden usar, de manera conjunta con los requisitos de este capítulo, para demostrar que la capacidad estructural de estructuras prefabricadas (en términos de resistencia, disipación de energía y de deformación inelástica) es igual o excede la capacidad de marcos y muros monolíticos que sean comparables, respectivamente.

8.2 Requisitos generales

8.2.1 Las disposiciones de este capítulo se deberán cumplir en los elementos estructurales de ductilidad alta diseñadas con $Q=4.0$, de acuerdo con la tabla 4.3.1 de la NTC-Sismo.

8.2.2 Se deberán aplicar los requisitos de los capítulos precedentes, los aquí indicados y los de 10.8.

8.2.3 Las características mecánicas del concreto serán las indicadas en 6.2.1 y las del acero de refuerzo serán las especificadas en 7.2.2.

8.2.3.1 No se permitirá el uso de concreto ligero en elementos seleccionados para resistir las fuerzas inducidas por sismo. Sólo se permitirá usar concreto ligero (véase 2.3.3) en elementos secundarios con f'_c de hasta 35 MPa (350 kg/cm²), los cuales se deberán diseñar y detallar como elementos de ductilidad baja.

8.2.4 La resistencia probable a flexión M_{pr} se calculará de acuerdo con las hipótesis de 3.6, con las excepciones indicadas en a) a c):

- a) M_{pr} se basará en las dimensiones especificadas, incluyendo todo el refuerzo longitudinal e inclinado que pueda desarrollarse o se haya desarrollado en la sección crítica y considerando el intervalo de fuerzas axiales para las combinaciones de carga aplicables
- b) Para refuerzo no presforzado, el esfuerzo se determinará según las hipótesis de diseño de 3.6.1 excepto que el esfuerzo supuesto de fluencia será al menos $1.25f_y$
- c) Para acero de presfuerzo, el esfuerzo se obtendrá considerando f_{se} más un esfuerzo adicional generado por las distorsiones laterales tomadas como 1.5 veces la distorsión admisible del entrepiso según la NTC-Sismo. En el caso de marcos de ductilidad alta con postensado no adherido, el cálculo de f_{ps} podrá hacerse con la ec. 8.2.4:

$$f_{ps} = f_{se} + 2,800 \frac{h}{L} \leq f_{py} \quad (8.2.4)$$

$$\left(f_{ps} = f_{se} + 28,000 \frac{h}{L} \leq f_{py} \right)$$

donde h y L son el peralte y el claro de la viga, respectivamente.

8.2.5 Las pérdidas de presfuerzo se determinarán de acuerdo con el Capítulo 11.

Comentario:

En este capítulo se supone que la distribución de las resistencias requeridas de los varios componentes de un sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo se obtiene de un análisis elástico lineal con fuerzas factorizadas. Dado que el comportamiento esperado admite no linealidad de los materiales, es necesario investigar la estabilidad del SERCGFL y la interacción con otros elementos estructurales y no estructurales ante los máximos desplazamientos laterales esperados.

En el cálculo de los desplazamientos laterales, la consideración de elementos totalmente agrietados conduce a una mejor estimación que suponer elementos no agrietados. Por ello se permite usar las hipótesis de análisis del Cap. 3.

En el diseño es importante tener en mente la facilidad constructiva, en especial si se proporcionan altas cuantías de refuerzo.

Se limita el uso a concretos ligeros con resistencia especificada a la compresión de hasta 35 MPa (350 kg/cm²) debido a la falta de información experimental de elementos sujetos a desplazamientos cíclicos reversibles en el intervalo no lineal.

En esta versión de la Norma se permite el uso de barras Grado 56 y 70 que cumplen con lo indicado en la tabla 2.4.2.2.4.a para resistir momentos y fuerzas axiales y cortantes en marcos de ductilidad alta, así como en muros de ductilidad alta y en sus componentes (como vigas de acoplamiento y muros-columna) (NIST, 2014; Sokoli y Ghannoum, 2016; ACI PRC-352R).

Para permitir el uso de barras Grado 56 y 70, la Norma limita la separación del refuerzo transversal de modo de controlar el pandeo del refuerzo longitudinal. En marcos de ductilidad alta, el uso de aceros Grado 56 y 70 requiere mayores peraltes de la unión viga-columna para prevenir un deslizamiento excesivo de las barras de las vigas que atraviesan el nudo.

El requisito de que la resistencia última del acero sea mayor que el esfuerzo de fluencia se basa en la hipótesis de que la capacidad de desarrollar rotaciones inelásticas depende de la longitud de la zona de fluencia a lo largo del elemento (ACI PRC-352R2). La resistencia última sería de al menos $1.25f_y$ para barras Grado 42 que cumplan con NMX-B-506.

En la Norma se permite el uso de acero de alta resistencia para confinar los elementos de concreto (Muguruma y Watanabe, 1990; Sugano et al., 1990). Se acepta el uso de refuerzo transversal para resistir fuerza cortante hecho con acero de alta resistencia en algunos elementos de ductilidad alta (Wallace, 1998; Cheng et al., 2016; Huq et al., 2018; Weber-Kamin et al., 2019). La limitación en el uso de $f_{yt}=420$ MPa (4 200 kg/cm²) para calcular la resistencia tiene como propósito limitar el ancho de grietas por cortante ante cargas de servicio.

Puesto que el acero de refuerzo de estructuras de ductilidad alta puede alcanzar esfuerzos próximos a la resistencia a tensión, se limita el uso de conectores mecánicos según el grado de las barras. Se pueden usar conectores del tipo 1 para todos los grados y tipo 2 sólo para Grado 42, ya que para grados mayores es posible que no resistan los esfuerzos esperados en zonas de fluencia. Estas restricciones afectan a todo el refuerzo, longitudinal y transversal.

En el caso de uniones mediante soldadura, las razones de los requisitos para conectores son aplicables. No es recomendable soldar barras transversales auxiliares para facilitar el habilitado o colocación del refuerzo ya que puede inducir a zonas locales frágiles en el acero. Si fuera necesario colocar barras auxiliares, la soldadura se hará en barras adicionales colocadas para el propósito y que no tengan funciones estructurales.

8.3 Vigas de marcos de ductilidad alta

8.3.1 Alcance

8.3.1.1 Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión y que forman parte de estructuras de ductilidad alta ($Q=4.0$) (fig. 8.3.1.1). Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas que satisfagan la ec. 8.3.1.1.

$$P_u < \frac{f'_c A_g}{10} \quad (8.3.1.1)$$

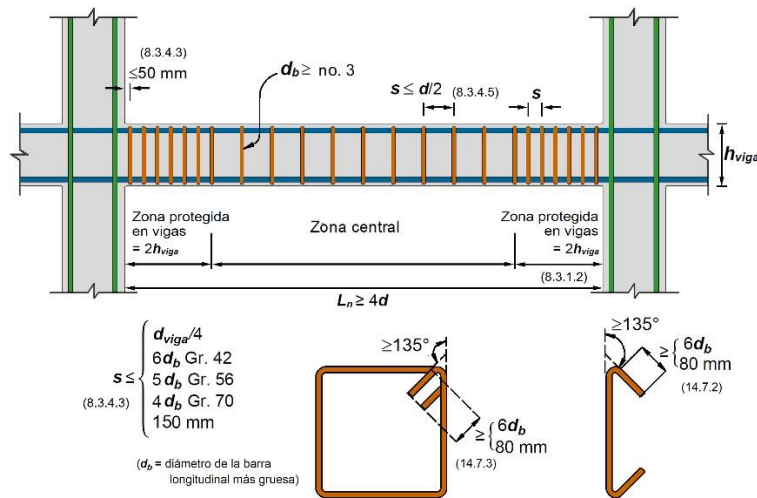


Figura 8.3.1.1 - Detallado de vigas de ductilidad alta

8.3.1.2 Zonas protegidas

8.3.1.2.1 Las zonas protegidas tendrán una longitud igual a $2h$ medida a partir de toda sección crítica donde se suponga que puede formarse una articulación plástica causada por desplazamientos laterales de la estructura. Si la articulación se forma en una sección crítica intermedia, $2h$ se tomará a cada lado de esa sección.

8.3.1.2.2 En estructuras de ductilidad alta, el Proyectista deberá indicar en el proyecto ejecutivo, especialmente en los planos, la ubicación de las zonas protegidas en las vigas. Adicionalmente, incluirá en los planos, en cada ubicación de las zonas protegidas, la leyenda: “Zona protegida – no perforar ni alterar. $Q=4$ ”.

Comentario:

Véase comentario de 7.3.2.3.

8.3.2 Requisitos geométricos

8.3.2.1 El claro libre L_n deberá ser al menos $4h$.

8.3.2.2 En sistemas de vigas y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho b_w no deberá exceder 30.

8.3.2.3 El ancho b_w será al menos el mayor de $0.3h$ y 250 mm. En ningún caso, b_w excederá el ancho de las columnas a las que llega la viga.

8.3.2.4 El eje de la viga no deberá separarse horizontalmente del eje de la columna más de $b_w/10$ de la columna normal a la viga.

Comentario:

Estos requisitos son semejantes a los correspondientes a 7.3.2, aunque el requisito 8.3.2.2 es más estricto con objeto de lograr un comportamiento más estable ante deformaciones inelásticas inducidas por el sismo.

Se pueden usar vigas distintas de rectangulares o huecas que cumplan con los límites de 8.3.2 si todos los segmentos de su sección transversal cuentan con refuerzo transversal que cumpla con 8.3.4.

8.3.3 Refuerzo longitudinal

8.3.3.1 En toda sección se dispondrá de refuerzo longitudinal, tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de 6.3.5.1.2 y constará por lo menos de dos barras corridas del no. 4. La

cuantía p no excederá 0.025 si se usan barras de acero Grado 42, ni 0.020 si las barras son de Grado 56, ni 0.015 si las barras son de Grado 70.

8.3.3.2 El momento resistente positivo en el paño de la unión viga–columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en el paño de cualquiera de las uniones viga-columna.

8.3.3.3 No se aceptará perforar la viga o dejar ahogadas tuberías para paso de instalaciones en los casos a) a c):

- a) Dentro de los nudos (uniones viga-columna)
- b) En la zona protegida a lo largo de una distancia de $2h$ de la viga, medida desde el paño del nudo
- c) En la zona protegida en una distancia de $2h$ de la viga a cada lado de las secciones críticas en donde se suponga que puede fluir el refuerzo longitudinal debido a flexión como resultado de los desplazamientos laterales del marco más allá del intervalo elástico de comportamiento.

8.3.3.4 Se permiten traslapes del refuerzo longitudinal sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal en forma de estribos cerrados o refuerzo helicoidal. La separación o paso de este refuerzo no será mayor que $d/4$, ni que 100 mm. Los traslapes deberán satisfacer 14.5.1 y 14.5.2. No se permitirán las uniones por traslape en los casos a) a c) siguientes:

- a) Dentro de los nudos (uniones viga-columna)
- b) En la zona protegida en una distancia de $2h$ de la viga, medida desde el paño del nudo
- c) En la zona protegida en una distancia de $2h$ de la viga a cada lado de las secciones críticas en donde se suponga que puede fluir el refuerzo longitudinal debido a flexión, como resultado de los desplazamientos laterales del marco más allá del intervalo elástico de comportamiento.

8.3.3.5 Se aceptará formar paquetes de dos barras con el refuerzo longitudinal.

8.3.3.6 Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos deberán cumplir con 14.5.6. Además, se deberá satisfacer que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

8.3.3.7 Si se emplea presfuerzo, éste deberá cumplir con a) a d):

- a) El esfuerzo de presfuerzo promedio f_{pc} , calculado con un área igual a la menor dimensión de la sección transversal de la viga multiplicada por la dimensión perpendicular, no deberá exceder el menor de 3.5 MPa (35 kg/cm²) y $f_c'/10$
- b) El acero de presfuerzo deberá ser no adherido en las zonas potenciales de articulación plástica y las deformaciones unitarias calculadas en él para el desplazamiento de diseño deberán ser menores que 0.01
- c) El acero de presfuerzo no deberá contribuir en más de un cuarto de la resistencia a flexión positiva o negativa en la sección crítica de la zona de la articulación plástica
- d) Los dispositivos de anclaje de tendones postensado sujetos a sismo deberán ser capaces de resistir 50 ciclos de carga ante un intervalo de fuerzas en el acero de presfuerzo entre el 40 y el 85 por ciento de la resistencia especificada a tensión del acero de presfuerzo.

Comentario:

Se acepta diseñar como vigas de ductilidad alta a vigas que resistan carga axial y flexión, como ocurre en el caso de colectores de diafragmas.

Los límites en 8.3.2 están basados en evidencia experimental y en la experiencia de un buen desempeño cuando las dimensiones establecidas se cumplen. En la NTC-Concreto no se acepta la construcción de marcos de ductilidad alta con vigas más anchas que las columnas con objeto de fomentar sistemas más rígidos lateralmente que permitan controlar las demandas de desplazamiento en el intervalo inelástico.

En 8.3.3.1 no se establece la relación máxima de acero de tensión en función de la relación balanceada, como en estructuras de ductilidades baja y media, sino como un valor absoluto dependiendo del grado del acero de refuerzo longitudinal. Esto se deberá a que, en general, en vigas que sufren deformaciones muy grandes, como las empleadas en estructuras de ductilidad alta, las hipótesis usuales de flexión (secciones planas, adherencia perfecta entre concreto y barras, deformación última del concreto de 0.003 y comportamiento elastoplástico del acero) no son estrictamente aplicables y el concepto de sección balanceada, que se basa en esas hipótesis, tampoco lo es.

Los límites de 0.025, 0.020 y 0.015 tratan de evitar congestionamientos excesivos del acero de refuerzo. De cualquier manera, el diseñador estructural ha de asegurarse que los elementos a flexión tengan un comportamiento dúctil.

La prohibición de perforar las vigas, o bien de dejar tuberías ahogadas en las zonas donde se esperan deformaciones inelásticas debidas al sismo es para evitar el debilitamiento del elemento y la reducción de su capacidad de deformación inelástica.

La prohibición de colocar traslapes en zonas de fluencia del refuerzo longitudinal se explica por su baja confiabilidad al estar sometidos a demandas cíclicas inelásticas. En las otras zonas, se requiere colocar refuerzo transversal para confinar el traslape, así como para confinar el núcleo de concreto de la viga ante un posible desprendimiento del recubrimiento.

En el caso de uso de presfuerzo, los requisitos se basan en la experiencia. En una zona de articulación plástica, el límite en la deformación unitaria y el requisito de usar tendones no adheridos pretenden evitar la fractura de tendones ante las deformaciones inducidas por sismo. En el caso de acero de presfuerzo no adherido a lo largo de una longitud pequeña o junto al nudo, la deformación unitaria adicional debida al sismo se puede calcular como el producto de la profundidad del eje neutro y la suma de las rotaciones de la articulación plástica en la unión, dividido entre la longitud no adherida. Los límites en la contribución del presfuerzo a la resistencia a flexión son para poder usar los mismos factores de Q y R_T que para marcos no presforzados, según NTC-Sismo (Ishizuka y Hawkins, 1987; Park y Thompson, 1977). El criterio de aceptación de los dispositivos de anclaje de postensado es muy usual en la práctica del concreto presforzado. El límite de 85 por ciento corresponde a una deformación unitaria de 0.01 del acero de presfuerzo (ACI PRC-423.3R; ACI SPEC-423.7).

8.3.4 Refuerzo transversal de confinamiento

8.3.4.1 Se deberán colocar estribos cerrados o refuerzo helicoidal en las siguientes zonas de una viga:

- En la zona protegida una distancia igual a $2h$ de la viga medida desde la cara de la columna hacia la mitad del claro de la viga, en ambos extremos de ésta
- En la zona protegida una distancia igual a $2h$ de la viga, en ambos lados de la sección en donde se suponga que puede fluir el refuerzo longitudinal debido a flexión, como resultado de los desplazamientos laterales del marco más allá del intervalo elástico de comportamiento.

8.3.4.2 Donde se requieran estribos cerrados o refuerzo helicoidal, las barras de refuerzo longitudinal primarias más cercanas a las caras de tensión y compresión deberán tener soporte lateral de acuerdo con 14.7.3 y 14.7.4. La separación entre las barras de refuerzo a flexión soportadas lateralmente no deberá ser mayor que 350 mm. No se requerirá soportar lateralmente el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3.

8.3.4.3 El primer estribo cerrado deberá ser colocado a una distancia no mayor que 50 mm desde la cara de la columna de apoyo. La separación de los estribos cerrados no deberá exceder la menor distancia entre a) y e):

- $d/4$
- 150 mm
- $6d_b$ de la barra más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 42, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3
- $5d_b$ de la barra más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 56, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3
- $4d_b$ de la barra más delgada de refuerzo primario a flexión para barras Grado 70, excluyendo el refuerzo longitudinal superficial requerido en 6.3.7.2.3.

8.3.4.4 Donde se requieran estribos cerrados, éstos deberán estar diseñados para resistir fuerza cortante de acuerdo con 8.3.5.

8.3.4.5 Donde no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deberán colocarse estribos cerrados con dobleces estándar según 14.7.3 y deberán estar separados a una distancia no mayor que $d/2$ a lo largo de la longitud de la viga.

8.3.4.6 En vigas con fuerza de compresión axial factorizada mayor que $A_g f_c' / 10$, se deberán suministrar estribos cerrados que satisfagan los requisitos de 8.4.5.2 a 8.4.5.4 y de 8.3.4.1. A lo largo de la distancia restante, los estribos cerrados que satisfagan 8.4.5.2 deberán estar separados una distancia s no mayor que la menor de las distancias de a) a d):

- 150 mm
- $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada contenida dentro del estribo para barras Grado 42
- $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada contenida dentro del estribo para barras Grado 56
- $4d_b$ de la barra longitudinal más delgada contenida dentro del estribo para barras Grado 70.

Cuando el recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal sea mayor que 100 mm, se deberá colocar refuerzo transversal adicional que tenga un recubrimiento menor que 100 mm y cuya separación no exceda 300 mm.

Comentario:

El refuerzo transversal de confinamiento se requiere principalmente para confinar el concreto y mantener el soporte lateral de barras longitudinales en zonas donde se espera fluencia por flexión. En la fig. C8.3.4 se muestra un ejemplo de refuerzo de confinamiento hecho con estribos sobrepuestos.



Figura C8.3.4 – Ejemplo de estribos sobrepuestos en una viga

8.3.5 Requisitos para fuerza cortante

8.3.5.1 La fuerza cortante de diseño V_e será igual a la suma de la fuerza cortante asociada con el desarrollo de las resistencias probables a momento, M_{pr} , suponiendo que en los extremos actúan momentos del mismo sentido y de la fuerza cortante calculada para las cargas gravitacionales multiplicadas por el factor de carga.

8.3.5.2 Se despreciará la contribución del concreto a la resistencia V_{cR} si se satisface simultáneamente a) y b):

- La fuerza axial de diseño P_u , incluyendo los efectos de sismo, es menor que $A_g f_c' / 20$
- La fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de V_e calculada según 8.3.5.1.

Comentario:

La resistencia requerida a fuerza cortante en elementos de marcos de ductilidad alta depende de las resistencias a flexión y no de las fuerzas cortantes obtenidas del análisis.

La idea de despreciar V_{cR} es para facilitar el diseño y no se ha de interpretar como que el concreto no resiste fuerza cortante. Por el contrario, la fuerza cortante se resiste por el concreto confinado y el refuerzo transversal. Es erróneo suponer, por tanto, que se puede disminuir el tamaño de la sección de un elemento por el hecho de que se desprecie la contribución del concreto.

8.4 Columnas de marcos de ductilidad alta

8.4.1 Los requisitos de esta sección (fig. 8.4.1) aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f_c' / 10$, y que formen parte de marcos de ductilidad alta diseñadas con $Q=4.0$.

Comentario:

En la fig. 8.4.1 se muestra el detallado tipo de una columna de entrepiso de una estructura de ductilidad alta. En el caso de la planta baja o del primer nivel considerado para resistir sismo, la longitud l_o sería de la mitad de la altura libre de la columna.

8.4.2 Requisitos geométricos

8.4.2.1 La dimensión transversal mínima, medida a lo largo de una línea recta que pase por el centroide geométrico de la sección, no será menor que 300 mm.

8.4.2.2 La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no deberá ser menor que 0.4.

8.4.2.3 El área A_g no será menor que $P_u/(0.5f'_c)$ para toda combinación de carga.

8.4.2.4 La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá 15.

8.4.3 Resistencia mínima a flexión de columnas

8.4.3.1 Las columnas deben cumplir con 8.4.3.2 u 8.4.3.3, excepto en las uniones viga-columna donde la columna no es continua arriba de la unión y la carga P_u , resultado de la combinación de cargas que incluya el efecto del sismo, es menor que $A_g f'_c / 10$.

8.4.3.2 Las resistencias a flexión de las columnas deberán satisfacer la ec. 8.4.3.2:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{prb} \quad (8.4.3.2)$$

donde:

ΣM_{nc} suma de las resistencias nominales a flexión de las secciones de columna arriba y abajo del nudo, en el plano de análisis, calculadas en el paño del nudo. El momento nominal resistente será el que corresponde a la carga axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, produzca el menor momento resistente en la dirección de análisis, usando un factor de resistencia igual a 1.0.

ΣM_{prb} suma al paño del nudo de las resistencias probables a flexión de las vigas que llegan al nudo. En el caso de vigas coladas monolíticamente con losas, cuando la losa esté a tensión debido a momentos en la cara del nudo, se deberá considerar que el acero de refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo establecido en 8.5.2.2 contribuye a M_{prb} si el acero de refuerzo de la losa puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica por flexión. La resistencia a flexión de las vigas se calculará con un esfuerzo en el acero de $1.25 f_y$ y un factor de resistencia igual a 1.0.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición deberá cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

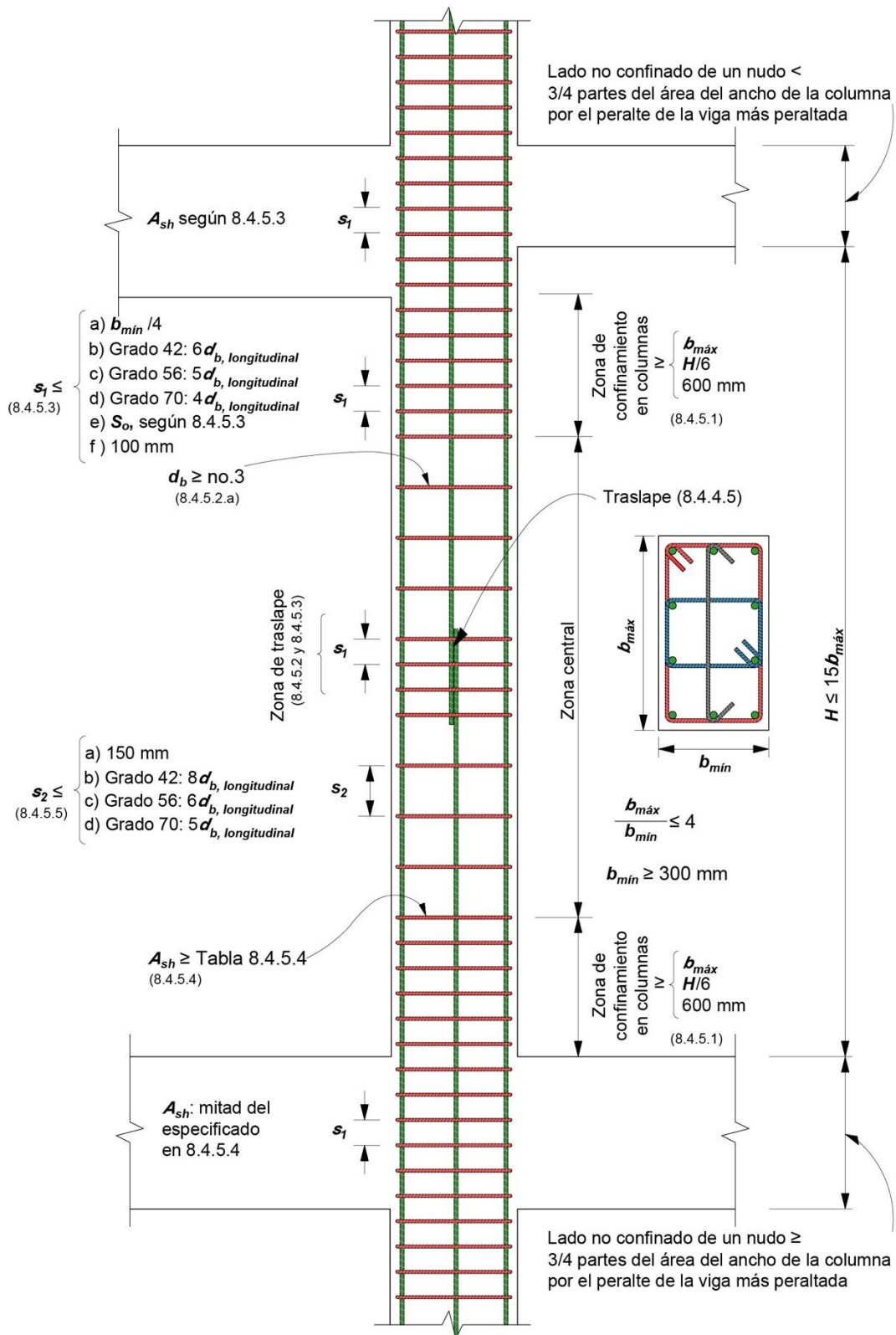


Figura 8.4.1 - Detallado tipo de elementos a flexocompresión marcos de ductilidad alta

8.4.3.3 Si 8.4.3.2 no se cumple en un nudo, la resistencia y rigidez laterales de las columnas que llegan a ese nudo deberán ignorarse en el cálculo de la resistencia y rigidez laterales de toda la estructura. Estas columnas deberán cumplir con 7.4.

Comentario:

Véase el comentario de 7.4.2.2. El requisito de considerar el refuerzo longitudinal dentro de un ancho efectivo del patín de la losa proviene de suponer que el refuerzo de la losa en ese ancho contribuye a la resistencia a flexión negativa de la viga (Alcocer y Jirsa, 1993; French y Moehle, 1991). Esta hipótesis conduce a una estimación razonable de la resistencia a momento negativo de conexiones interiores para una distorsión lateral de 2 por ciento.

El requisito 8.4.3.3 implica que si la contribución de una columna (o columnas) a la resistencia y rigidez laterales aumenta la capacidad estructural, se acepta ignorarla. No así si la contribución las disminuye o si incrementa la respuesta debido a irregularidades del edificio. Es equivocado ignorar la rigidez de columnas para disminuir la fuerza cortante basal.

8.4.4 Refuerzo longitudinal

8.4.4.1 La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.

8.4.4.2 El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

8.4.4.3 Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

8.4.4.4 A lo largo de la altura de la columna, las barras de refuerzo longitudinal deberán seleccionarse de modo que $1.25L_d \leq H/2$, donde H es la altura libre de la columna.

8.4.4.5 El traslape de barras longitudinales sólo se permitirá en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con 14.5.1 y 14.5.2 (fig. 8.4.1). La zona de traslape deberá confinarse con refuerzo transversal de acuerdo con 8.4.5.2 y 8.4.5.3.

8.4.4.6 Las uniones soldadas o mecánicas de barras deben cumplir con 14.5.6. Adicionalmente, se deberá satisfacer que, en una misma sección, cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

Comentario:

En la fig. 8.4.1 se resumen los requisitos de diseño y detallado de una columna de un marco de ductilidad alta. El límite inferior en la cuantía de refuerzo longitudinal (de 0.01) es para controlar las deformaciones a lo largo del tiempo, así como para que el momento de fluencia sea mayor que el de agrietamiento. El límite superior es menor que para estructuras de ductilidad baja o media; la reducción se deberá a la conveniencia de reducir la congestión del acero, mejorar la transferencia de carga de los elementos de piso a la columna y para reducir los esfuerzos cortantes.

A raíz de los daños observados en el sismo de 1985 en la Ciudad de México, la NTC-Concreto no permite paquetes de más de dos barras. Ello para evitar la reducción de la capacidad a momento debido a demandas elevadas de esfuerzos de adherencia.

Un modo de falla ante sismo en columnas es el debido al agrietamiento por hendimiento paralelo a las barras longitudinales. El hendimiento se pudo controlar mediante la restricción del diámetro de las barras, el aumento del refuerzo transversal y el incremento de la resistencia del concreto, todos los cuales reducen la longitud de desarrollo requerida L_d a lo largo de la altura libre de la columna H .

Se requiere colocar los traslapes hacia el centro de las columnas ya que en esa zona la probabilidad de aplastamiento y desprendimiento del recubrimiento del concreto ante acciones sísmicas es menor. La necesidad de colocar refuerzo transversal considera la incertidumbre en la distribución de momentos a lo largo de la columna (Sivakumar et al., 1983).

8.4.5 Refuerzo transversal de confinamiento

8.4.5.1 Se suministrará el refuerzo transversal de confinamiento mínimo que se especifica en 8.4.5.2 a 8.4.5.4 en una longitud l_o en ambos extremos del miembro y a ambos lados de cualquier sección donde sea probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento. La longitud l_o será la mayor de a) a c):

- El mayor peralte de la columna en la cara del nudo o en la sección donde es probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal (véase fig. 8.4.1)
- $H/6$, donde H es la altura libre de la columna
- 600 mm.

8.4.5.1.1 En la parte inferior de columnas de planta baja o del primer nivel sujeto a sismo, este refuerzo transversal deberá llegar hasta media altura libre de la columna, y deberá continuarse dentro de la cimentación o del elemento del nivel inmediato inferior, al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

8.4.5.2 El refuerzo transversal deberá cumplir con a) a f) (fig. 8.4.5.2):

- El refuerzo transversal podrá ser a base de refuerzo helicoidal sencillo o sobrepuesto, de estribos circulares, o de estribos rectangulares cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, con o sin grapas, de diámetro no menor que no. 3 y rematados como se indica en 14.3
- Cada extremo de los estribos rectangulares y de las grapas deberá abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblé de 135 grados que satisfaga 14.3.2
- Se permite el uso de grapas de diámetro igual o menor que el de los estribos, sujeto a los requisitos de 14.7.2
- Si se usan grapas, la separación a lo largo de la columna será la misma que la de los estribos
- El refuerzo transversal se deberá arreglar de modo que la separación h_x de las barras de refuerzo longitudinal soportadas lateralmente por la esquina de una grapa o de una rama de estribo no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la columna
- Donde $P_u > 0.3A_g f_c'$ o $f_c' > 70 \text{ MPa}$ (700 kg/cm²) en columnas con estribos cerrados rectangulares, cada barra o paquete de barras longitudinales alrededor del perímetro deberá estar soportado lateralmente por la esquina de un estribo o grapa y el valor de h_x no deberá exceder 200 mm. P_u deberá ser la mayor carga en compresión consistente con la combinación de cargas que incluya la acción del sismo.

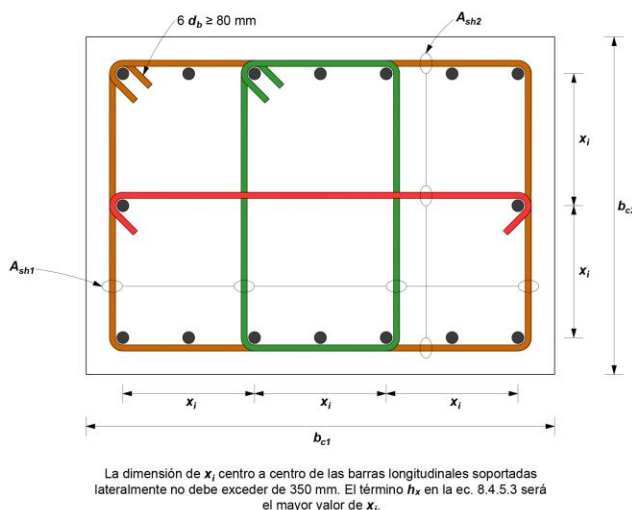


Figura 8.4.5.2 - Ejemplo del refuerzo transversal en columnas (adaptada de ACI CODE-318-19)

8.4.5.3 La separación del refuerzo transversal no deberá exceder el menor de a) a e):

- La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento
- $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada del refuerzo primario a flexión Grado 42
- $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada del refuerzo primario a flexión Grado 56
- $4d_b$ de la barra longitudinal más delgada del refuerzo primario a flexión Grado 70
- s_o según la ec. 8.4.5.3:

$$s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \tag{8.4.5.3}$$

$$\left(s_o = 10 + \frac{35 - h_x}{3} \right)$$

El valor de s_o de la ec. 8.4.5.3 no deberá exceder 150 mm y no deberá ser menor que 100 mm.

8.4.5.4 La cuantía de refuerzo transversal deberá ser la obtenida de la tabla 8.4.5.4. El factor k_f asociado a la resistencia del concreto y el factor k_n sobre la efectividad del confinamiento, se calcularán de acuerdo con las ecs. 8.4.5.4.a y 8.4.5.4.b, respectivamente:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \left(k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0 \right) \tag{8.4.5.4.a}$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \tag{8.4.5.4.b}$$

donde n_l es el número de barras o paquetes de refuerzo longitudinal alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos rectangulares que son soportadas lateralmente por esquinas de estribos o por ganchos estándar de 135 grados.

Tabla 8.4.5.4 – Refuerzo transversal en columnas de marcos de ductilidad alta

Refuerzo transversal	Condiciones	Ecuación aplicable	
A_{sh}/s_{bc} para estribos rectangulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa (700 kg/cm ²)	El mayor de a) y b):	a) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ b) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa (700 kg/cm ²)	El mayor de a), b) y c):	c) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$
p_s para refuerzo helicoidal o estribos circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa (700 kg/cm ²)	El mayor de d) y e):	d) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ e) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa (700 kg/cm ²)	El mayor de d), e) y f):	f) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$

En la fig. 8.4.5.4 se ejemplifica cómo determinar la cuantía de refuerzo transversal de una columna.

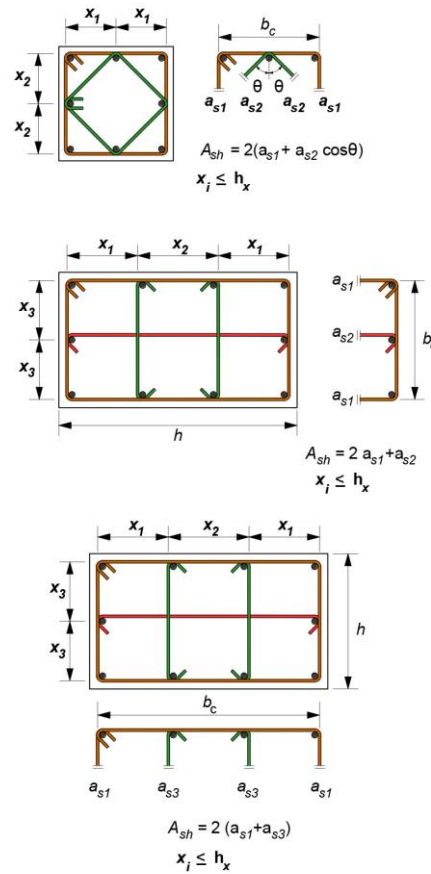


Figura 8.4.5.4 - Determinación de la cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

8.4.5.5 Más allá de la longitud l_o calculada según 8.4.5.1, se deberá suministrar refuerzo helicoidal que cumple con 14.7.4 o estribos y grapas de acuerdo con 14.7.3 y 14.7.2, respectivamente. La separación s no deberá exceder la menor de a) a d), a menos que se requiera una mayor cuantía de refuerzo transversal según 8.4.4.5 y 8.4.6:

- a) 150 mm
- b) $8d_b$ de la barra longitudinal más delgada, para barras Grado 42
- c) $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada, para barras Grado 56
- d) $5d_b$ de la barra longitudinal más delgada, para barras Grado 70.

8.4.5.6 En columnas que resisten las reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, se deberá satisfacer a) y b):

- a) Se colocará refuerzo transversal, según lo requerido en 8.4.5.2 a 8.4.5.4, a todo lo largo de las columnas en todos los entrepisos por debajo de la discontinuidad, si la carga axial factorizada causada por el sismo excede $A_g f_c / 10$
- b) El refuerzo transversal se extenderá dentro del elemento discontinuo al menos en una distancia igual a L_d de la barra más gruesa de la columna, donde L_d se calculará de acuerdo con 14.4.2. Cuando la columna termina en un muro, el refuerzo transversal se deberá extender dentro del muro al menos L_d de la barra más gruesa de la columna medida a partir del punto de corte. Si la columna termina en una zapata o cajón de cimentación, el refuerzo transversal requerido se deberá extender al menos 300 mm dentro de la zapata o cajón.

8.4.5.7 Si el recubrimiento de concreto afuera del refuerzo transversal requerido en 8.4.5.1, 8.4.5.5 y 8.4.5.6 es mayor que 100 mm, se deberá suministrar refuerzo transversal adicional que tenga un recubrimiento que no exceda 100 mm y cuya separación no sea mayor que 300 mm.

Comentario:

Los requisitos para refuerzo transversal de columnas que forman parte de marcos de ductilidad alta son más estrictos que los correspondientes a columnas de marcos de ductilidad media o baja por la razón, ya comentada en otras secciones, de que las estructuras de ductilidad alta deben alcanzar deformaciones mayores que las de ductilidades media o baja. En la fig. 8.4.1 se resumen los requisitos para columnas de marcos de ductilidad alta. El valor de l_0 se establece para colocar refuerzo transversal con menor separación en las zonas donde se espera que se presente la fluencia por flexión del refuerzo longitudinal.

La configuración del refuerzo transversal es crítica para lograr un adecuado confinamiento del concreto del núcleo de columnas y de uniones viga-columna en marcos de ductilidad alta. Para que la grapas funcionen adecuadamente, deben estar rematadas con dobleces estándar a 135 grados según esta Norma. Para el cálculo, el valor de P_u deberá reflejar las demandas de fuerza axial de compresión de las cargas gravitacionales y las del sismo. El parámetro h_x se refiere a la distancia entre las barras longitudinales soportadas transversalmente por estribos y grapas.

La separación máxima de 150 mm o de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento es para lograr un mejor confinamiento en el concreto. La separación del refuerzo transversal en función del diámetro del refuerzo longitudinal es para alcanzar un soporte adecuado de la barra longitudinal que permita controlar el pandeo de la barra después de la pérdida del recubrimiento.

En la tabla 8.4.5.4, las expresiones a), b), d) y e) se han usado históricamente para calcular el refuerzo requerido por confinamiento, tal que ante la pérdida del recubrimiento la columna no pierda su capacidad resistente de carga axial. Las expresiones c) y f) fueron derivadas (Elwood et al., 2009) de estudios de laboratorio con el fin de lograr columnas que alcancen distorsiones de 0.03 sin pérdida importante de la resistencia. El parámetro k_n disminuye el refuerzo requerido por confinamiento en la medida que la separación entre las barras longitudinales sea menor (Paultre y Légeron, 2008). El factor k_f incrementa el confinamiento requerido en columnas fabricadas con concretos de resistencias a la compresión superiores a 70 MPa, las cuales exhiben falla frágil.

Se acepta usar refuerzo transversal con f_{yt} de 700 MPa (7 000 kg/cm²) ya que se ha demostrado experimentalmente que confinan adecuadamente el núcleo de concreto.

El propósito de colocar refuerzo transversal fuera de la longitud L_0 es para proteger las secciones en la mitad de la altura de la columna.

En caso de elementos discontinuos, es probable que las columnas de apoyo exhiban comportamiento inelástico. Por ello se requiere que se suministre refuerzo transversal en toda la altura.

Los recubrimientos no reforzados pueden desprenderse al deformarse la columna lateralmente producto del sismo, lo que hace que se constituyan en un peligro de caído. El refuerzo adicional pretende reducir el riesgo de estos caídos.

8.4.6 Resistencia a fuerza cortante

8.4.6.1 Criterio y fuerza de diseño

8.4.6.1.1 Las columnas de estructuras de ductilidad alta se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño V_e se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos y en las caras del nudo actúan momentos flexionantes del mismo sentido, numéricamente iguales a las resistencias a flexión máximas probables M_{pr} obtenidas con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento flexionante resistente. Las fuerzas cortantes de diseño V_e no necesitan exceder aquellas calculadas de la resistencia de la conexión viga-columna basadas en M_{pr} de las vigas que lleguen al nudo. En ningún caso V_e será menor que la fuerza cortante factorizada obtenida del análisis de la estructura.

Comentario:

Esta disposición es equivalente a la del inciso 8.3.5 para vigas, pero como las columnas no tienen normalmente cargas transversales a su eje longitudinal, la fuerza cortante es únicamente la suma de los momentos en los extremos dividida entre el claro, que para este caso es la altura de la columna. Desde luego que, si una columna tuviese cargas transversales, se tomarían en cuenta como en el caso de vigas.

8.4.6.2 Contribución del concreto a la resistencia

8.4.6.2.1 Se despreciará la contribución del concreto, V_{cR} , si se satisfacen simultáneamente a) y b):

- a) La fuerza axial de diseño P_u , incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f'_c / 20$
- b) La fuerza cortante de diseño causada por el sismo, calculada según 8.4.6.1, sea igual o mayor que la mitad de la resistencia máxima requerida a fuerza cortante a lo largo de l_o .

8.4.6.3 Refuerzo transversal por cortante

8.4.6.3.1 El refuerzo transversal no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión.

8.4.6.3.2 El diámetro del refuerzo transversal no será menor que no. 3 y se deberá cumplir con lo señalado en 8.4.5.1 a 8.4.5.4 (véase fig. 8.4.1).

8.4.7 Transferencia de la fuerza axial de la columna a través del sistema de piso

8.4.7.1 El concreto en el sistema de piso en la ubicación de la columna tendrá una resistencia especificada a la compresión al menos igual a $0.7f'_c$ de la columna.

8.5 Conexiones viga–columna en marcos de ductilidad alta

8.5.1 Alcance

8.5.1.1 Las disposiciones de esta sección se aplican a conexiones monolíticas de miembros que forman parte de marcos resistentes a momento de ductilidad alta ($Q=4.0$).

8.5.1.2 Los requisitos de 8.5.2 a 8.5.6 son aplicables a conexiones en las que se prevé la fluencia por flexión del refuerzo longitudinal de vigas próxima a la cara del nudo. Si las vigas se diseñan para formar articulaciones plásticas lejos del nudo se deberá cumplir con 8.5.2 y 8.5.7.

Comentario:

En las conexiones de marcos de ductilidad alta se prevé que las vigas que unen disipen energía mediante ciclos de deformación reversible en el intervalo inelástico. Las columnas se diseñan para que la probabilidad de fluencia de su refuerzo longitudinal sea baja.

Un nudo (también llamado unión o junta) es la parte de la columna comprendida en la altura de la viga más peraltada que llega a él. La conexión incluye al nudo y comprende la zona adyacente a él dentro de vigas, columnas y losa.

En muchos diseños, las dimensiones de las columnas son definidas a partir de los requisitos de diseño de la conexión. Los requisitos se establecen para promover un adecuado desempeño estructural bajo todas las condiciones de carga y para evitar congestión de refuerzo en la conexión. Los requisitos para condiciones de servicio son aplicables a los miembros que llegan a la conexión.

Se acepta diseñar conexiones en las cuales las articulaciones plásticas de las vigas ocurran próximas a la cara del nudo. También es permitido diseñar las vigas para que sus articulaciones se formen lejos del nudo, lo que tiene la ventaja de generar menores demandas de esfuerzos en este último.

8.5.2 Requisitos generales

8.5.2.1 Las fuerzas en las barras corrugadas no presforzadas del refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo se deberán calcular suponiendo que el esfuerzo en el refuerzo de flexión a tensión es $1.25f_y$.

8.5.2.2 Si la losa es colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo de patín contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T y L, este ancho del patín de tensión a cada lado del alma será el requerido en la tabla 3.3.2.1.

8.5.2.3 Las fuerzas en el acero de presfuerzo se calcularán considerando el esfuerzo efectivo de presfuerzo f_{se} y un esfuerzo adicional generado por distorsiones de entrepiso iguales a 1.5 veces las distorsiones aceptables de la NTC-Sismo. En vigas de concreto postensado no adherido, se aceptará calcular f_{ps} con la ec. 8.2.4.

8.5.2.3.1 Las pérdidas de presfuerzo se determinarán de acuerdo con el Capítulo 11.

8.5.2.4 El refuerzo longitudinal corrugado y no presforzado que termine en el nudo deberá extenderse hasta la cara más alejada del núcleo del nudo y deberá desarrollarse a tensión de acuerdo con 8.5.6.

8.5.2.5 Donde el refuerzo longitudinal de las vigas pase a través del nudo, éste se deberá alojar dentro del núcleo confinado de la columna o del elemento de borde, y el peralte h del nudo, paralelo al refuerzo longitudinal de la viga, será al menos el mayor de a) a d):

- a) $20d_b$ de la barra Grado 42 más gruesa
- b) $26d_b$ de la barra Grado 56 más gruesa
- c) $32d_b$ de la barra Grado 70 más gruesa
- d) $h/2$ de cualquier viga que se conecte en el nudo y que genere fuerza cortante en el nudo como parte del SERCGFL en la dirección en consideración.

8.5.2.5.1 Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u/A_g f'_c \geq 0.3$ o en la estructura, los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total inducida por el sismo, 8.5.2.5.a puede tomarse como **15db**.

8.5.2.5.2 En caso de usar barras de refuerzo longitudinal Grado 56 o Grado 70, sólo se permitirá el uso de concreto de peso normal.

8.5.2.6 El acero de presfuerzo que se termine en un nudo deberá satisfacer a) y b):

- a) El acero de presfuerzo que se termine se deberá extender a la cara más alejada de la cara del núcleo del nudo. Los dispositivos de anclaje de postensado se colocarán tal que la cara frontal de la placa de apoyo esté al menos a 2/3 veces del peralte de la viga medido desde la cara más próxima del nudo
- b) El dispositivo de anclaje deberá satisfacer 14.8.

8.5.2.7 En los planos estructurales se deberán incluir dibujos acotados y a escala de los elementos y del acero de refuerzo, presforzado o no, de las conexiones viga–columna.

Comentario:

Se requiere que la conexión sea capaz de resistir todas las fuerzas transmitidas por los miembros adyacentes, usando las combinaciones que producen la distribución de fuerzas más desfavorable en el nudo. En ellas, se recomienda incluir el efecto de cualquier excentricidad de los miembros con respecto a la conexión. Se debiera incluir las fuerzas que sean resultado de efectos dependientes del tiempo y de la temperatura.

Los requisitos de diseño de las conexiones dependen de las deformaciones de vigas y columnas para las condiciones de diseño. Se especifica que las fuerzas de los miembros adyacentes sean determinadas a partir de las resistencias probables a flexión.

Las recomendaciones de diseño se basan en suponer que las secciones críticas corresponden con las caras del nudo hacia columnas y vigas, excepto para el anclaje de barras.

Un amplio número de estudios ha demostrado que la presencia de una losa tiene un efecto significativo en el desempeño de este tipo de conexiones (ACI PRC-352R). La cantidad del refuerzo de la losa que participa como refuerzo efectivo adicional al de la viga, cuando los patines están sujetos a tensión (en el caso de momentos negativos), es una función de varios parámetros, como la distorsión impuesta, la historia de cargas, la rigidez de la viga transversal, las condiciones de borde, la relación de aspecto del tablero de la losa y la distribución del refuerzo. En ensayos de laboratorio se ha evidenciado que, ante distorsiones grandes, el refuerzo en toda la losa puede considerarse como refuerzo a tensión de la viga. Los requisitos aquí incluidos se basan en pruebas de modelos sometidos a distorsiones laterales del orden del 2 por ciento de la altura de entrepiso (French y Moehle, 1991).

La resistencia a flexión de la viga para calcular el cortante de la conexión debiera estar basado en el refuerzo longitudinal superior de la viga más el acero de la losa dentro del ancho efectivo definido.

La consideración sobre la participación de la losa es aplicable solamente al diseño de conexiones, de modo que no es aceptable para el diseño de vigas y losas, o para promover que parte del refuerzo longitudinal requerido en las vigas se coloque en la losa.

En esta versión de la Norma se ha eliminado el requisito de revisar el anclaje de barras en compresión dentro de la unión viga–columna. La razón se sustenta en observaciones de laboratorio y tras sismos en las que se ha mostrado que el comportamiento del nudo lo controlan las barras a tensión.

Ensayos de laboratorio han mostrado que las barras continuas a través del nudo pueden deslizar dentro del mismo cuando se aplican grandes momentos reversibles (ACI PRC.352R; Meinheit y Jirsa, 1977; León, 1989). El propósito de los requisitos es limitar el deslizamiento del refuerzo longitudinal de vigas y columnas en el nudo. El

límite es aproximadamente de la mitad del requerido para anclar una barra en condiciones estáticas. En conexiones construidas con los requisitos establecidos en la Norma, es de esperar deslizamiento de las barras, con su consecuente efecto en la rigidez y disipación de energía. Se ha observado que nudos con dimensiones equivalentes a 28 diámetros de barra exhiben poca o nula degradación de la adherencia. El límite se estableció tras observar que se logra mantener el mecanismo resistente a cortante en el nudo, sin degradación de resistencia, hasta distorsiones de 3 por ciento (Zhu y Jirsa, 1983).

Normalmente no se toma en cuenta el deslizamiento de las barras de refuerzo en el diseño. Si se modela la estructura para practicar análisis inelásticos, se recomienda incluir el deslizamiento.

8.5.3 Refuerzo transversal horizontal

8.5.3.1 El refuerzo transversal horizontal deberá cumplir con 8.4.5.2, 8.4.5.3, 8.4.5.4 y 8.4.5.7, con excepción de lo señalado en 8.5.3.2.

8.5.3.2 Si el nudo está confinado por cuatro vigas que llegan a él y se cumple 8.5.5.3.a y 8.5.5.3.b, se permitirá a) y b):

- a) Incrementar la separación especificada en 8.4.5.3 a 150 mm a lo largo del peralte h de la viga menos peraltada que llegue al nudo
- b) Reducir a la mitad la cuantía de refuerzo transversal horizontal requerido en 8.4.5.4.

Comentario:

Las limitaciones en tamaño y separación del refuerzo transversal horizontal tienen la intención de crear una rejilla de acero que pueda confinar el núcleo del nudo. Las grapas son necesarias para mantener la rigidez de los lados de la rejilla. La cantidad de refuerzo transversal requerido es independiente de la fuerza cortante de diseño.

Se ha demostrado experimentalmente que se pueden usar menores cuantías de refuerzo transversal horizontal en el nudo si las dimensiones transversales de los miembros que llegan a la conexión son adecuadas (ACI PRC-352R). Estos requisitos suponen que el refuerzo transversal horizontal esté hecho de estribos cerrados y grapas con dobleces estándar de al menos 135 grados.

8.5.4 Refuerzo transversal vertical

8.5.4.1 En uniones de rodilla, cuando el signo de los momentos flexionantes de diseño se invierta a causa del sismo, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo de la dimensión horizontal del nudo (fig. 8.5.4.1).

8.5.4.2 La cuantía y separación del refuerzo transversal vertical deberá cumplir con lo especificado en 8.4.5.2, 8.4.5.3 y 8.4.5.4.

8.5.4.3 Se aceptará el uso de estribos abiertos en forma de U invertida y sin dobleces, siempre que la longitud de las ramas cumpla con la longitud de desarrollo de 14.4, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo (fig. 8.5.4.1).

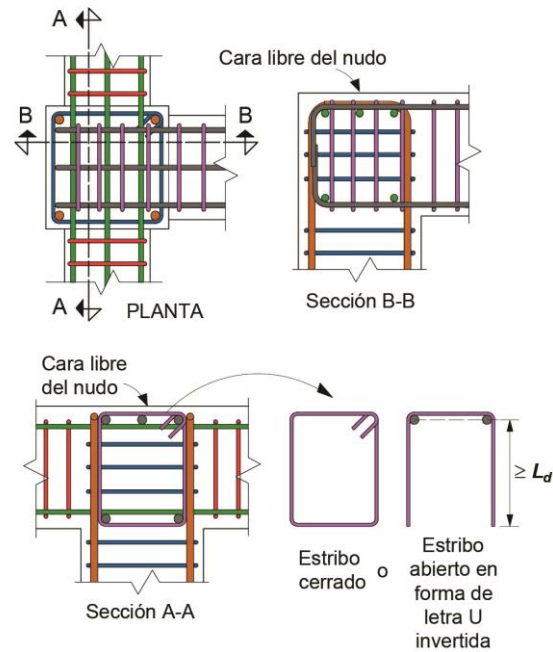


Figura 8.5.4.1 – Refuerzo transversal vertical en uniones viga-columna de rodilla

Comentario:

Ensayos en uniones de rodilla han evidenciado que el uso de refuerzo transversal vertical mejora el confinamiento del concreto del nudo, lo que retrasa el deterioro de la resistencia a cortante cuando se somete a grandes deformaciones (ACI PRC-352R). El detallado sugerido también mejora la adherencia del refuerzo longitudinal en el lecho superior de las vigas y promueve un comportamiento más estable de la rigidez del nudo. Se encontró también que extender los estribos abiertos en forma de U invertida dentro de la columna inferior no mejora el comportamiento, pero sí incrementa la congestión de refuerzo.

8.5.5 Resistencia a fuerza cortante

8.5.5.1 Se revisará la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante en el nudo V_{uj} se calculará en el plano horizontal que conduzca al mayor valor de V_{uj}/A_j a partir de las fuerzas calculadas en la cara del nudo usando los valores de fuerzas de tensión y compresión de la viga determinadas de acuerdo con 8.5.2.1 y 8.5.2.3, según corresponda, y la fuerza cortante en la columna consistente con las resistencias probables a flexión de vigas M_{pr} .

8.5.5.2 El factor de resistencia será el establecido en 3.8.

8.5.5.3 V_{Rj} se calculará de acuerdo con la tabla 8.5.5.3 usando el factor de resistencia señalado en 8.5.5.2. Para el cálculo, se deberá clasificar al nudo según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y si la columna es continua o discontinua. Se considerará que la cara vertical está confinada si se cumplen simultáneamente a) y b) siguientes:

- La viga cubre al menos 3/4 del ancho respectivo de la columna rectangular o 2/3 del diámetro de la columna circular
- El peralte del elemento confinante (viga) es al menos 3/4 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo.

La clasificación del nudo será la misma para las dos direcciones principales de diseño.

Tabla 8.5.5.3 - Resistencia de diseño a cortante de nudos de marcos de ductilidad alta

Columna	Viga en la dirección de V_{ij}	Confinamiento por vigas transversales de acuerdo con 8.5.5.3	V_{Rj}
Continua o cumple con 6.9.5.2.3	Continua o cumple con 8.5.5.3.a y 8.5.5.3.b	Confinada	$1.7F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(5.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.3F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
	Otra	Confinada	$1.3F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.0F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(3.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
Otra	Continua o cumple con 8.5.5.3.a y 8.5.5.3.b	Confinada	$1.3F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(4.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$1.0F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(3.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
	Otra	Confinada	$1.0F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(3.5F_R\sqrt{f'_c}A_j)$
		No confinada	$0.67F_R\sqrt{f'_c}A_j$ $(2.0F_R\sqrt{f'_c}A_j)$

8.5.5.4 A_j se calculará de acuerdo con 6.9.5.2.2.

8.5.5.5 La excentricidad entre el eje de la viga y el centroide de la columna no deberá exceder $b_c/10$.

Comentario:

La Norma pide diseñar las conexiones para resistir fuerza cortante en las dos direcciones perpendiculares; sólo se puede usar una de las ecuaciones de la tabla 8.5.5.3 para revisar la resistencia a cortante. Nótese que las ecuaciones incluyen el factor de resistencia. En la fig. C8.5.5.1 se muestra un diagrama de cuerpo libre que ilustra la forma en que se determinan las fuerzas que actúan en una unión de un marco de ductilidad alta sometido a desplazamientos laterales.

La definición de una “cara confinada” es distinta de la usada en los capítulos 6 y 7. En este capítulo se define de una manera más conservadora y corresponde a la clasificación del ACI PRC-352R.

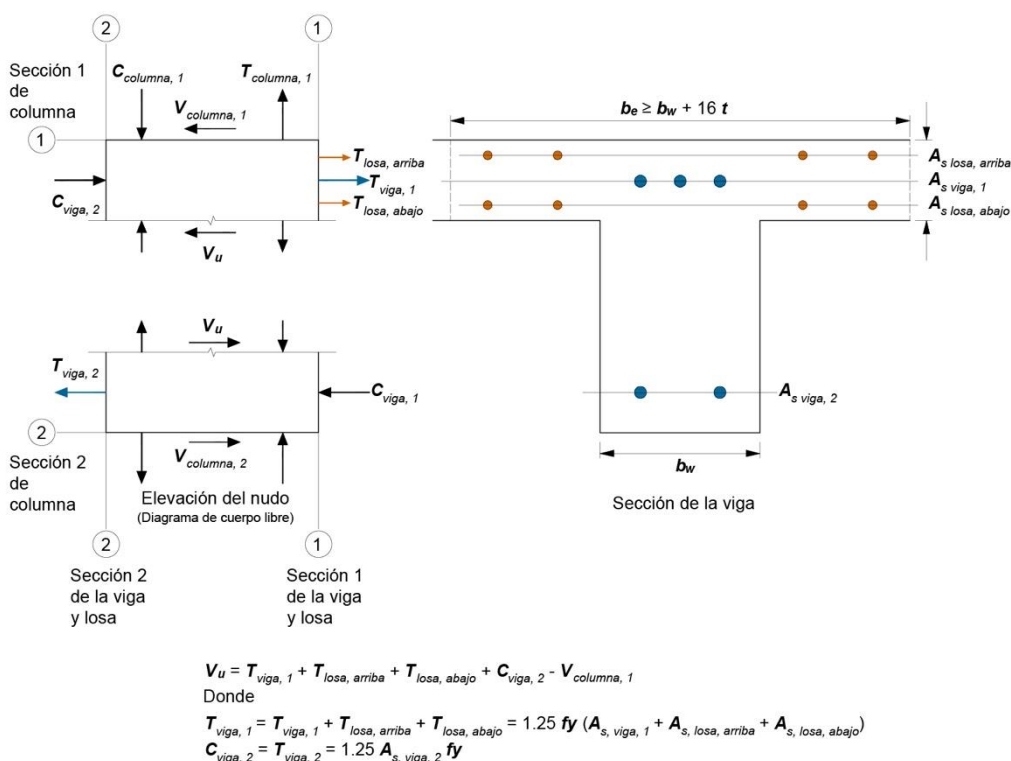


Figura C8.5.5.5.1 – Determinación de fuerzas en una unión viga-columna de un marco de ductilidad alta

Se pide evaluar la resistencia a fuerza cortante del nudo en cada dirección, de manera independiente. El procedimiento de diseño supone un diagrama de interacción elíptico para carga biaxial. Los semidiámetros de la elipse corresponden a la resistencia a fuerza cortante unidireccional. Estudios experimentales han demostrado que la relación bidireccional supuesta resulta en estimaciones conservadoras de las resistencias bidireccionales medidas (ACI PRC-352R).

El criterio de diseño implícito en las ecuaciones de la tabla 8.5.5.3 es que, durante el sismo, la unión pueda resistir las fuerzas cortantes de diseño si el concreto dentro del nudo está confinado adecuadamente (Meinheit y Jirsa, 1977). Este confinamiento se logra mediante la combinación de refuerzo transversal y miembros que confinan al nudo. Las ecuaciones de la tabla 8.5.5.3 suponen que ocurrirá agrietamiento inclinado en el nudo. Ensayos de laboratorio han mostrado que el agrietamiento inclinado inicial en nudos bien confinados ocurre a niveles de esfuerzo cortante en el nudo de 0.66 a $0.83 \sqrt{f_c'}$, en MPa (2 a $2.6 \sqrt{f_c'}$, en kg/cm²). Cuando se alcanza la resistencia nominal (sin factor de resistencia) de las ecuaciones de la tabla 8.5.5.3, las grietas son muy anchas y se aprecia deslizamiento a lo largo de las grietas en nudos sin vigas transversales. La anchura de las grietas está relacionada con la cuantía y distribución del refuerzo transversal horizontal del nudo y del refuerzo longitudinal de la columna. Las ecuaciones de la tabla 8.5.5.3 dependen del confinamiento efectivo en las caras verticales del nudo. Mientras mayor es el confinamiento, la resistencia a cortante del nudo será superior.

Cuando el eje de la viga no pasa a través del centroide de la columna, el cortante excéntrico generado puede resultar en daño en el nudo.

Las extensiones de vigas o columnas, reforzadas adecuadamente con barras longitudinales y estribos, confinan el nudo de modo que retrasan su deterioro a cortante ante deformaciones grandes (Meinheit y Jirsa, 1981).

8.5.6 Anclaje del refuerzo longitudinal a tensión

8.5.6.1 Si se terminan barras del no. 3 al no.11 con un doblez a 90 o 180 grados dentro del nudo, L_{dh} se calculará con la ec. 8.5.6.1, en lugar de usar el Capítulo 14. L_{dh} se calculará a partir del paño del núcleo confinado por refuerzo transversal. L_{dh} deberá ser al menos el mayor de $8d_b$ y 150 mm para concreto de peso normal. El doblez deberá colocarse dentro del núcleo de confinamiento de la columna o del elemento de borde, con el doblez hacia el nudo.

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{(5.4 \sqrt{f'_c})}$$

(8.5.6.1)

$$\left(L_{dh} = \frac{f_y d_b}{(17 \sqrt{f'_c})} \right)$$

8.5.6.2 En caso de barras con cabeza que satisfagan 14.4.4, L_{dt} se calculará de acuerdo con 14.4.4.2, sustituyendo el esfuerzo especificado de fluencia f_y por $1.25f_y$. L_{dt} se calculará a partir del paño del núcleo confinado por refuerzo transversal.

8.5.6.3 Si se terminan barras del no. 3 al no. 11 rectas dentro del nudo, L_d será al menos el mayor de a) y b):

- 2.5 veces la longitud calculada en 8.5.6.1, si la capa de concreto que se coloca en un colado no excede 300 mm
- 3.25 veces la longitud calculada en 8.5.6.1, si la capa de concreto que se coloca en un colado excede 300 mm.

8.5.6.3.1 En el proyecto ejecutivo se señalarán las dos opciones 8.5.6.3.a y 8.5.6.3.b.

8.5.6.4 Las barras rectas que terminan en el nudo deberán pasar a través del núcleo confinado de la columna o del elemento de borde. Cualquier porción de L_d que no esté dentro del núcleo confinado deberá multiplicarse por un factor igual a 1.6.

8.5.6.5 Si se usa refuerzo cubierto con resina epoxi, las longitudes de desarrollo calculadas según 8.5.6.1, 8.5.6.2, y 8.5.6.3 y 8.5.6.4 se multiplicarán por los factores aplicables en 14.4.3.2, 14.4.4.3 y 14.4.2.5, respectivamente.

Comentario:

Durante sismos intensos, se espera la inversión del signo de momentos en las conexiones viga-columna que, a su vez, ocasionan esfuerzos reversibles en el refuerzo longitudinal de vigas, columnas y losas. Se ha observado en experimentos que el recubrimiento de concreto del refuerzo longitudinal de la columna rápidamente se desprende. Es por ello que la sección crítica para revisar el anclaje sea el plano externo del núcleo de la columna. En el caso de uniones de rodilla (en forma de L invertida) o en forma de T (es decir, donde no continúa la columna), la sección crítica para revisar el anclaje del refuerzo longitudinal de columna es el plano inferior del refuerzo longitudinal de la viga.

La ec. 8.5.6.1 fue obtenida a partir de las expresiones de 14.4.2. Se usaron coeficientes igual a 1.0 para revestimiento epoxi, 0.7 sobre recubrimiento de concreto y de 0.8 relacionado con estribos porque en este capítulo se requiere que el dobléz quede ahogado en concreto confinado. La longitud de desarrollo obtenida de 14.4.2 se incrementó para considerar los efectos de las cargas reversibles, que el esfuerzo en el acero es superior al de fluencia y que la sección crítica no está en la cara del nudo.

El tramo recto de la barra con dobléz debiera colocarse hacia adentro del nudo para promover el desarrollo de un puntal diagonal a compresión dentro del mismo, el cual es el principal mecanismo resistente considerado en la Norma. El refuerzo longitudinal de vigas debiera terminarse dentro del núcleo de la columna. Si se coloca por fuera, perderá el anclaje ante deformaciones laterales bajas, reduciendo la resistencia y rigidez a flexión de las vigas. Para este caso, la longitud de desarrollo de la barra se podría calcular como $L_{dm} = 1.6 L_d - 0.6 L_{acc}$, donde L_{dm} es la longitud de desarrollo de una barra que no pasa totalmente a través de un núcleo confinado, L_d es la longitud de desarrollo a tensión de acuerdo con 14.4 y L_{acc} es la longitud de desarrollo calculada para una barra en concreto confinado.

8.5.7 Conexiones viga-columna con articulaciones alejadas del nudo

8.5.7.1 Requisitos generales

8.5.7.1.1 Se aceptará diseñar y detallar las vigas, columnas y su unión de modo que las articulaciones plásticas por flexión de las vigas ante sismo, tanto a flexión positiva como negativa, se formen alejadas del paño del nudo. Las articulaciones plásticas se diseñarán para que se formen a una distancia igual a d de la viga medida desde la cara de la columna (fig. 8.5.7.1.1).

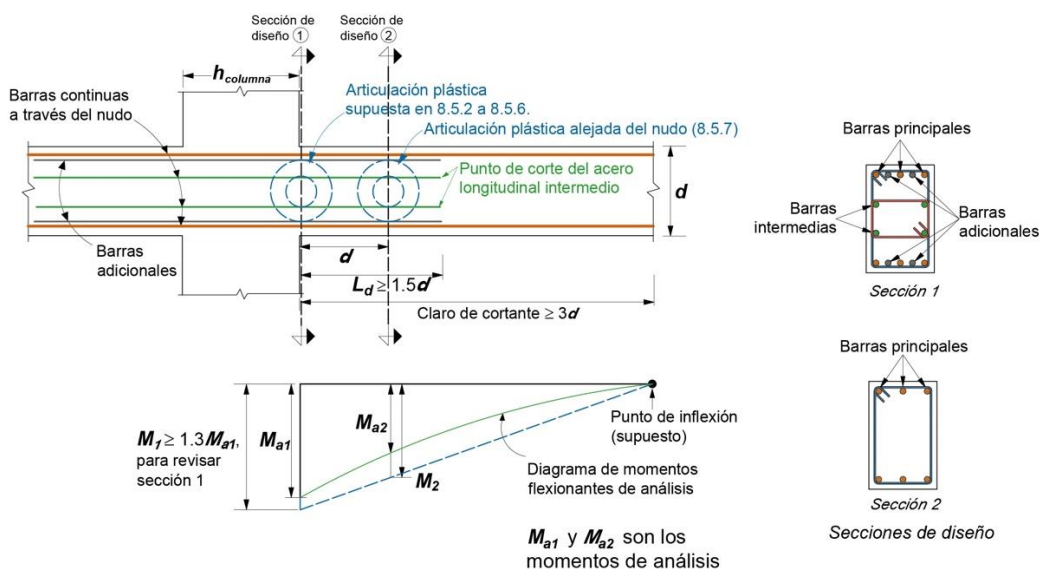


Figura 8.5.7.1.1 – Marcos de ductilidad alta con articulaciones plásticas en las vigas alejadas de la cara del nudo

8.5.7.1.2 Sólo se aceptará diseñar conexiones con articulaciones plásticas en vigas alejadas del nudo si el claro de cortante de las vigas es al menos igual a $3h$. El claro de cortante se define como la distancia entre la cara del nudo y el punto de inflexión en el diagrama de momentos flexionantes para la combinación de cargas de diseño incluido el sismo.

8.5.7.1.3 En el diseño y detallado de estas conexiones se aplicarán todos los criterios de esta Norma que no sean modificados en 8.5.7.2 a 8.5.7.5.

Comentario:

Estudios experimentales y analíticos han demostrado que es factible diseñar y construir marcos resistentes a momentos en los cuales las articulaciones plásticas de las vigas ocurran alejadas del paño del nudo (Abdel-Fattah y Wight, 1987; Al-Haddad y Wight, 1988). La principal ventaja de este sistema es que se logra un comportamiento prácticamente elástico del nudo viga-columna. Al alejar las deformaciones inelásticas a un peralte efectivo de la cara del nudo, el nudo debería ser capaz de resistir el cortante que le imponen las barras de la viga que, a su vez, no estarán sujetas a deformaciones cíclicas inelásticas.

8.5.7.2 Refuerzo longitudinal de las vigas

8.5.7.2.1 Para el diseño del refuerzo longitudinal, se deberá usar la combinación de carga con sismo que produzca el máximo momento flexionante en la viga.

8.5.7.2.1.1 En vigas de sección constante, se deberán revisar dos secciones. La Sección 1 que corresponde a la cara del nudo y la Sección 2, a una distancia igual a d de la viga.

8.5.7.2.1.2 Se revisará que la resistencia nominal a flexión de la Sección 1 sea al menos 1.3 veces el momento de diseño obtenido del análisis considerando las acciones permanentes, variables y accidentales según NTC-Criterios.

8.5.7.2.1.2.1 En adición al refuerzo longitudinal principal, calculado en 8.5.7.2.1.2, la Sección 1 se reforzará con al menos cuatro barras longitudinales dispuestas en dos lechos intermedios y que sean continuas a través del nudo (fig. 8.5.7.1.1). El área total del acero intermedio no será mayor que 0.35 veces el área principal a tensión. Las barras intermedias deberán ser del menor diámetro posible, pero no menor que no. 3, y se deberán anclar dentro de la viga, a partir de la Sección 1, en una distancia igual a L_d calculada según 14.4. En ningún caso, L_d será menor que $1.5d$.

8.5.7.2.1.2.2 Si es necesario aumentar la resistencia a flexión, se podrán adicionar barras en los lechos extremos de la Sección 1 y con longitud igual a la del acero intermedio (fig. 8.5.7.1.1).

8.5.7.2.1.3 La resistencia nominal a flexión de la Sección 2 deberá ser igual al momento de diseño calculado en el análisis en esa sección y para la misma combinación de carga que la usada en 8.5.7.2.1.2.

8.5.7.2.1.3.1 Para calcular la resistencia a flexión de la Sección 2 no se considerarán las barras intermedias ni las barras adicionales (si existen), de la Sección 1.

Comentario:

Se ha evaluado experimentalmente que, para lograr que la articulación plástica en las vigas ocurra lejos del nudo, es suficiente que el refuerzo longitudinal de la viga, en la cara de la columna, sea al menos 30 por ciento superior a la requerida por la combinación más desfavorable de acciones (Abdel-Fattah y Wight, 1987). Para tener una estimación de la resistencia, este cálculo se hace con un factor de resistencia unitario. Se ha observado que, ante cargas cíclicas reversibles, es posible que la sección de las vigas adyacente al nudo exhiba agrietamiento por cortante sensiblemente vertical. Para controlar este agrietamiento y evitar el deterioro de la resistencia y rigidez bajo ciclos de carga, se requiere colocar refuerzo adicional intermedio. Este refuerzo deberá estar anclado hacia ambos lados de la Sección 1. Hacia adentro del nudo, se recomienda hacerlo continuo; hacia la viga, es necesario que se ancle mediante una longitud suficiente para desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia. La ocurrencia de la articulación plástica se logra cuando se iguala la resistencia del miembro con la demanda de diseño, considerando resistencias nominales (con factor de resistencia unitario).

8.5.7.3 Refuerzo transversal de las vigas

8.5.7.3.1 Se deberá suministrar refuerzo transversal sobre una distancia igual a $2h$ a lo largo de la viga, a partir de la cara del nudo, de conformidad con 8.3.4.

Comentario:

El refuerzo transversal próximo al nudo y en la zona de la articulación plástica de las vigas es el requerido para articulaciones plásticas en vigas en la Norma.

8.5.7.4 Resistencia mínima a flexión de columnas

8.5.7.4.1 Las columnas deberán cumplir con 8.4.3.1 y 8.4.3.2. En la ec. 8.4.3.2, el ancho efectivo de la losa será el indicado en 8.5.7.5.2.

Comentario:

Los marcos resistentes a momento de ductilidad alta se espera que tengan un comportamiento controlado por la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Para lograrlo, se requiere que el cociente de las resistencias probables a flexión de columnas a vigas sea superior a 1. La Norma pide que este cociente sea al menos igual a 1.2 para promover el mecanismo de columna fuerte – viga débil. Se supone que este valor es conservador para la aplicación bidireccional de la carga.

8.5.7.5 Uniones viga–columna

8.5.7.5.1 Se aplicará lo señalado en 8.5.1 a 8.5.6 que no se vea modificado en este inciso.

8.5.7.5.2 Si la losa es colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa que trabaja a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. Este ancho del patín a tensión se podrá calcular como:

- a) En secciones T, a cada lado del alma, como: $8t (M_{a1}/M_{a2})$
- b) En secciones L, al lado del alma, como: $6t (M_{a1}/M_{a2})$.

8.5.7.5.3 Las fuerzas que intervienen en el diseño por fuerza cortante se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras de las vigas es igual a f_y .

8.5.7.5.4 Si las barras de las vigas son continuas a través del nudo, el peralte h del nudo, paralelo a las barras, deberá cumplir con $16d_b$ de la barra Grado 42 más gruesa, $20d_b$ de la barra Grado 56 más gruesa o $26d_b$ de la barra Grado 70 más gruesa de la viga.

Comentario:

Un amplio número de estudios ha demostrado que la presencia de una losa tiene un efecto significativo en el desempeño de conexiones (véase comentario de 8.4.3). Para un marco con articulaciones plásticas alejadas del nudo, se prevé que el ancho efectivo de la losa en la cara de la columna sea menor que cuando ocurren las articulaciones plásticas en la cara del nudo. Una forma aproximada de calcular este ancho efectivo reducido es tomando en cuenta las demandas de flexión en las Secciones 1 y 2.

De este modo, se requiere que la resistencia a flexión de la viga para calcular el cortante de la conexión esté basado en el refuerzo longitudinal superior de la viga más el acero de la losa dentro del ancho efectivo reducido suponiendo que el acero alcanza su esfuerzo especificado de fluencia.

La consideración sobre la participación de la losa es aplicable solamente al diseño de conexiones, de modo que no es aceptable para el diseño de vigas y losas, o para promover que parte del refuerzo longitudinal requerido en las vigas se coloque en la losa.

Puesto que no ocurrirán grandes demandas inelásticas en la cara del nudo, se ha relajado la relación $h(\text{columna})/d_b$ (barra de viga) en comparación con la requerida para conexiones con articulaciones plásticas adyacentes al nudo. La reducción de 20 por ciento es consistente con el uso de $1.0 f_y$ (y no de $1.25 f_y$) para calcular la demanda de fuerza cortante en el nudo.

8.6 Marcos resistentes a momento de ductilidad alta construidos con concreto prefabricado

8.6.1 Alcance

8.6.1.1 Esta sección se deberá aplicar en el diseño de marcos resistentes a momento de ductilidad alta construidos con concreto prefabricado que formen parte del SERCGFL.

8.6.2 General

8.6.2.1 Los marcos resistentes a momento con conexiones dúctiles construidos con concreto prefabricado deberán satisfacer a) a c):

- Los requisitos de 8.3 a 8.5 para marcos de ductilidad alta de concreto colocado en sitio
- V_R/F_R por cortante por fricción para las conexiones, calculada con 5.7 será al menos $2V_e$, donde V_e se determinará de acuerdo con 8.3.5 u 8.4.6.1, según corresponda
- Los dispositivos mecánicos para unir el refuerzo de vigas no se ubicarán más cerca de $h/2$ de la cara del nudo y deberán cumplir con 8.3.3.6.

8.6.2.2 Los marcos resistentes a momento con conexiones cuyas resistencias sean mayores que las de los elementos que unen (conexiones fuertes) construidos con concreto prefabricado deberán cumplir a) a e):

- Los requisitos de 8.3 a 8.5 para marcos de ductilidad alta de concreto colocado en sitio
- Lo dispuesto en 8.3.2 se aplicará en segmentos entre los lugares en que se prevé la fluencia por flexión del refuerzo longitudinal debido a los desplazamientos de diseño
- La resistencia de diseño de la conexión fuerte, $F_R S_n$, será al menos igual a S_e , donde S_e es la resistencia probable (a momento, carga axial o fuerza cortante) de una conexión en las zonas donde se espera la fluencia del refuerzo correspondiente con el mecanismo plástico que se forma ante deformaciones laterales en el intervalo inelástico y que considera los efectos de cargas permanentes y el sismo
- El refuerzo longitudinal primario será continuo a través de las conexiones y se desarrollará fuera tanto de la conexión fuerte como de la región de la articulación plástica
- En conexiones de columna a columna, $F_R S_n$ será al menos $1.4 S_e$, $F_R M_n$ será al menos $0.4 M_{pr}$ para la columna dentro de la altura de entrepiso, y $F_R V_n$ será al menos V_e de acuerdo con 8.4.6.1.

8.6.2.3 Los marcos resistentes a momento construidos con elementos prefabricados de concreto y que no satisfagan 8.6.2.1 u 8.6.2.2 deberán cumplir a) a c):

- ACI CODE-374.1
- Los detalles y materiales utilizados en los especímenes de prueba serán representativos de aquellos por ser usados en la estructura
- El procedimiento de diseño utilizado en los especímenes de prueba definirá el mecanismo mediante el cual el marco resiste los efectos de las cargas gravitacionales y las fuerzas inducidas por sismo, y establecerá los valores de

aceptación consistentes con el desarrollo y conservación de dicho mecanismo. Las partes del mecanismo que se desvíen de los requisitos de esta Norma se deberán incluir en los especímenes de prueba y se deberán ensayar para determinar los límites superiores de los valores de aceptación.

Comentario:

El propósito de esta sección es producir marcos que respondan ante los desplazamientos de diseño de manera equivalente a marcos colados in situ. Los marcos prefabricados con conexiones dúctiles se espera que desarrollen fluencia por flexión en las conexiones. El acero de refuerzo en las conexiones dúctiles se puede hacer continuo mediante dispositivos mecánicos u otra técnica que permita desarrollar, al menos, la resistencia especificada a tensión de las barras a compresión o a tensión (Kurose et al., 1991; Restrepo et al., 1995a, b). Los requisitos aplicables a los dispositivos mecánicos tienen como objetivo evitar concentraciones de deformación unitaria en longitudes cortas del refuerzo adyacentes al traslape mecánico. Los requisitos de 8.6.2.1 pretenden prevenir el deslizamiento de los elementos en las caras del nudo. Al igual que en el caso de 8.5.7, se acepta diseñar marcos prefabricados en los cuales la fluencia por flexión no ocurra en las caras del nudo. Para estos casos, V_e calculada según 8.3.5 u 8.4.6.1 puede no ser conservadora.

Los marcos prefabricados con conexiones fuertes (es decir, cuyas resistencias sean mayores que las de los elementos que unen) son diseñados para que la fluencia por flexión ocurra fuera de las conexiones. La longitud de una conexión incluye aquella del dispositivo de traslape o conexión. En la fig. C8.6.2.2 se muestran diversos ejemplos de conexiones fuertes. En su diseño se usan criterios de diseño por capacidad para asegurar que la conexión fuerte permanezca elástica tras la formación de articulaciones plásticas (véase 8.6.2.2.c). La ubicación de las conexiones fuertes se hace con el fin de evitar concentraciones de deformaciones unitarias en el acero de refuerzo que, a su vez, pueden conducir a fracturas prematuras. Una opción es evitar la adherencia de las barras de refuerzo en regiones sujetas a altos niveles de esfuerzo, lo que permite evitar las mencionadas concentraciones de deformación en las barras de refuerzo.

El documento ACI CODE-374.1 define un protocolo para establecer un procedimiento de diseño, validado mediante análisis y pruebas de laboratorio, para marcos que no cumplen con los requisitos del Capítulo 8 de esta Norma. El procedimiento de diseño del marco no debería desviarse del usado en el diseño de los especímenes de prueba. Los valores de aceptación, los materiales y los componentes de la estructura serán similares a los usados en los especímenes. Se aceptarán desviaciones si el proyectista puede demostrar que esas desviaciones no afectan negativamente el comportamiento del marco.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

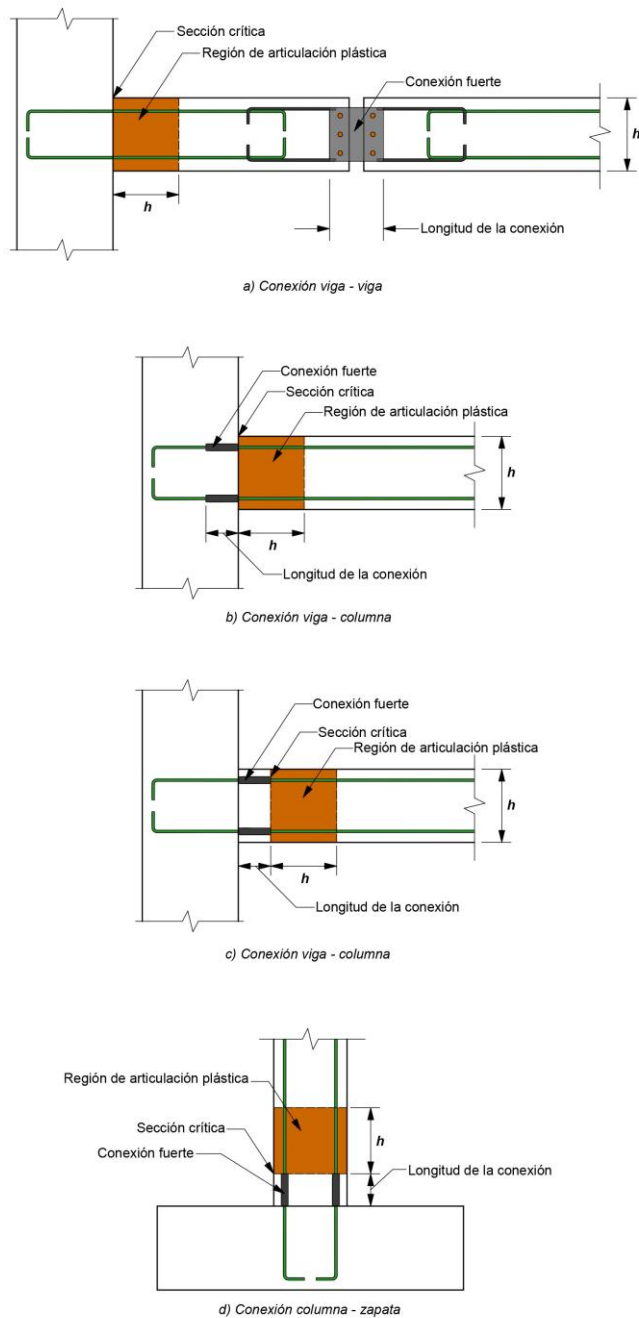


Figura C8.6.2.2 – Ejemplos de conexiones fuertes (adaptada de ACI CODE-318-19)

8.7 Muros de ductilidad alta

8.7.1 Alcance

8.7.1.1 Las disposiciones de esta sección se aplican a muros de ductilidad alta ($Q=4.0$), incluyendo a muros acoplados, vigas de acoplamiento de ductilidad alta y muros-columna que formen parte del SERCGFL (fig. 8.7.1).

8.7.1.2 En edificios con sótanos confinados por muros de concreto perimetrales de mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m , y la altura crítica, H_{cr} , definida en 6.5.4.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja o desde la parte superior del cajón de cimentación.

8.7.1.3 Los muros de concreto prefabricado de ductilidad alta deberán cumplir con 8.8, en adición a 8.7.

8.7.1.4 En construcciones de hasta dos niveles, no se permitirá usar muros de ductilidad alta.

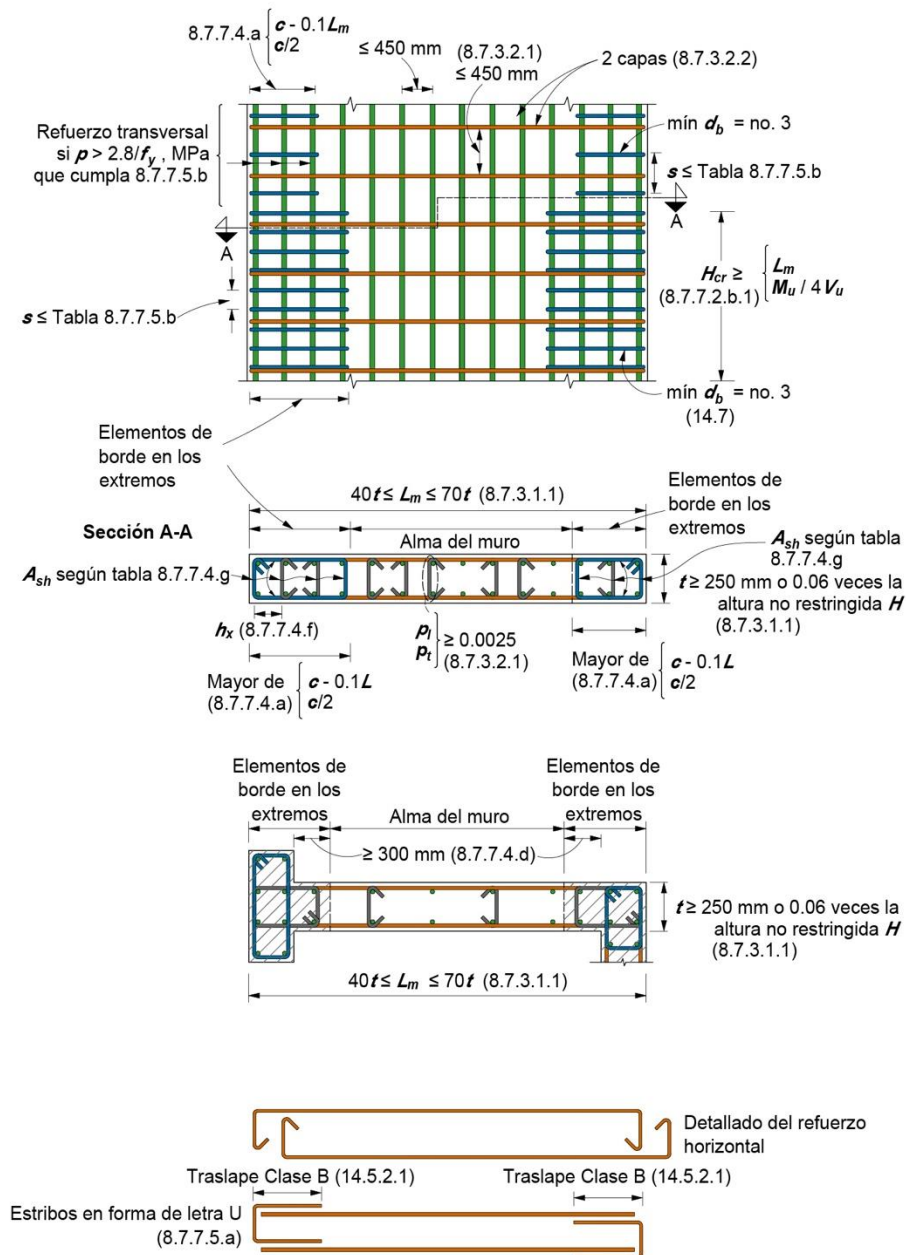


Figura 8.7.1 - Detallado de muros de ductilidad alta

Comentario:

Se espera que los muros de ductilidad alta exhiban agrietamiento y deformaciones inelásticas significativas ante las fuerzas de diseño. En la fig. 8.7.1 se resumen los principales requisitos del refuerzo de muros de ductilidad alta.

Esta Norma considera que los segmentos verticales de muros con relación H_s/L_s menor que 2.0 se diseñen como si fueran muros. En caso de segmentos con H_s/L_s mayor o igual que 2.0, es recomendable aplicar los requisitos de 8.7.9, con excepción de cuando la relación longitud del muro a espesor del muro sea mayor que 6.0. En este último caso, los segmentos de muro se diseñarían como muros. En la tabla C8.7.1 se muestran los requisitos recomendables para segmentos verticales de muros.

Tabla C8.7.1 – Requisitos de diseño recomendables para segmentos verticales de muros

Altura libre de segmento vertical de muro/longitud de segmento vertical de muro, H_m/L_m	Longitud de segmento vertical de muro/espesor de muro, L_m/t		
	$L_m/t \leq 2.5$	$2.5 \leq L_m/t \leq 6.0$	$L_m/t > 6.0$
$H_m/L_m < 2.0$	Muro	Muro	Muro
$H_m/L_m \geq 2.0$	Muro-columna que satisface requisitos de diseño de columnas; véase 8.7.9.1	Muro-columna que satisface requisitos de diseño de columnas o requisitos alternativos; véase 8.7.9.1	Muro

La Norma supone que las cimentaciones a base de cajones rígidos, con muros perimetrales y losas rígidas en su plano, ofrecen suficiente restricción al giro y al desplazamiento para considerar que los muros en la altura del edificio se deforman a partir del piso de la planta baja o desde la parte superior del cajón de cimentación cuando la rigidez del cajón es al menos el doble de la rigidez del primer entrepiso arriba del cajón.

8.7.2 Muros sujetos solamente a fuerza axial y flexión

8.7.2.1 Estos muros deberán dimensionarse y diseñarse con las especificaciones de 6.5.5.1.

8.7.3 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

8.7.3.1 Alcances y requisitos generales

8.7.3.1.1 Las disposiciones de este inciso se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano y que cumplan con a) a d):

- a) $P_u \leq 0.3A_g f_c'$
- b) $L_m / t \leq 70$
- c) $t \geq 250$ mm
- d) $t \geq 0.06H$.

donde L_m es la longitud horizontal del muro, t es su espesor y H es la altura no restringida lateralmente.

Si $P_u > 0.3A_g f_c'$, L_m / t deberá ser menor o igual a 40 y se aplicará lo dispuesto en 8.7.2 y 8.4. Se aceptará que $t < 0.06H$ si se realiza un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro o se les suministra restricción lateral.

8.7.3.1.2 Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de borde en los extremos con los procedimientos de 8.7.7.

Comentario:

Si la carga vertical sobre un muro de ductilidad alta, sujeto a cargas horizontales en su plano, es mayor que el valor de la carga balanceada (considerada de manera aproximada igual a $0.3A_g f_c'$) es necesario que el muro se revise como una columna a flexocompresión de acuerdo con 8.4. En esta revisión se incluiría el análisis por pandeo del muro a fin de verificar la idoneidad de su espesor. Puesto que los muros de ductilidad alta estarán sujetos a

deformaciones cíclicas inelásticas significativas, se requiere revisar la necesidad de usar elementos de borde en los extremos de conformidad con 8.7.7.

8.7.3.2 Refuerzo del muro de ductilidad alta

8.7.3.2.1 La cuantía de acero de refuerzo, p_l y p_t será al menos igual a 0.0025. La separación entre barras verticales u horizontales no excederá 450 mm. El acero de refuerzo que contribuya a V_u será continuo y estará distribuido a lo largo del plano de cortante.

8.7.3.2.2 Se deberán colocar al menos dos capas de refuerzo si se cumple con a) o b):

- $V_u > 0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ($V_u > 0.5\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$)
- $H_m/L_m \geq 2.0$; se permitirá usar una sola capa de acero de refuerzo si $b \leq 200$ mm donde A_s dentro de la distancia c se distribuya en al menos dos capas paralelas a L_m y c se determine de acuerdo con 8.7.7.2.a.

8.7.3.2.3 El acero de refuerzo de muros deberá desarrollarse o unirse mediante traslapes de modo que alcance f_y , de acuerdo con 14.4 y 14.5, respectivamente. Adicionalmente deberá satisfacerse a) a d):

- Con excepción del extremo superior del muro, el refuerzo longitudinal deberá extenderse al menos 3.5 m arriba de la sección en la cual ya no sea requerido para resistir la flexión, pero no requiere ser extendido más de L_d arriba del siguiente piso
- En las zonas donde la fluencia del refuerzo longitudinal es probable que ocurra como resultado de los desplazamientos laterales, la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal se calculará usando $1.25f_y$ en tensión
- No se permitirán traslapes de barras en las regiones de borde a lo largo de una altura igual a h_i por arriba e igual a L_d por debajo de la sección crítica donde la fluencia del refuerzo longitudinal es probable que ocurra como resultado de los desplazamientos laterales. El valor de h_i no excederá 6 m. Las regiones de borde incluyen a aquellas con longitudes señaladas en 8.7.7.4.a y dentro de una longitud igual al espesor del muro medido a partir de la intersección de las regiones de borde de los muros conectados
- Las uniones mediante soldaduras o dispositivos mecánicos deberán satisfacer 8.3.3.6.

8.7.3.2.4 En los muros o muros-columna con $H_{msc}/L_m \geq 2.0$ que sean continuos desde la base de la estructura hasta la punta del muro y que sean diseñados de modo de tener una sola sección crítica por flexocompresión, se deberá suministrar refuerzo longitudinal en los extremos de los elementos que satisfagan a) a c):

- La cuantía de refuerzo longitudinal dentro de una distancia de $0.15L_m$ medida desde el borde de un segmento vertical y sobre un ancho igual al espesor del muro será al menos $0.5\sqrt{f'_c}/f_y$ ($1.6\sqrt{f'_c}/f_y$)
- El refuerzo longitudinal requerido en 8.7.3.2.4.a se deberá extender arriba y debajo de la sección crítica al menos el mayor de L_m y $M_u/3V_u$
- No se terminará más del 50 por ciento del refuerzo longitudinal requerido en 8.7.3.2.4.a en cualquier sección.

8.7.3.2.5 El refuerzo de vigas de acoplamiento de ductilidad alta deberá desarrollarse para alcanzar f_y de conformidad con 14.4 y 14.5, y deberá cumplir con a) y b):

- Si las vigas de acoplamiento de ductilidad alta se refuerzan de acuerdo con 8.3.3.1, la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal será igual a 1.25 veces el valor calculado para f_y en tensión
- Si las vigas de acoplamiento de ductilidad alta se refuerzan según 8.7.8.4, la longitud de desarrollo del refuerzo diagonal será igual a 1.25 veces el valor calculado para f_y en tensión.

Comentario:

Los requisitos mínimos del refuerzo, en especial su distribución uniforme tiene como propósito controlar el ancho de las grietas inclinadas. El requisito de dos capas de refuerzo para fuerzas cortantes de magnitud considerable se basa en la dificultad de mantener en posición una sola capa durante la construcción. La colocación de dos capas ofrece la ventaja de dar estabilidad lateral en la zona de compresión en muros esbeltos una vez que ha fluido a tensión el refuerzo vertical. Se acepta usar una sola capa en el alma de muros delgados donde toda la zona a compresión esté reforzada con dos capas.

Se requiere que el refuerzo vertical del muro se desarrolle o traslape de modo que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia de la barra en tensión. El corte de las barras de refuerzo vertical en muros es tal que las barras se

extiendan arriba de la sección en donde ya no son requeridas para resistir las acciones de flexión y fuerza axial. La extensión igual a L_a por arriba del piso adyacente es una manera de lograr esto. El corte de las barras ha de hacerse lejos de las secciones críticas donde se espera la fluencia del refuerzo longitudinal del muro. Asimismo, es conveniente evitar los traslapes en muros donde se anticipa la fluencia por flexión del muro, como en la base de los muros, ya que existe la posibilidad de desarrollarse deformaciones unitarias elevadas y la fractura de las barras.

Ensayos de laboratorio han mostrado que es conveniente evitar traslapes de refuerzo mediante empalme en zonas de muros donde se anticipa la fluencia por flexión, como en la base de los muros. El uso de traslapes tiende a concentrar deformaciones unitarias de magnitud elevada e, incluso, a fracturar las barras.

En la fig. C8.7.3.2.a se muestran las regiones de borde dentro de las cuales no se permiten los traslapes en la altura.

El factor 1.25 que multiplica al esfuerzo especificado de fluencia toma en cuenta que el esfuerzo real es superior al especificado y considera la influencia del endurecimiento por deformación y las cargas laterales cíclicas. Se acepta reducir la longitud de desarrollo requerida si se coloca refuerzo transversal; el acero de refuerzo transversal a bajas separaciones mejora el comportamiento de traslapes y ganchos cuando se someten a demandas inelásticas (ACI PRC-408.2R).

En esta Norma se supone que los muros o muros-columna con $H_{msc} / L_m \geq 2.0$ tendrán un modo de comportamiento controlado por la flexión en la sección crítica. En caso de que se puedan presentar más de dos secciones críticas, es prudente colocar la cuantía mínima de acero de refuerzo en los elementos de borde en esas secciones. En la fig. C8.7.3.2.b se ejemplifica la ubicación del refuerzo longitudinal requerido en 8.7.3.2.4.a en muros con distintas configuraciones.

El requisito de la cuantía mínima de refuerzo longitudinal en los bordes de los muros (punta y talón) tiene por objeto el desarrollo de grietas por flexión bien distribuidas en la zona de la articulación plástica con objeto de lograr la capacidad de deformación requerida durante sismos. Esta cuantía de refuerzo se coloca en la sección crítica donde se espera que inicie la fluencia (como lo es en la base de un muro en voladizo) y se continúa hasta una altura que evite una sección débil arriba de la zona de la articulación plástica. Una longitud igual a $M_u / 3V_u$, arriba y debajo de la sección crítica es una referencia para identificar la distancia sobre la que se espera la fluencia del refuerzo.

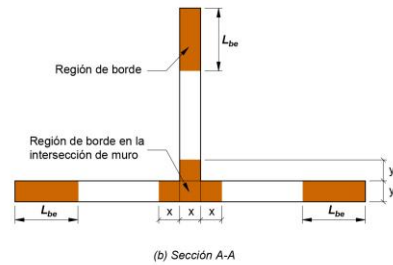
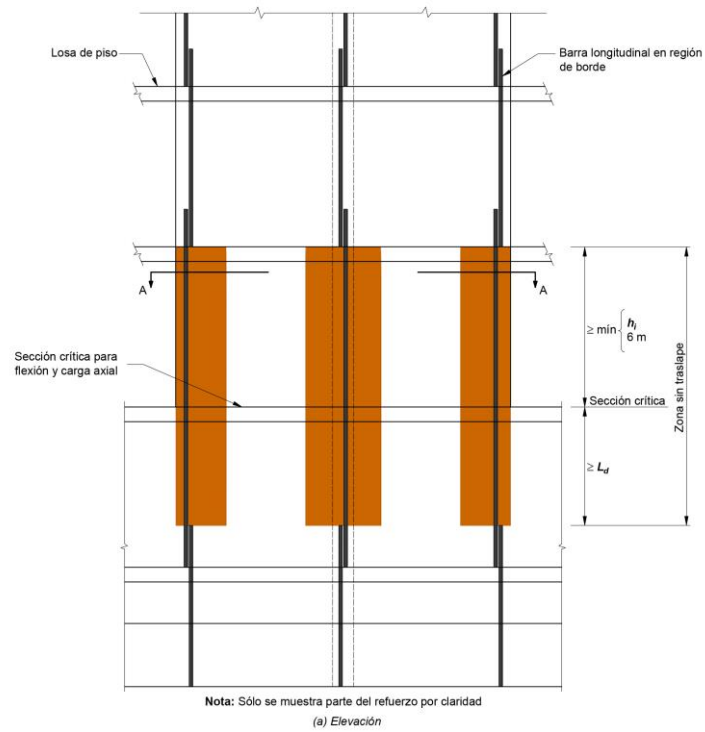


Figura C8.7.3.2.a – Regiones de borde en un muro dentro de las cuales no se permiten traslapes de barras en la altura (adaptada de ACI CODE-318-19)

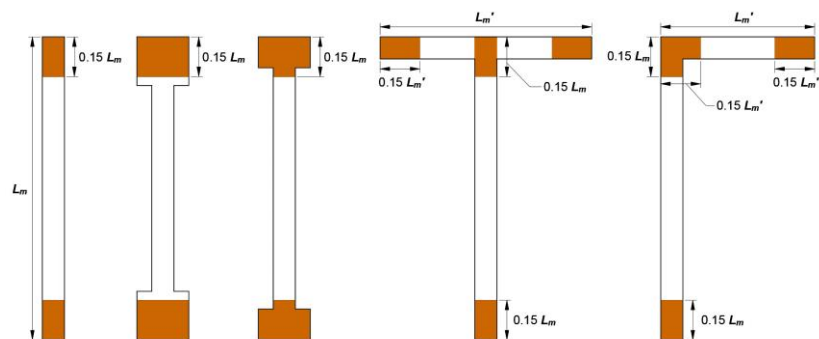


Figura C8.7.3.2.b – Ubicación del refuerzo longitudinal en el borde de muros requerido en 8.7.3.2.4.a (adaptada de ACI CODE-318-19)

8.7.4 Fuerzas de diseño

8.7.4.1 Las fuerzas cortantes de diseño de segmentos horizontales de muros, incluyendo vigas de acoplamiento, se determinarán de acuerdo con 8.7.8.

8.7.4.2 Las fuerzas cortantes de diseño de muros-columna se obtendrán como se especifica en 8.7.9.

8.7.4.3 Las fuerzas cortantes de diseño de partes de muros no cubiertas por 8.7.4.1 u 8.7.4.2 se calcularán con los requisitos de 8.7.4.3.1 a 8.7.4.3.5.

8.7.4.3.1 Si las fuerzas internas del muro se determinan mediante análisis dinámicos no lineales que satisfacen el Apéndice A, las fuerzas cortantes de diseño serán las calculadas de conformidad con el Apéndice A.

8.7.4.3.2 Si la fuerza cortante factorizada V_{ush} se determina a partir de un análisis estructural elástico, la parte de la fuerza cortante de diseño del muro debido a la componente horizontal del sismo, calculada según NTC-Sismo, se amplificará con el producto $\Omega_v \omega_v$, donde Ω_v y ω_v se definen en 8.7.4.3.3 a 8.7.4.3.5.

8.7.4.3.3 Ω_v y ω_v se calcularán de acuerdo con la tabla 8.7.4.3.3, excepto que se permitirá calcular a Ω_v como M_{pr}/M_u en la sección crítica de flexión para la combinación de cargas aplicable que incluya al sismo.

Tabla 8.7.4.3.3 – Factores Ω_v y ω_v

Condición	Ω_v	ω_v ^[1]
$H_{msc}/L_m \leq 1.0$	1.0	1.0
$1.0 < H_{msc}/L_m < 2.0$	Se permite la interpolación lineal 1.0 y 1.5	
$H_{msc}/L_m \geq 2.0$	1.5	$0.8 + 0.13 H_n^{1/3}$

^[1] H_n es la altura de la estructura desde la base hasta el nivel más alto del sistema sismorresistente, en metros.
La base de la estructura es el nivel donde se considera que se aplica el movimiento sísmico.

8.7.4.3.4 El producto $\Omega_v \omega_v$ no deberá exceder 2.0.

8.7.4.3.5 Si se cumple 8.7.4.3.4, se permitirá tomar el factor de redundancia igual a 1.0 para calcular V_{ush} .

Comentario:

Las fuerzas cortantes de diseño que se obtienen de un análisis elástico lineal (según el Capítulo 3) se incrementan por un par de factores que toman en cuenta: a) la sobrerresistencia a flexión en la(s) sección(es) crítica(s) donde se espera que fluya el refuerzo longitudinal, Ω_v y b) la amplificación dinámica por el efecto de modos superiores, ω_v . El incremento de fuerzas cortantes se ha observado en ensayos de modelos en mesa vibradora. Los factores se aplican solamente a la porción de la fuerza cortante en el muro debida a la componente horizontal del sismo V_{ush} obtenida de la NTC-Sismo. El criterio adoptado sobre el factor de redundancia es similar al procedimiento de ASCE 7. No se amplifica la demanda de fuerza cortante en muros-columna y en segmentos de muro horizontales, incluyendo vigas de acoplamiento, dado que en la Norma se usan criterios alternativos para calcular las fuerzas cortantes de diseño en 8.7.8, 8.7.9 y 3.8.2.8.1.

El factor Ω_v pretende estimar el cociente de sobrerresistencia a flexión M_{pr}/M_u , el cual depende a su vez de la carga axial en el muro, en la sección crítica. Si bien se puede calcular este cociente del análisis de la sección crítica del muro, en la tabla 8.7.4.3.3 se presenta una alternativa más sencilla. Para muros con $H_{msc}/L_m < 1.0$, se permite que $\Omega_v = 1.0$ porque muros con baja relación de aspecto tienen bajas probabilidades de desarrollar fluencia por flexión. En muros con $H_{msc}/L_m \geq 2.0$ es probable que la fluencia en la sección crítica conduzca a una

sobrerresistencia por flexión. El valor de $\Omega_v=1.5$ supone que el muro se dimensionó para resistir el momento de diseño M_u empleando un factor de resistencia $F_R=0.9$ y un esfuerzo a tensión de $1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal ($1.25/0.9=1.39$).

El factor de amplificación ω_v es similar al factor de la norma New Zealand Standard 3101 (2006). Este factor no es importante en muros con $H_{msc}/L_m < 2.0$.

El producto de Ω_v y ω_v se limita a 2 ya que éste es el máximo valor del factor de reducción de las ordenadas espectrales por sobrerresistencia.

En caso de muros acoplados, se recomienda tratar a los muros de forma individual para calcular Ω_v y ω_v de los muros. No se requieren amplificar las fuerzas cortantes en vigas de acoplamiento.

8.7.4.2 Se permitirá redistribuir el componente debido al sismo de la fuerza cortante de diseño V_e de vigas de acoplamiento entre vigas de acoplamiento en pisos adyacentes si se cumplen a) a d):

- Las vigas de acoplamiento que compartan fuerzas redistribuidas estarán alineadas verticalmente dentro del muro de ductilidad alta
- Las vigas de acoplamiento que compartan fuerzas redistribuidas tendrán $L_n/h \geq 2$
- La máxima redistribución de V_e de cualquier viga no excederá 20 por ciento del valor determinado en el análisis
- La suma de V_R de las vigas de acoplamiento que compartan fuerzas redistribuidas será igual o mayor que la suma de V_e en esas vigas.

Comentario:

Se permite la redistribución de las demandas por sismo de fuerza cortante en vigas de acoplamiento, ya que se supone que tienen capacidad de rotación plástica significativa y que son parte del sistema primario para resistir sismo. En caso de combinaciones de carga que impliquen otras fuerzas laterales de magnitud importante sólo se permite redistribuir el componente debido al sismo. En el caso de vigas de acoplamiento diseñadas según 8.3, de conformidad con 8.7.8.1 y 8.7.8.3, es necesario mantener el equilibrio interno como resultado de la redistribución de momentos debidos a sismo en proporción de las fuerzas cortantes redistribuidas.

La redistribución de demandas en vigas de acoplamiento alineadas verticalmente ofrece ventajas económicas y simplifica el detallado. Si bien no es necesario un alineamiento preciso, mientras más similares sean las rigideces de las vigas, la redistribución de demandas será más predecible y uniforme. Por el contrario, la presencia de una o más vigas de acoplamiento o segmentos de muro horizontales mucho más peraltados que el resto, inhibe la redistribución y, por tanto, conviene evitarlos.

La redistribución de demandas en vigas de acoplamiento depende de las rotaciones inelásticas en los extremos de las vigas. Puesto que vigas de acoplamiento alineadas verticalmente y próximas entre sí tienen mayores probabilidades de experimentar rotaciones inelásticas de magnitudes similares, es conveniente considerar la redistribución en vigas con una razonable proximidad entre sí.

8.7.5 Resistencia a fuerza cortante

8.7.5.1 La resistencia de diseño a fuerza cortante V_R se calculará según la ec. 8.7.5.1 como:

$$V_R = F_R (\alpha_c \sqrt{f'_c} + p_t f_{yt}) A_{cv} \quad (8.7.5.1)$$

donde

$$\begin{aligned} \alpha_c &= 0.25, \text{ en MPa } (\alpha_c = 0.80, \text{ en kg/cm}^2) \text{ si } H_m / L_m \leq 1.5 \\ \alpha_c &= 0.17, \text{ en MPa } (\alpha_c = 0.53, \text{ en kg/cm}^2) \text{ si } H_m / L_m \geq 2.0 \end{aligned}$$

Se permitirá interpolar linealmente el valor de α_c requerido arriba si $1.5 < H_m/L_m < 2.0$.

8.7.5.2 En el caso de segmentos de muro, el valor de H_m/L_m para calcular V_R según 8.7.5.1 deberá ser el mayor de los cocientes H_m/L_m para el muro entero y para el segmento del muro en consideración.

8.7.5.3 Se deberá suministrar refuerzo por cortante distribuido y en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si $H_m/L_m \leq 2.0$, p_t deberá ser al menos igual a p_t .

8.7.5.4 En segmentos verticales de muros que resistan una fuerza lateral en común, V_R no deberá exceder $F_R 0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ($F_R 2.12\sqrt{f'_c}A_{cv}$). Para cualquier segmento vertical del muro, V_n no deberá exceder $F_R 0.83\sqrt{f'_c}A_{cm}$ ($F_R 2.65\sqrt{f'_c}A_{cm}$), donde A_{cm} es el área de la sección de concreto del segmento vertical del muro considerado en lo individual.

8.7.5.5 En segmentos horizontales de muros y en vigas de acoplamiento de ductilidad alta, V_R no excederá $F_R 0.83\sqrt{f'_c}A_{cm}$ ($F_R 2.65\sqrt{f'_c}A_{cm}$), donde A_{cm} es el área de la sección de concreto de segmento horizontal o de la viga de acoplamiento de ductilidad alta.

8.7.5.6 Los requisitos de 3.8.2.8.1 no serán aplicables a muros donde $\Omega_v \geq 1.5$.

8.7.5.7 Los límites de 5.5.2.4 no se aplicarán en el diseño de muros de acuerdo con 8.7.5.

Comentario:

La ec. 8.7.5.1 reconoce que muros con una alta relación fuerza cortante/momento tienen mayor resistencia a cortante (Hirosawa, 1977; Barda et al., 1977). La resistencia nominal a fuerza cortante depende del área gruesa del muro de concreto que resiste cortante.

Un segmento vertical de muro se refiere a la parte de un muro limitada horizontalmente por aberturas o por una abertura y un borde. Para un muro aislado o un segmento vertical de muro, p_t se refiere al refuerzo horizontal y p_l se refiere al refuerzo vertical. Un segmento horizontal de muro está limitado por dos aberturas alineadas verticalmente. Un segmento horizontal es un segmento vertical girado 90 grados. Para este caso, p_t se refiere al refuerzo vertical y p_l se refiere al refuerzo horizontal.

La revisión de 8.7.5.2 es para evitar que a algún segmento se le asigne una resistencia, por unidad de área, mayor que la del muro entero. Sin embargo, si el segmento tiene un cociente H_m/L_m mayor que el del muro entero, se establece usar este cociente para suministrar la resistencia a cortante.

Se requiere que el refuerzo horizontal y longitudinal se coloque de manera uniforme y a la menor separación posible en el muro para controlar el agrietamiento. En el cálculo de estos refuerzos no se incluye el acero de refuerzo colocado en los bordes del muro para resistir las demandas de flexión.

Los límites en el esfuerzo resistente de muros o segmentos de muros (8.7.5.4) se establecieron para reconocer y limitar una redistribución de fuerzas cortante entre ellos.

Los requisitos de 3.8.2.8.1 no aplican porque las fuerzas cortantes de diseño se han amplificado para tomar en cuenta la sobrerresistencia por flexión.

8.7.6 Diseño por momento y fuerza axial

8.7.6.1 Los muros y porciones de muro sujetos a combinaciones de momentos flexionantes y fuerzas axiales serán diseñados según lo establecido en 5.3.

8.7.6.2 A menos que se realice un análisis detallado, los anchos efectivos de los patines se extenderán desde la cara del alma del muro a una distancia igual a la menor de la mitad de la distancia al alma del muro adyacente y 25 por ciento de la altura total del muro arriba de la sección en consideración.

Comentario:

La resistencia a flexión de un muro o de un segmento de muro se determina de acuerdo con los procedimientos usados para columnas. En el cálculo se considera el efecto de la carga axial y las fuerzas laterales, y se incluye el refuerzo concentrado en los elementos de borde y distribuido en los patines y almas, suponiendo compatibilidad de deformaciones. La cimentación se revisa de modo que resista las fuerzas del extremo y del alma del muro. Es necesario considerar el efecto de las aberturas en las resistencias a flexión y cortante, de modo que se verifique que se pueda desarrollar una trayectoria de fuerzas alrededor de la abertura o aberturas. El Capítulo 10 de esta Norma se puede usar para este análisis.

La influencia de los patines de muros con distintas configuraciones en el comportamiento ante cargas laterales es relevante. El ancho efectivo de los patines aumenta con mayores distorsiones, especialmente en el patín a tensión (Wallace, 1996). El valor del ancho efectivo del patín a compresión tiene un menor impacto en la resistencia y la capacidad a deformación. Para simplificar el diseño, se propone un valor único del ancho efectivo, tanto a tensión como a compresión.

8.7.7 Elementos de borde en muros de ductilidad alta

8.7.7.1 Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de borde en las orillas de muros de conformidad con lo dispuesto en 8.7.7.2 u 8.7.7.3. Los elementos de borde deberán satisfacer 8.7.7.4 y 8.7.7.5. En muros con patines se usará un ancho efectivo del patín igual al definido en 8.7.6.2.

8.7.7.2 Muros o muros-columna con $H_{msc} / L_m \geq 2.0$ que sean continuos desde la base de la estructura hasta la punta del muro y que sean diseñados para tener una sección crítica por flexión y fuerza axial deberán satisfacer a) y b):

- a) Las zonas de compresión se deberán reforzar con elementos de borde si se cumple con la ec. 8.7.7.2.a:

$$\frac{1.5\delta_u}{H_{msc}} \geq \frac{L_m}{600c} \quad (8.7.7.2.a)$$

donde c es la mayor profundidad del eje neutro para la combinación de carga axial factorizada y la resistencia nominal a momento consistente con la dirección del desplazamiento de diseño δ_u . El cociente δ_u/H_{msc} no deberá tomarse menor que 0.005. En caso de sismo, δ_u será el determinado para el sismo de diseño de la NTC-Sismo, considerando Q y R_T

- b) Si se requieren elementos de borde según 8.7.7.2.a, se deberá satisfacer 1) y 2) o 3)
- 1) El refuerzo transversal del elemento de borde se extenderá verticalmente arriba y debajo de la sección crítica al menos el mayor de L_m y $M_u/4V_u$, con excepción de lo permitido en 8.7.7.4.i
 - 2) $b \geq \sqrt{\frac{L_m c}{40}}$
 - 3) $\delta_c / H_{msc} \geq 1.5\delta_u / H_{msc}$.

Donde

$$\frac{\delta_c}{H_{msc}} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \frac{L_m c}{b} - \frac{V_u}{0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \right) \quad (8.7.7.2.b)$$

$$\left(\frac{\delta_c}{H_{msc}} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \frac{L_m c}{b} - \frac{V_u}{2.1 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \right) \right)$$

El valor de δ_c / H_{msc} en la ec. 8.7.7.2.b no deberá tomarse menor que 0.015.

8.7.7.3 Los muros no diseñados de acuerdo con 8.7.7.2 deberán contar con elementos de borde en los extremos de los muros y alrededor de aberturas de los muros donde el esfuerzo máximo en la fibra extrema a compresión exceda $0.2f'_c$ para las combinaciones de carga que incluyan el efecto del sismo, de acuerdo con NTC-Criterios. Se permitirá descontinuar el elemento de borde donde el esfuerzo a compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$. Los esfuerzos se calcularán para cargas factorizadas usando un modelo elástico-lineal y propiedades de la sección bruta. En el caso de los muros con patines, se usará el ancho efectivo establecido en 8.7.6.2.

8.7.7.4 Si se requieren elementos de borde según 8.7.7.2 u 8.7.7.3, se deberán satisfacer a) a 1):

- a) El elemento de borde se extenderá horizontalmente en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $c-0.1L_m$ y $c/2$, donde c es la mayor profundidad del eje neutro calculada para la carga axial factorizada y la resistencia nominal a momento consistente con δ_u
- b) El ancho de la zona a compresión b sobre la longitud horizontal calculada con 8.7.7.4.a, incluyendo el patín si existe, será por lo menos igual a $H/16$, donde H es la altura libre no soportada del muro
- c) En muros o muros-columna en los que la relación $H_m/L_m \geq 2.0$, que sean continuos desde su base hasta su extremo superior, que se diseñen para tener una sola sección crítica a flexocompresión y con una relación $c/L_m \geq 3/8$, el ancho de la zona de flexión en compresión b en la longitud calculada según 8.7.7.4.a deberá ser por lo menos 300 mm

- d) En muros con patines, el elemento de borde deberá incluir el ancho efectivo del patín en compresión y deberá extenderse por lo menos 300 mm dentro del alma
- e) El refuerzo transversal del elemento de borde deberá satisfacer 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.d y la separación vertical no deberá exceder 1/3 de la menor dimensión del elemento de borde, los límites dados en 8.4.5.3.e y los valores de la tabla 8.7.7.5.b
- f) La separación horizontal h_x entre barras longitudinales soportadas lateralmente alrededor del perímetro del elemento de borde no exceda el menor de 350 mm y $2b/3$. El soporte lateral se proveerá mediante un doblez estándar de una grapa de al menos 135 grados o la esquina de un estribo. En la dirección paralela a la longitud del muro, L_m , la relación de aspecto de los estribos no excederá dos y los estribos adyacentes se sobrepondrán al menos el menor de 150 mm y $2b/3$, a menos que se satisfaga 1) o 2):
 - 1) $b \geq \sqrt{\frac{L_m c}{40}}$ y $\delta_u/H_{msc} \leq 0.012$
 - 2) Existe un patín perpendicular al elemento de borde evaluado, a uno o ambos lados del muro, con un ancho total del patín al menos de b_w y un espesor t al menos igual a $b_w/2$
- g) La cuantía de refuerzo transversal se calculará según la tabla 8.7.7.4.g

Tabla 8.7.7.4.g – Refuerzo transversal en elementos de borde

Refuerzo transversal	Ecuación aplicable		
A_{sh}/sb_c para estribos rectangulares	El mayor de:	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	b)
p_s para refuerzo helicoidal o estribos circulares	El mayor de:	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	d)

- h) El concreto en el sistema de piso en la ubicación del elemento de borde tendrá una resistencia especificada a la compresión al menos igual a 0.7 veces f'_c del muro
- i) Si δ_c calculado con la ec. 8.7.7.2.b es menor que $2\delta_u$ obtenida de la ec. 8.7.7.2.a, sobre la distancia calculada con 8.7.7.2.b, el refuerzo vertical del alma estará soportado lateralmente arriba y abajo de la sección crítica mediante una esquina de un estribo o por una grapa con un doblez estándar de al menos 135 grados. La separación vertical del refuerzo transversal no deberá exceder 300 mm y deberá tener un diámetro que cumpla con 14.7.3.3
- j) Si la sección crítica ocurre en la base del muro, el refuerzo transversal del elemento de borde en la base del muro se extenderá dentro del apoyo al menos L_d , de acuerdo con 8.7.3.2.3, de la barra longitudinal más gruesa en el elemento de borde. Si el elemento de borde termina en una zapata, una losa de cimentación o un dado de pilote, el refuerzo transversal se deberá extender al menos 300 mm dentro de la zapata, losa de cimentación o dado
- k) El refuerzo horizontal del alma del muro deberá extenderse una distancia de 150 mm dentro del extremo del muro. El refuerzo deberá anclarse para desarrollar f_y dentro del núcleo confinado del elemento de borde empleando dobleces estándar o barras con cabeza. Se permitirá terminar el refuerzo horizontal del alma sin doblez o sin cabeza si la longitud del elemento de borde es suficiente para desarrollar el refuerzo horizontal, y el valor de $A_s f_y / s$ del refuerzo horizontal no excede $A_s f_{yt} / s$ del refuerzo transversal del elemento de borde paralelo al refuerzo horizontal
- l) En muros o muros-columna con $H_m/L_m \geq 2.0$, los traslapes de las barras de refuerzo horizontal dentro del alma del muro deberán confinarse con refuerzo transversal si V_e , calculada con la ec. 8.7.4.1, es mayor que $0.33 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ ($1.0 \sqrt{f'_c} A_{cv}$). El refuerzo transversal consistirá en estribos o grapas con una separación vertical que no exceda 300 mm y con un diámetro que cumpla con 14.7.3.3.

8.7.7.5 En donde no se requieran elementos de borde según 8.7.7.2 u 8.7.7.3, se deberán satisfacer a) a c):

- a) Con excepción de donde V_u sea menor que $0.083\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ($0.27\sqrt{f'_c}A_{cv}$) en el plano del muro, el refuerzo horizontal que termine en las orillas de los muros sin elementos de borde deberá proporcionarse con dobleces estándar que abracen el refuerzo vertical en las orillas. Se aceptará que el refuerzo en la orilla esté rodeado por estribos en forma de U que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo horizontal con el cual serán traslapados
- b) Si la cuantía máxima de refuerzo longitudinal en la orilla del muro excede $2.8/f_y$ ($28/f_y$), el refuerzo transversal en la orilla deberá cumplir con 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e colocado en una distancia calculada con 8.7.7.4.a. La separación vertical del refuerzo transversal en la orilla del muro se determinará según la tabla 8.7.7.5.b

Tabla 8.7.7.5.b – Separación vertical máxima del refuerzo transversal en las orillas de un muro

Grado de la barra de refuerzo primario a flexión	Refuerzo transversal requerido	Separación vertical máxima del refuerzo transversal ^[1]	
		El menor de:	
42	Dentro del mayor de L_m y $M_u/4V_u$ por arriba y por debajo de las secciones críticas ^[2]	El menor de:	$6d_b$
			150 mm
	Otras ubicaciones	El menor de:	$8d_b$
			200 mm
56	Dentro del mayor de L_m y $M_u/4V_u$ por arriba y por debajo de las secciones críticas ^[2]	El menor de:	$5d_b$
			150 mm
	Otras ubicaciones	El menor de:	$6d_b$
			150 mm
70	Dentro del mayor de L_m y $M_u/4V_u$ por arriba y por debajo de las secciones críticas ^[2]	El menor de:	$4d_b$
			150 mm
	Otras ubicaciones	El menor de:	$6d_b$
			150 mm

Nota:

^[1] En esta tabla, d_b es el diámetro de la barra más delgada del refuerzo longitudinal primario de flexión

^[2] La sección crítica se define como el lugar donde es probable que ocurra la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales

- c) En las esquinas donde se interseca el alma y el patín del muro, el refuerzo transversal se deberá extender dentro del alma del muro y del patín al menos una distancia igual al espesor del patín. El refuerzo transversal deberá satisfacer 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e. La separación vertical del refuerzo transversal deberá cumplir con lo señalado en la tabla 8.7.7.5.b.

Comentario:

En este inciso se supone que la respuesta de un muro dependerá de fluencia por flexión del muro en la sección crítica y que el muro se diseña y detalla tal que la sección crítica se presente donde se estableció. El propósito de los elementos de borde en los extremos del muro es mejorar la capacidad resistente y de deformación de muros sujetos a fuerzas cíclicas que causen deformaciones inelásticas en el muro, como aquellas inducidas por los sismos. Los elementos de borde en los extremos consisten en agrupar refuerzo vertical para incrementar la capacidad a flexión. Los elementos de borde están reforzados con barras transversales en forma de estribos cerrados y grapas para restringir el pandeo del refuerzo vertical y para confinar el concreto cuando el extremo esté sujeto a compresión cíclica. Para reducir la posibilidad de pandeo, se coloca refuerzo transversal a bajas separaciones.

El enfoque de diseño supone que se requieren elementos de borde para confinar el concreto donde la deformación unitaria en la fibra extrema a compresión excede el valor crítico cuando el muro alcance un desplazamiento igual a 1.5 veces el desplazamiento de diseño (Moehle, 1992; Wallace y Orakcal, 2002). El desplazamiento se mide en la punta del muro y la altura del muro es la altura medida a partir de la sección crítica. El límite inferior de 0.005 es para lograr una moderada capacidad de deformación en edificios rígidos.

La profundidad del eje neutro c es la correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexión ante un desplazamiento δ_u . La carga axial es la carga factorizada consistente con la combinación de carga que produce el desplazamiento de diseño δ_u .

La ec. 8.7.7.2.b se basa en la capacidad de distorsión en la punta del muro para una reducción del 20 por ciento de la resistencia lateral (Abdullah y Wallace, 2019). Si el ancho b varía a lo largo de c , se recomienda usar un valor promedio o representativo. Por ejemplo, en un muro con patín, conviene usar el ancho efectivo del patín señalado en 8.7.6.2, a menos que c penetre en el alma. En este caso, es recomendable usar un promedio pesado. Si la capacidad de distorsión es menor que la demanda de distorsión, se tendrían que hacer ajustes al diseño en la demanda y/o capacidad tal que la capacidad exceda la demanda de distorsión para cada muro del edificio en estudio.

En los muros diseñados según 8.7.7.3, se requiere que el concreto se confine donde el esfuerzo de compresión calculado exceda el valor nominal de $0.2f'_c$, el cual deberá ser considerado como un índice que no necesariamente describe el estado real de esfuerzos.

La dimensión horizontal del elemento de borde se extiende al menos hasta una longitud donde la deformación unitaria a compresión excede el valor crítico. El límite en la esbeltez del elemento de borde es para evitar fallas por inestabilidad de elementos de borde esbeltos (Wallace, 2012).

El valor de $c/L_m \geq 3/8$ se usa para definir la sección crítica de un muro que no es controlada por tensión, según 3.8.2.2. El espesor mínimo de 300 mm se establece para reducir la posibilidad de inestabilidad lateral de la zona a compresión después del desprendimiento de recubrimiento de concreto.

En caso donde se prevea que los patines estén sujetos a esfuerzos elevados, se recomienda que el elemento de borde, y su refuerzo transversal, se extiendan dentro del alma.

El refuerzo transversal requerido en elementos de borde se basa en los requisitos para columnas. En muros con sección rectangular, $A_g = L_{be} b$ y $A_{ch} = b_{c1} b_{c2}$, donde las dimensiones se definen en la fig. C8.7.7.d, se supone que es factible que pueda aplastarse el concreto de las caras expuestas del elemento de borde.

La configuración y dimensiones propuestas en la fig. C8.7.7.a se basan en estudios experimentales en los cuales se ha demostrado la conveniencia de usar grapas con dobleces estándar de al menos 135 grados y que los estribos sobrepuestos son más efectivos que las grapas para restringir el pandeo de barras y confinar el concreto en la orilla de un muro si la relación de aspecto del estribo (b_{c1}/b_{c2}) no excede dos (Segura y Wallace, 2018; Arteta, 2015). Si el desplazamiento lateral calculado es bajo en comparación con la capacidad de desplazamiento, no es necesario colocar estribos sobrepuestos, puesto que el daño en el elemento de borde es poco probable. La ecuación en 8.7.7.4.f.1 se derivó suponiendo una capacidad de distorsión de 2.2 por ciento.

Fallas por inestabilidad fuera de plano pueden ocurrir en las orillas de muros rectangulares con zonas a compresión profundas y esbeltas, donde (c/b) (L_m/b) es mayor que 40, aproximadamente, o en la orilla de un muro opuesta al patín en muros en forma de T, C o L (Abdullah y Wallace, 2020). En la intersección del alma con el patín, no se requiere el uso de estribos sobrepuestos, ni en el alma ni en el patín, ya que el patín restringe lateralmente al alma del muro que resiste la demanda de cortante sísmico. En el caso de esquinas donde el alma y patín se intersecan, es poco probable que se requiera un elemento de borde; se recomienda usar el detalle ilustrado en la fig. C8.7.7.b.

También con base en evidencia obtenida en pruebas de laboratorio, se mantienen los requisitos de colocar grapas que abarquen el refuerzo longitudinal del alma. Este refuerzo tiene como objetivo confinar el concreto del alma, en especial en la zona de la articulación plástica, y restringir el pandeo del refuerzo longitudinal. Además, la colocación de estas grapas toma en cuenta el aumento de la profundidad del eje neutro debido a la compresión diagonal por corte y las incertidumbres en la carga axial. En la fig. C8.7.7.c se resumen los requisitos para extender en sentido vertical el acero de refuerzo de los elementos de borde.

El refuerzo horizontal en un muro con baja relación cortante/momento resiste la fuerza cortante mediante trabajo de armadura, de modo que las barras horizontales actúan como los estribos de una viga. Por tanto, para alcanzar su capacidad de fluencia, las barras tienen que desarrollarse dentro del núcleo confinado del elemento de borde y extenderse lo más posible cerca de la orilla del muro, respetando el recubrimiento y la separación de otro refuerzo. El requisito que el refuerzo horizontal del alma se ancle dentro del núcleo confinado del elemento de borde y se extienda 150 mm a partir del borde del muro se aplica a barras horizontales rectas, dobladas con ganchos o con cabeza (fig. C8.7.7.d).

Cuando no se requieran elementos de borde (8.7.7.5), se requiere colocar refuerzo transversal a bajas separaciones para inhibir el pandeo del refuerzo longitudinal, aun cuando estos muros no estén sujetos a las deformaciones inelásticas de los muros diseñados según 8.7.7.4. La cuantía de refuerzo longitudinal sólo incluye el refuerzo en la orilla del muro, como se señala en la fig. C8.7.7.e. Los requisitos de 8.7.7.5 aplican a toda la altura del muro y se muestran en la fig. C8.7.7.c para los casos donde se requieren elementos de borde.

El refuerzo horizontal se remata con dobleces estándar de modo de anclar el refuerzo para que sea efectivo para resistir fuerza cortante y para prevenir el pandeo del refuerzo vertical en la orilla. Como se señala en 8.7.7.5.a, en esta versión de la Norma se acepta traslapar el refuerzo horizontal del muro con las ramas de estribos en forma de U, tal que la rama perpendicular al espesor del muro rodee el refuerzo vertical.

La Norma requiere el suministro de refuerzo transversal en las esquinas de intersección del alma y patín del muro para tomar en cuenta posibles demandas de deformación significativas, a compresión o tensión, debido a cargas biaxiales (fig. C8.7.7.f).

En la tabla 8.7.7.5.b se especifican las separaciones de estribos si se utilizan barras longitudinales de grado distinto al 42.

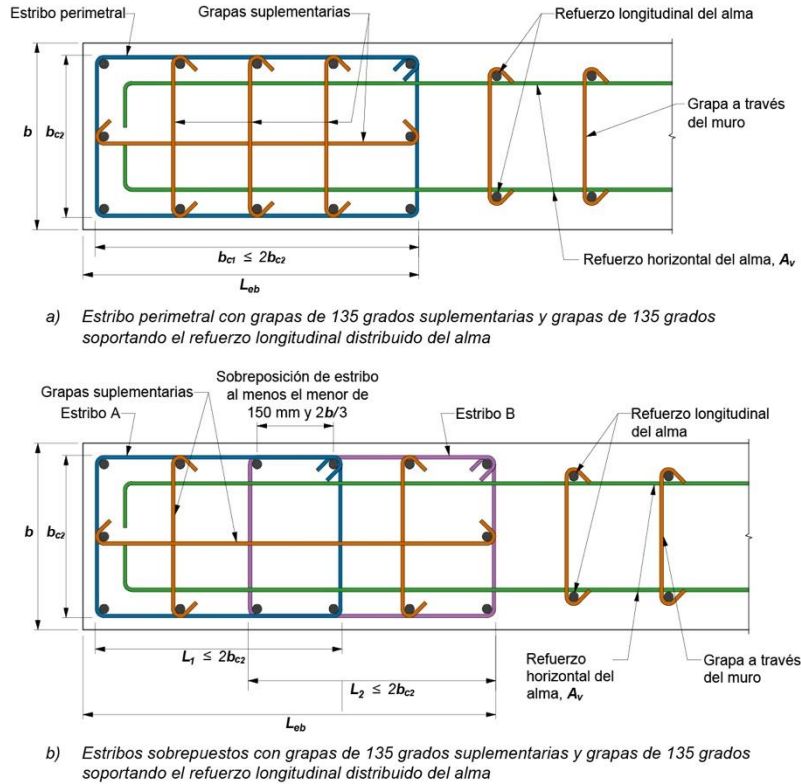


Figura C8.7.7.a – Configuración del refuerzo transversal en elementos de borde y de grapas en el alma de un muro de ductilidad alta (adaptada de ACI CODE-318-19)

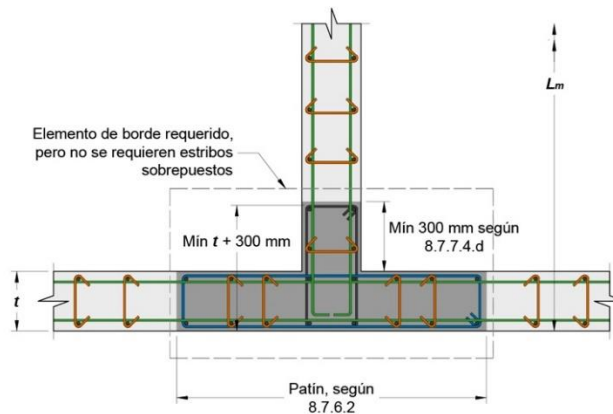
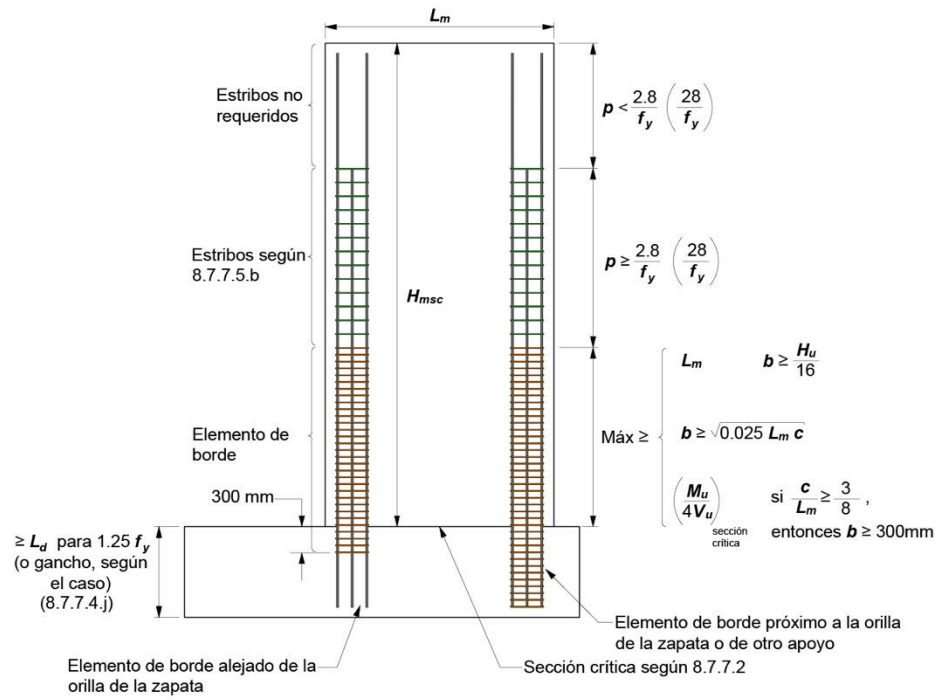
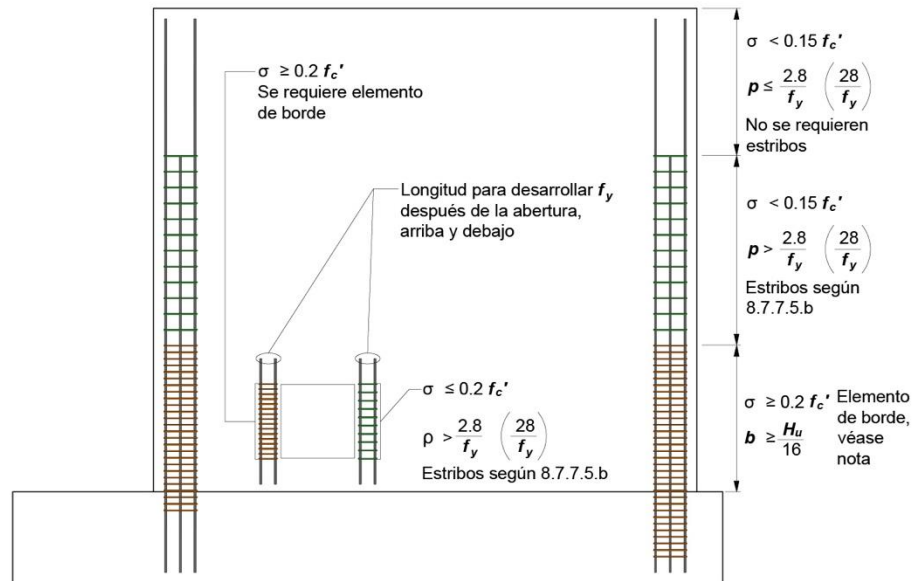


Figura C8.7.7.b – Ejemplo de configuración del refuerzo transversal en elemento de borde de muro de ductilidad alta con patines



a) Muro con $H_m / L_m \geq 2.0$ y una sola sección controlada por flexión y carga axial diseñado usando 8.7.7.2, 8.7.7.4. y 8.7.7.5.



Nota: El requisito para elementos de borde se activa si el esfuerzo máximo a compresión en la fibra extrema $\sigma \geq 0.2 f_c'$. Una vez satisfecha esta condición, el elemento de borde se extiende hasta que $\sigma < 0.15 f_c'$. Puesto que $H_m / L_m \leq 2$, 8.7.7.4.c no se aplica.

b) Muro y muro-columna diseñados usando 8.7.7.3, 8.7.7.4 y 8.7.7.5.

Figura C8.7.7.c – Resumen de requisitos de elementos de borde en muros de ductilidad alta (adaptada de ACI CODE-318-19)

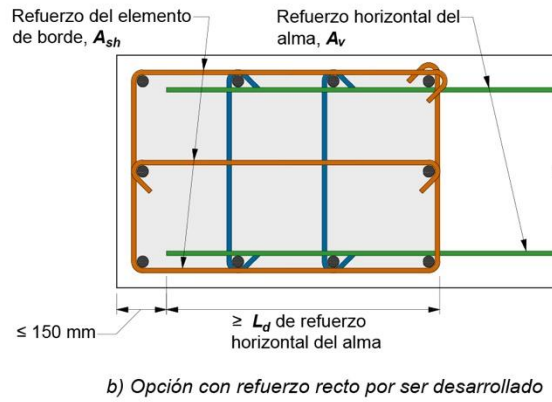
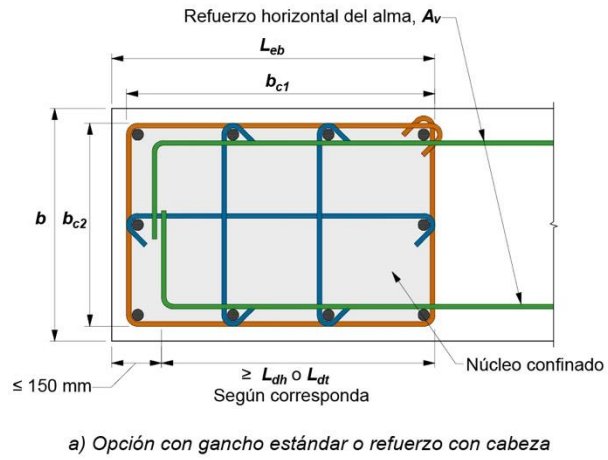


Figura C8.7.7.d – Desarrollo del refuerzo horizontal del muro en el elemento de borde con refuerzo transversal de confinamiento en un muro de ductilidad alta (adaptada de ACI CODE-318-19)

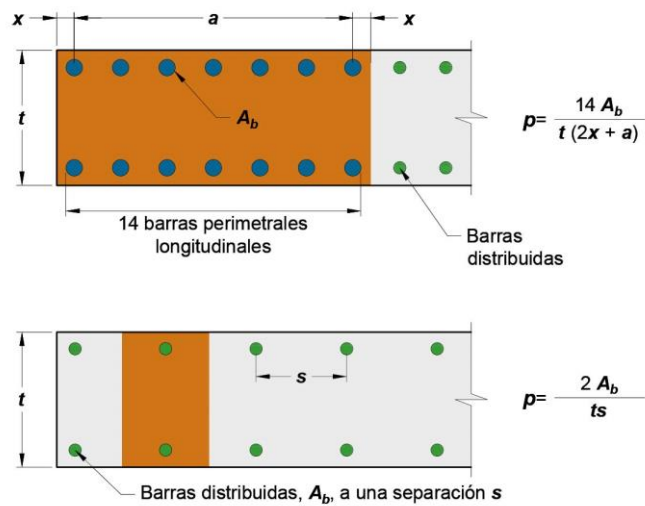


Figura C8.7.7.e – Cuantía de refuerzo longitudinal (vertical) en orillas de un muro de ductilidad alta (adaptada de ACI CODE-318-19)

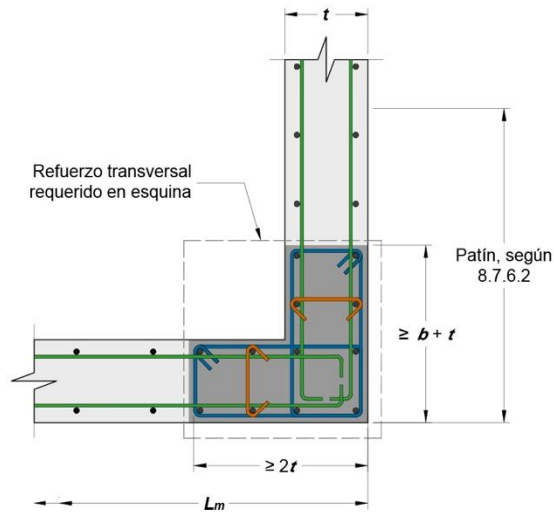


Figura C8.7.7.f – Ejemplo de configuración del refuerzo transversal donde no se requiere un elemento de borde en la esquina de un muro de ductilidad alta con patín

8.7.8 Vigas de acoplamiento de ductilidad alta

8.7.8.1 Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta con $L_n/h \geq 4$ deberán cumplir con los requisitos de 8.3, en los cuales el elemento de borde se considerará como una columna. No se necesitará satisfacer 8.3.2.3 y 8.3.2.4 si se demuestra mediante un análisis que la viga posee una adecuada estabilidad lateral.

8.7.8.2 Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta con $L_n/h < 2$ y $V_u \geq 0.33\sqrt{f'_c} A_{cm} (1.1\sqrt{f'_c} A_{cm})$ se deberán reforzar con dos grupos de barras diagonales que se intersequen y que sean simétricas con respecto al centro del claro, a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acoplamiento de ductilidad alta no afectará la capacidad de la estructura de resistir las cargas verticales, la salida de personas de la estructura o la integridad de los componentes no estructurales y de sus conexiones con la estructura.

8.7.8.3 Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta que no cumplan con 8.7.8.1 y 8.7.8.2 podrán ser reforzadas mediante dos grupos de barras diagonales que se intersequen y que sean simétricas con respecto al centro del claro o bien de conformidad con 8.3.3 a 8.3.5, con una separación del refuerzo transversal de acuerdo con la tabla 8.7.8.4.c y considerando al elemento de borde como columna.

8.7.8.4 Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta reforzadas con dos grupos de barras diagonales que se intersequen y que sean simétricas con respecto al centro del claro deberán satisfacer a), b) y cualquiera de c) o d). No será necesario que cumplan lo requerido en 6.3.8 para vigas de gran palarte:

- a) V_R se calculará con la ec. 8.7.8.4.a:

$$V_R = 2F_R A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cm} \tag{8.7.8.4.a}$$

$$(V_R = 2F_R A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c} A_{cm})$$

donde α es el ángulo entre las barras diagonales y el eje longitudinal de las vigas de acoplamiento de ductilidad alta

- b) Cada grupo de barras diagonales consistirá en por lo menos cuatro barras colocadas en dos o más lechos
- c) Cada grupo de barras diagonales estará rodeado por estribos cerrados con dimensiones externas al menos iguales a $b_w/2$ en la dirección paralela a b_w y a $b_w/5$ a lo largo de los otros lados, siendo b_w el ancho del alma de la viga de acoplamiento de ductilidad alta. Su refuerzo transversal deberá satisfacer 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e, donde A_{sh} no será menor que el área mayor calculada con 1) y 2)

- 1) $0.09 sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$
- 2) $0.3 sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$

En el cálculo de A_g se supondrá el recubrimiento especificado en 4.13 a 4.15 en los cuatro grupos de barras diagonales. El refuerzo transversal de grupos de barras diagonales se colocará con una separación paralela a las barras diagonales que cumplan con 8.4.5.3 y la tabla 8.7.8.4.c. Además, tendrá una separación entre grapas o ramas de estribos, medida de manera perpendicular a las barras diagonales, que no exceda 350 mm. El refuerzo transversal deberá continuar en la intersección de las barras diagonales. Se permitirá modificar el arreglo del refuerzo transversal en la intersección siempre que los requisitos de separación y la cuantía volumétrica se cumplan. Se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal adicionales distribuidos alrededor del perímetro de la viga con un área por lo menos igual a $0.002b_w s$ en las dos direcciones y una separación que no exceda 300 mm.

Tabla 8.7.8.4.c – Separación máxima del refuerzo transversal en vigas de acoplamiento de ductilidad alta

Grado de la barra de refuerzo primario a flexión	Separación máxima del refuerzo transversal ^[1]	
42	El menor de:	$6d_b$
		150 mm
56	El menor de:	$5d_b$
		150 mm
70	El menor de:	$4d_b$
		150 mm

^[1] En esta tabla, d_b es el diámetro de la barra más delgada del refuerzo longitudinal primario de flexión.

- d) Se deberá colocar refuerzo transversal en toda la sección transversal de la viga de conformidad con 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e, con A_{sh} no menor que el área mayor calculada con 1) y 2)

- 1) $0.09 sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$
- 2) $0.3 sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$

La separación longitudinal del refuerzo transversal deberá cumplir con la tabla 8.7.8.4.c. La separación vertical y horizontal de grapas y ramas de estribos en el plano de la sección de la viga no excederá 200 mm. Cada grapa y cada rama de estribos deberá abrazar una barra longitudinal de mismo diámetro o mayor.

8.7.8.5 En vigas de acoplamiento de ductilidad alta reforzadas con dos grupos de barras diagonales que se intersequen y que sean simétricas con respecto al centro del claro, se permitirán aberturas que satisfagan a) a f):

- a) El borde de la abertura no quedará más cerca de 50 mm del grupo de barras diagonales
- b) El borde de la abertura no quedará más cerca de $h/4$ de los extremos de la viga de acoplamiento de ductilidad alta
- c) El borde de la abertura no quedará más cerca de 100 mm de las caras superior e inferior de la viga de acoplamiento de ductilidad alta
- d) No se permitirán más de dos aberturas en una viga de acoplamiento de ductilidad alta. La separación libre entre las aberturas no será menor que el tamaño de la abertura mayor
- e) Las aberturas no excederán $h/6$ ni 150 mm, la que resulte menor
- f) Las aberturas se formarán mediante moldes cilíndricos colocados previamente a la colocación del concreto y transversales al eje longitudinal de la viga de acoplamiento de ductilidad alta.

Comentario:

Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta que conectan muros estructurales contribuyen a incrementar la rigidez y la capacidad de disipación. Usualmente las vigas de acoplamiento de ductilidad alta son peraltadas. El comportamiento de las vigas peraltadas puede estar controlado por cortante, con el consecuente deterioro de la resistencia y rigidez ante cargas cíclicas alternadas. Se ha demostrado en ensayos de laboratorio que colocar refuerzo longitudinal en diagonal contribuye a un comportamiento estable de las vigas (Paulay y Binney, 1974). El refuerzo diagonal es más eficiente para una relación de aspecto $L_n/h < 4$. El refuerzo diagonal se coloca aproximadamente simétrico en la sección transversal de la viga, en dos o más lechos. El refuerzo diagonal se diseña para resistir toda la fuerza cortante y el momento correspondiente de la viga.

En el diseño de vigas de acoplamiento de ductilidad alta se aceptan dos modalidades de confinamiento. En la primera, cada elemento de refuerzo diagonal consiste en un conjunto de barras de refuerzo longitudinal y transversal, como se ilustra en la fig. C8.7.8.a. Cada elemento diagonal contiene al menos cuatro barras longitudinales (en diagonal) y estribos cerrados con o sin grapas, que confinan el concreto. Los requisitos dimensionales tienen la intención de lograr estabilidad de la sección transversal ante deformaciones superiores a las de fluencia. Es importante notar que, en esta versión de la Norma, se requiere que el refuerzo transversal de cada elemento de refuerzo diagonal sea continuo en la intersección de las diagonales. Las separaciones establecidas en la tabla 8.7.8.4.c pretenden proveer un adecuado soporte lateral a las barras longitudinales diagonales de modo de evitar su pandeo.

La segunda modalidad de confinamiento (8.7.8.4.d) se refiere al confinamiento de la sección transversal completa de la viga en lugar de confinar las diagonales en lo individual (fig. C8.7.8.b). Esta opción ofrece la ventaja de simplificar la colocación de estribos en obra.

El límite de $0.83\sqrt{f'_c} A_{cm}$ ($2.65\sqrt{f'_c} A_{cm}$) proviene de ensayos de laboratorio en los cuales se ha demostrado que vigas reforzadas según 8.7.8 exhiben una ductilidad adecuada a estos niveles de fuerza cortante (Barney et al., 1980).

En ocasiones, es inevitable que las vigas de acoplamiento de ductilidad alta se construyan con aberturas para alojar instalaciones eléctricas o hidrosanitarias. Es recomendable evitarlas, ya que una abertura grande o localizada en las regiones críticas de la viga puede afectar negativamente la capacidad dúctil de la misma. Los requisitos de 8.7.8.5 se derivaron de ensayos de laboratorio, en los cuales aberturas con las dimensiones y limitaciones propuestas no afectaron sensiblemente el comportamiento cíclico de vigas de acoplamiento de ductilidad alta reforzadas con grupos de barras diagonales.

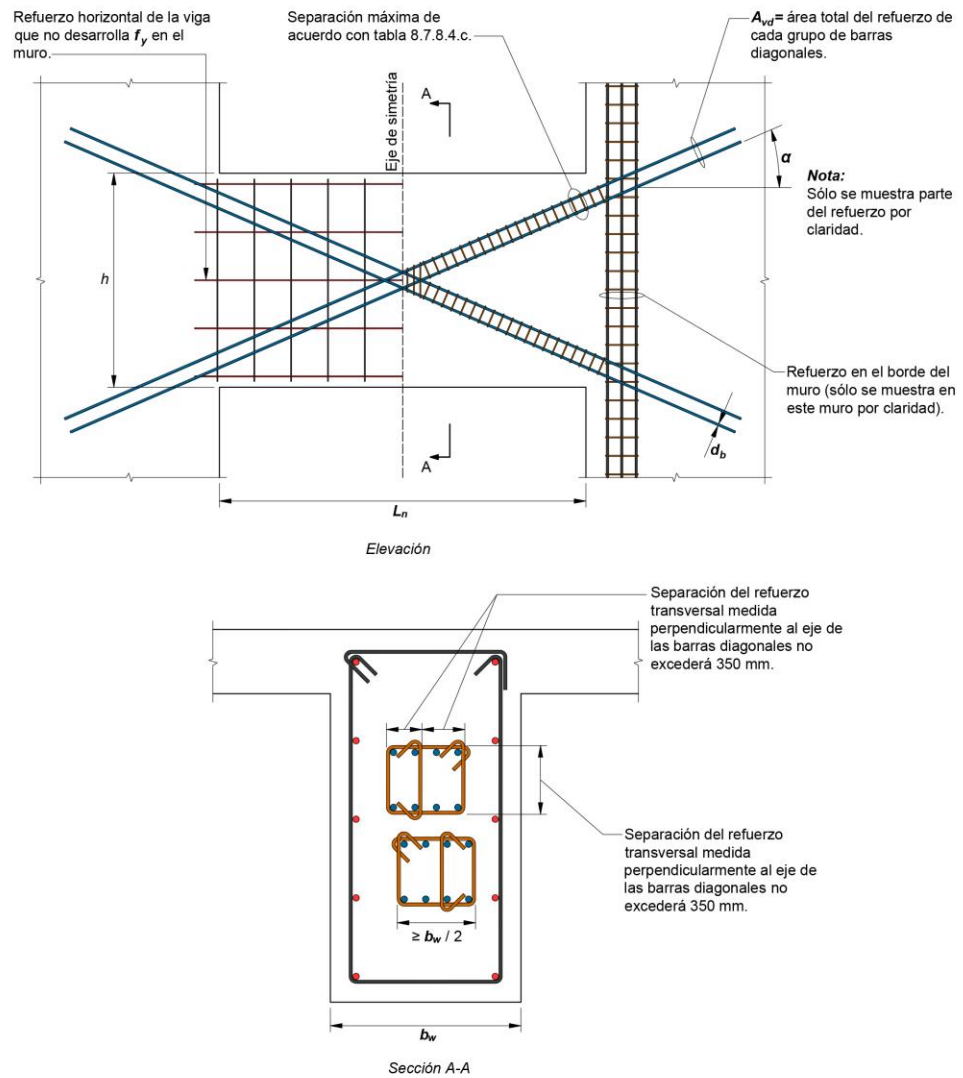


Figura C8.7.8.a – Confinamiento de barras diagonales en vigas de acoplamiento de ductilidad alta con refuerzo diagonal. Por claridad, sólo se muestra el refuerzo longitudinal del elemento de borde de un lado (adaptada de ACI CODE-318-19)

Espacio en blanco dejado de manera intencional

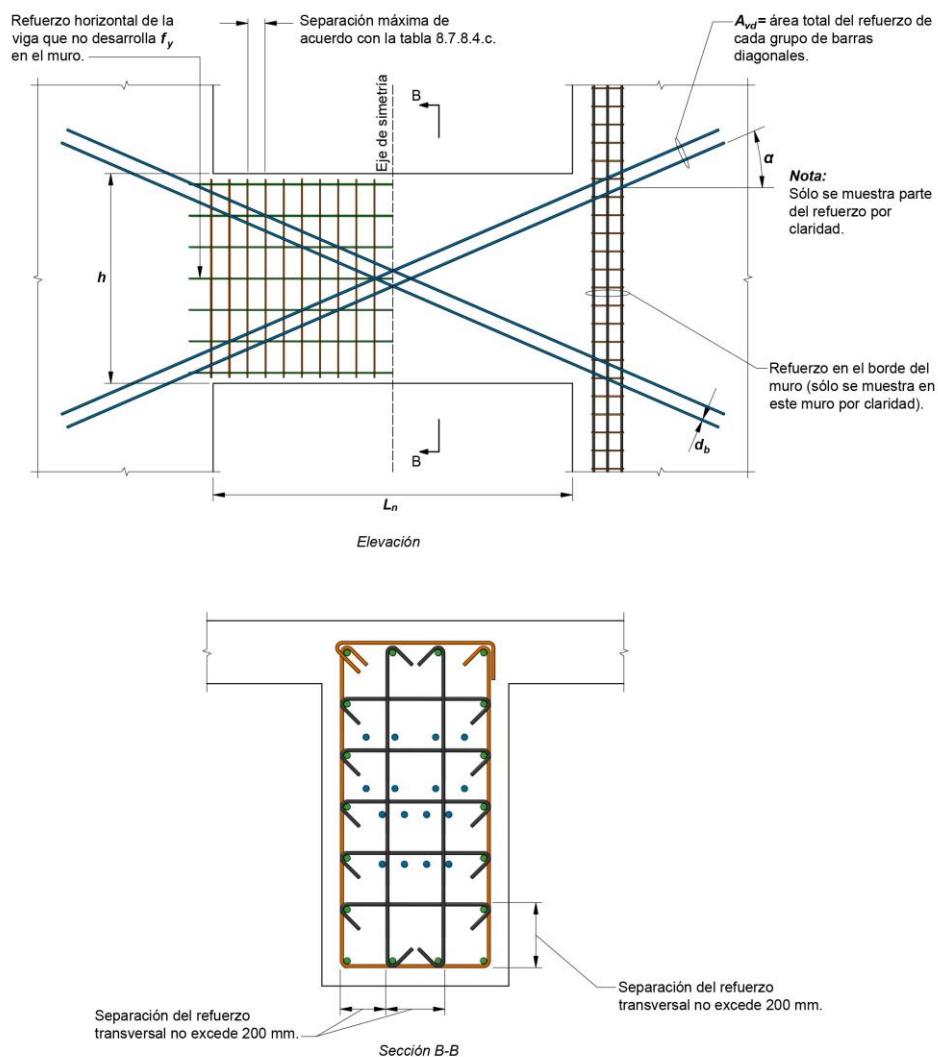


Figura C8.7.8.b – Confinamiento total de una viga de acoplamiento de ductilidad alta con refuerzo diagonal. Por claridad, sólo se muestra el refuerzo longitudinal del elemento de borde de un lado (adaptada de ACI CODE-318-19)

8.7.9 Muros-columna

8.7.9.1 Los muros-columna deberán satisfacer los requisitos para columnas de marcos de ductilidad alta establecidos en 8.4.4, 8.4.5 y 8.4.6, tomando a las caras de la unión como las caras superior e inferior de la altura libre del muro-columna. De manera alternativa, los muros-columna con $L_m/b_w > 2.5$ deberán satisfacer a) a f):

- La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con 8.4.6.1, tomando a las caras de la unión como las caras superior e inferior de la altura libre del muro-columna. La fuerza cortante de diseño no deberá exceder R_T veces la fuerza cortante factorizada obtenida del análisis considerando los efectos del sismo
- V_R y el refuerzo distribuido para resistir cortante deberán satisfacer 8.7.5
- El refuerzo transversal estará compuesto por estribos cerrados. Se aceptará usar como refuerzo transversal grapas paralelas a L_m si se suministra una capa de refuerzo por cortante distribuido en el muro-columna. Las grapas terminarán en dobleces estándar a 180 grados en ambos extremos que rodeen el refuerzo longitudinal en la orilla del muro-columna
- La separación vertical del refuerzo transversal no excederá 150 mm
- El refuerzo transversal se extenderá por lo menos 300 mm arriba y debajo de la altura libre del muro-columna

f) Se deberán suministrar elementos de borde si se cumplen las condiciones establecidas en 8.7.7.3.

8.7.9.2 En muros-columna en el extremo de un muro, se deberá suministrar refuerzo horizontal en los segmentos de muro adyacentes, arriba y abajo del muro-columna, diseñado para transferir la fuerza cortante de diseño del muro-columna a dichos segmentos de muros adyacentes.

Comentario:

Los muros-columna son segmentos verticales de un muro que están limitados horizontalmente por dos aberturas o bien por una abertura y un borde, con una relación longitud horizontal/espesor del muro (L_m/t) menor o igual a 6.0 y un cociente altura libre/longitudinal horizontal (H_m/L_m) mayor o igual que 2.0. La intención de los requisitos de esta Norma es dotar a los muros-columna de suficiente resistencia a cortante de modo que, en caso de ocurrir, la respuesta inelástica esté controlada por la flexión. Estos requerimientos suponen que el muro-columna es parte designada del SERCGFL. En caso de que no lo sea, los requisitos aplicables son los de 8.11.5. Los muros-columna con $L_m/t \leq 2.5$, se comportan esencialmente como columnas.

Para obtener la fuerza cortante de diseño, 8.9.7.1.a permite usar las combinaciones de carga empleadas en el análisis con objeto de limitar la fuerza que se calcula según 8.4.6.1.

En el caso de muros-columna en los extremos de un muro (8.7.9.2), se requiere colocar refuerzo horizontal por arriba y debajo del muro-columna para evitar la falla por cortante de los segmentos de muro adyacentes. En la fig. C8.7.9 se ilustra este requisito. La longitud de anclaje de este refuerzo horizontal se determina considerando la longitud de desarrollo requerida y la resistencia a cortante de los segmentos de muro adyacentes.

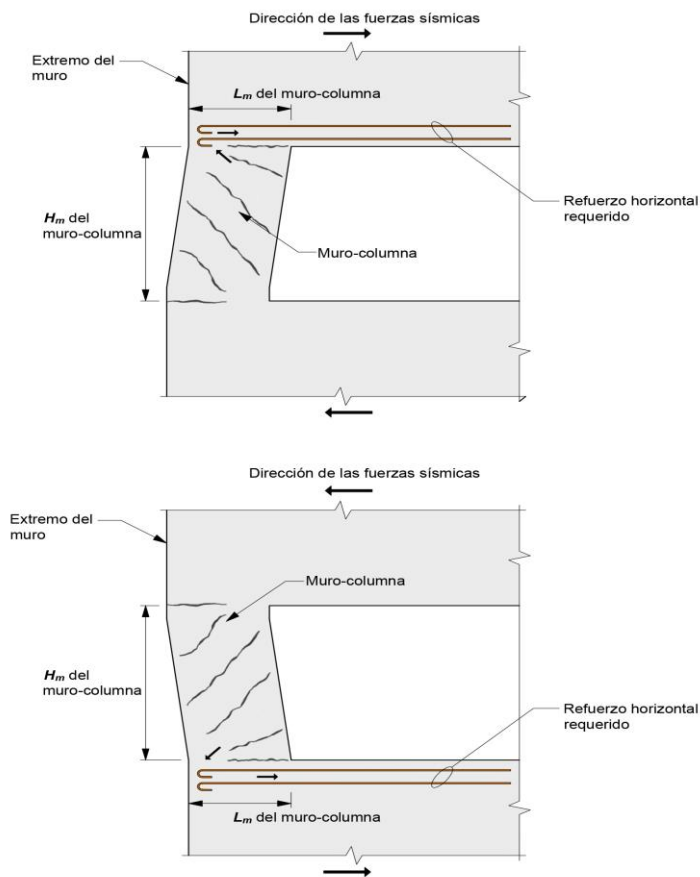


Figura C8.7.9 – Refuerzo horizontal requerido en segmentos de muro arriba y debajo de un muro-columna en el extremo de un muro (adaptada de ACI CODE-318-19)

8.7.10 Muros acoplados de ductilidad alta

8.7.10.1 Los muros acoplados de ductilidad alta deberán satisfacer los requisitos de este inciso.

8.7.10.2 Los muros individuales deberán satisfacer $H_{msc}/L_m \geq 2$ y los requisitos aplicables de 8.7 para muros de ductilidad alta.

8.7.10.3 Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta deberán cumplir con 8.7.8 y con a) a c) siguientes, en la dirección considerada:

- a) Las vigas de acoplamiento de ductilidad alta deberán cumplir con $L_n/h \geq 2$ en todos los pisos del edificio
- b) Todas las vigas de acoplamiento de ductilidad alta a nivel de piso tendrán $L_n/h \leq 5$ en por lo menos 90 por ciento de los niveles del edificio
- c) Los requisitos de 8.7.3.2.5 se cumplirán en ambos extremos de las vigas de acoplamiento de ductilidad alta.

Comentario:

Los límites en la relación de aspecto de los muros acoplados pretenden inducir la formación de un mecanismo de disipación de energía asociado con las deformaciones inelásticas reversibles de las vigas de acoplamiento de ductilidad alta. Para lograr este comportamiento, la resistencia y rigidez del muro en la conexión con las vigas tendrían que ser suficientes.

La intención de esta Norma es tratar a muros acoplados como muros individuales cuando se determinen M_{pr} y M_u en 8.7.4.

8.7.11 Juntas de construcción

8.7.11.1 Las juntas de construcción en muros deberán cumplir con 16.7.8 y las superficies de contacto serán preparadas de acuerdo con la condición b) de la tabla 5.7.2.1.

8.7.12 Muros discontinuos

8.7.12.1 Las columnas que soporten muros discontinuos deberán ser reforzadas de acuerdo con 8.4.5.6.

8.8 Muros de concreto prefabricado de ductilidad alta

8.8.1 Alcance

8.8.1.1 Esta sección es aplicable a muros construidos con concreto prefabricado que forman parte del SERCGFL.

8.8.2 Requisitos generales

8.8.2.1 Los muros de concreto prefabricado de ductilidad alta deberán satisfacer 8.7 y 7.5.2.4, con excepción de 8.7.3.2.4, el cual no se aplicará en muros prefabricados cuando las demandas de deformación estén concentradas en las juntas de los paneles prefabricados.

8.8.2.2 Se aceptarán muros de concreto prefabricado y con tendones de postensado no adherido que no satisfagan los requisitos de 8.8.2.1 si cumplen con lo especificado en ACI ITG-5.1.

Comentario:

En el documento ACI ITG-5.1 se incluye un protocolo para el establecimiento de un procedimiento de diseño, validado mediante análisis y pruebas de laboratorio de muros prefabricados con tendones postensados no adheridos, con y sin vigas de acoplamiento de ductilidad alta.

8.9 Losas en estructuras de ductilidad alta

8.9.1 Losas apoyadas en su perímetro

8.9.1.1 Se deberá cumplir con 7.7 cuando losas apoyadas en el perímetro y que trabajen en dos direcciones formen parte de estructuras de ductilidad alta ($Q=4.0$).

8.9.2 Losas planas

8.9.2.1 No se permitirá el uso de losas planas en estructuras de ductilidad alta ($Q=4.0$).

Comentario:

Las estructuras a base únicamente de losas planas han tenido un comportamiento insatisfactorio en los sismos de septiembre de 1985 y de 2017, especialmente en las conexiones entre columnas y losas. Por esta razón no se permite su utilización en estructuras de ductilidad alta.

8.10 Diafragmas, armaduras y elementos a compresión

8.10.1 Alcance

8.10.1.1 Esta sección es aplicable a diafragmas y colectores que formen parte del SERCGFL.

8.10.1.2 Los diafragmas de estructuras de ductilidad alta, deberán cumplir los requisitos de 8.10, en adición a los de 6.8.

8.10.1.3 El inciso 8.10.11 se aplicará para diseñar diafragmas a base de elementos prefabricados de concreto y que sean parte del SERCGFL.

8.10.1.4 Se aceptarán diafragmas de concreto ligero. Para su diseño, se deberá tomar en cuenta el efecto del concreto ligero en la resistencia a fuerza cortante, como se indica en 8.10.9. También se considerará el efecto del concreto ligero en el cálculo de longitud de desarrollo de barras a tensión y a compresión del Capítulo 14.

8.10.1.5 El inciso 8.10.12 deberá ser usado para el diseño de armaduras que constituyan el SERCGFL.

8.10.2 Fuerzas de diseño

8.10.2.1 Las fuerzas de diseño se obtendrán de acuerdo con lo requerido en la NTC-Criterios, la NTC-Sismo y la NTC-Viento, usando los requisitos aplicables y las combinaciones de carga.

8.10.3 Flujo de fuerzas

8.10.3.1 Los diafragmas y las conexiones se diseñarán y detallarán de modo de lograr la transferencia de fuerzas a colectores y a elementos verticales del SERCGFL.

8.10.3.2 Los elementos del diafragma estructural que estén sujetos principalmente a fuerzas axiales y que sean usados para transferir las fuerzas cortantes y/o las debidas a la flexión alrededor de aberturas o de otras discontinuidades deberán cumplir con 8.10.7.6 y 8.10.7.7.

8.10.4 Diafragmas de sección compuesta a base de losas coladas en sitio sobre elementos prefabricados

8.10.4.1 Se aceptará considerar como diafragma estructural a una losa colada en sitio sobre elementos prefabricados de piso o techo que trabaje como sección compuesta si la losa está reforzada, y la superficie del concreto endurecido existente se ha preparado para incrementar su rugosidad, así como si está limpia y libre de lechada. La rugosidad será al menos de 6 mm.

8.10.5 Diafragmas de sección no compuesta a base de losas coladas en sitio sobre elementos prefabricados

8.10.5.1 Se permitirá considerar como diafragma estructural a una losa colada en sitio sobre elementos prefabricados de piso o techo que trabajen como sección no compuesta, si la losa es diseñada y detallada para que resista por sí sola las fuerzas sísmicas de diseño.

8.10.6 Espesor mínimo de diafragmas

8.10.6.1 El espesor de los diafragmas deberá cumplir con 6.8.3.1.2 con excepción de los firmes colocados sobre elementos prefabricados de piso o techo que trabajen como diafragmas y que no dependan de la acción compuesta con los elementos prefabricados. En este caso los firmes deberán tener un espesor mínimo de 65 mm.

8.10.7 Acero de refuerzo

8.10.7.1 La cuantía mínima del refuerzo de diafragmas deberá satisfacer los requisitos de 6.8.6. La separación del refuerzo en ambas direcciones en piso o techo no deberá exceder 450 mm, con excepción del caso de losas postensadas. Donde se usen mallas de alambre soldado como acero de refuerzo para resistir la fuerza cortante en firmes sobre elementos prefabricados de piso o techo, los alambres paralelos a las juntas entre los elementos prefabricados deberán tener una separación a centros no menor que 250 mm. El refuerzo para resistir la fuerza cortante deberá ser continuo y ser distribuido de manera uniforme a través del plano de cortante.

8.10.7.2 Los tendones adheridos, usados como refuerzo para resistir las fuerzas de colectores, la fuerza cortante en el diafragma o las fuerzas de tensión debidas a momento y carga axial, se deberán diseñar de modo que el esfuerzo debido a las fuerzas inducidas por el sismo no exceda 420 MPa (4 200 kg/cm²). Se permitirá considerar que la precompresión de los tendones no adheridos contribuye a resistir las fuerzas de diseño si se suministra un mecanismo de transferencia de las fuerzas inducidas por sismo.

8.10.7.3 Todo el acero de refuerzo usado para resistir las fuerzas de colectores, la fuerza cortante del diafragma o las fuerzas de tensión debidas a momento y carga axial deberán desarrollarse o ser unidas mediante traslapes de modo de alcanzar f_y a tensión.

8.10.7.4 Se aceptará suministrar dispositivos mecánicos tipo 2 (véase 14.5.6.3.1) para barras Grado 42 para transferir las fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del SERCGFL. No se aceptará el uso de dispositivos mecánicos para barras Grado 56 y 70 en este tipo de aplicaciones.

8.10.7.5 Se diseñará el refuerzo longitudinal de colectores de modo que el esfuerzo a tensión promedio sobre las longitudes a) o b) no excedan $F_r f_y$, donde f_y estará limitado a 420 MPa (4 200 kg/cm²):

- a) Longitud entre el extremo de un colector y el punto en el que inicia la transferencia de carga al elemento vertical
- b) Longitud entre dos elementos verticales.

8.10.7.6 Los colectores con esfuerzos de compresión mayores que $0.2f'_c$ en cualquier sección deberán contar con refuerzo transversal que cumpla con 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e y 8.4.5.3, excepto que el límite de la separación de 8.4.5.3.a será un tercio de la menor dimensión del colector. La cuantía del refuerzo transversal será la obtenida de la tabla 8.10.7.6. Se podrá interrumpir el refuerzo transversal especificado en la sección donde el esfuerzo a compresión sea menor que $0.15f'_c$.

Tabla 8.10.7.6 – Refuerzo transversal para colectores

Refuerzo transversal	Ecuación aplicable		
$A_{sh}/s_b c$ para estribos rectangulares	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$		a)
p_s para refuerzo helicoidal o estribos circulares	El mayor de:	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	b)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	c)

8.10.7.7 El detallado de traslapes y zonas de anclaje del refuerzo longitudinal de colectores deberá satisfacer a) o b):

- a) Separación a centros al menos de $3d_b$ de las barras longitudinales, pero no menos que 35 mm, y recubrimiento de concreto de al menos $2.5d_b$, pero no menor que 50 mm
- b) Área de refuerzo transversal A_v que sea al menos la mayor de 1) y 2), pero no menos que lo requerido en 8.10.7.6:

$$1) \quad 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \left(0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \right)$$

$$2) \quad 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \left(3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \right)$$

8.10.8 Hipótesis para calcular la resistencia de diseño a momento y carga axial

8.10.8.1 El diseño a momento y carga axial de los diafragmas y de sus partes deberá satisfacer 5.3. En el diseño se deberán considerar los efectos de las aberturas.

8.10.9 Resistencia a fuerza cortante

8.10.9.1 La resistencia nominal a fuerza cortante no deberá exceder el valor calculado con la ec. 8.10.9.1:

$$V_R = F_R A_{cv} (0.17\lambda\sqrt{f'_c} + p_t f_y) \quad (8.10.9.1)$$

$$\left(V_R = F_R A_{cv} (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + p_t f_y) \right)$$

En caso de firmes colados en sitio sobre elementos prefabricados de piso o techo, A_{cv} se calculará usando solamente el espesor del firme para diafragmas no compuestos y el espesor combinado del firme y de los elementos prefabricados en diafragmas compuestos. En diafragmas compuestos con firmes colados en sitio, el valor de f'_c usado para calcular V_R no será mayor que f'_c de los elementos prefabricados ni que f'_c del firme. El factor λ se tomará de 2.3.3.2.

8.10.9.2 En diafragmas, $V_R \leq F_R 0.66\sqrt{f'_c} A_{cv}$ ($V_R \leq F_R 2.12\sqrt{f'_c} A_{cv}$).

8.10.9.3 Arriba de las juntas entre elementos prefabricados, para diafragmas compuestos o no, V_R no deberá exceder el valor calculado con la ec. 8.10.9.3:

$$V_R = F_R 0.0825 A_{vf} f_y \mu \quad (8.10.9.3)$$

$$\left(V_R = F_R 0.265 A_{vf} f_y \mu \right)$$

Donde A_{vf} es el área total del acero de cortante por fricción dentro del firme, incluido el refuerzo distribuido y en los bordes, que es perpendicular a las juntas del sistema prefabricado y μ es el coeficiente de fricción y es igual a 1.0λ , donde λ se tomará de 2.3.3.2. Al menos la mitad de A_{vf} se distribuirá de modo uniforme a lo largo del plano potencial de cortante. El área de refuerzo distribuido en el firme satisfará los requisitos del refuerzo por cambios volumétricos (por contracción y temperatura) de 13.7 en cada dirección.

8.10.9.4 Arriba de las juntas entre elementos prefabricados, para diafragmas compuestos o no, V_R no deberá exceder los límites de 5.7.1.3, donde A_c se calcula usando solamente el espesor del firme de concreto.

8.10.10 Juntas de construcción

8.10.10.1 Las juntas de construcción en diafragmas deberán satisfacer 16.7.8. Las superficies en contacto deberán tratarse de modo que su rugosidad sea consistente con la condición b) de la tabla 5.7.1.2.1.

8.10.11 Diafragmas de concreto prefabricado

8.10.11.1 Se permitirán diafragmas y colectores hechos a base de elementos de concreto prefabricado con firme de compresión que no satisfagan 8.10.4 y los diafragmas de elementos prefabricados sin firme si cumplen con los requisitos de ACI CODE-550.5. Los firmes de concreto colados en sitio y que sean no compuestos deberán satisfacer 8.10.5 y 8.10.6.

8.10.11.2 Las conexiones y el refuerzo a través de las juntas de diafragmas de elementos prefabricados que cumplan con 8.10.11.1 deberán ensayarse de conformidad con ACI CODE-550.4.

8.10.11.3 No se permitirá la extrapolación de datos de conexiones y del refuerzo en las juntas al diseño del edificio en cuestión, si estos datos conducen a tolerancias de construcción mayores que aquellas usadas para calificar las conexiones de conformidad con ACI CODE-550.4.

8.10.12 Armaduras

8.10.12.1 Los elementos de armaduras que tengan esfuerzos de compresión mayores que $0.2f'_c$ en cualquier sección deberán contar con refuerzo transversal de acuerdo con 8.4.5.2, 8.4.5.3, 8.4.5.7 y la tabla 8.10.12.1.

Tabla 8.10.12.1 – Refuerzo transversal para armaduras

Refuerzo transversal	Ecuación aplicable		
A_{sh}/sb_c para estribos rectangulares	El mayor de:	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	b)
p_s para refuerzo helicoidal o estribos circulares	El mayor de:	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	d)

8.10.12.2 Todo refuerzo continuo en elementos de armadura se deberán desarrollar o unir para alcanzar f_y a tensión.

Comentario:

Los sistemas de piso y techo en edificios son diafragmas que tienen diversas funciones estructurales como: a) soportar elementos que no son parte del SERCGFL (como muros divisorios, fachadas, etc.); b) transmitir las fuerzas laterales desde el punto de aplicación hasta los elementos verticales del SERCGFL; y c) conectar los varios componentes del SERCGFL. Para lograr esto, los diafragmas tienen que poseer suficiente resistencia, rigidez y ductilidad.

Las fuerzas laterales debido a sismos se obtienen de la NTC-Sismo y causadas por el viento de la NTC-Viento. Es deseable que los diafragmas se diseñen para permanecer en el intervalo elástico de comportamiento. En caso de que los diafragmas puedan alcanzar sus resistencias a flexión o a fuerza cortante antes que los elementos verticales del SERCGFL, es recomendable incrementar dichas resistencias.

Según 8.10.4, es necesario contar con un firme de concreto para evitar el pandeo de la losa. El refuerzo del firme se requiere para lograr una transferencia continua de las fuerzas cortantes entre elementos prefabricados. En caso de optar por un diafragma de sección no compuesta (8.10.5), el firme de concreto se diseña para resistir las fuerzas sísmicas de diseño en su totalidad.

Los espesores mínimos reflejan la práctica actual en diafragmas compuestos con elementos prefabricados. Es posible que se requieran losas más gruesas, si el firme no se diseña para trabajar de manera compuesta con el sistema prefabricado durante las solicitaciones sísmicas de diseño.

La cantidad mínima de refuerzo es la correspondiente al refuerzo por cambios volumétricos. La separación máxima tiene como objetivo controlar el ancho de las grietas inclinadas. Puesto que los requisitos del presfuerzo promedio mínimo son considerados adecuados para limitar el ancho de grietas en sistema de piso postensados, los requisitos de separación máxima no son aplicados.

La separación mínima para refuerzo de malla de alambre soldado en firmes o sistemas prefabricados es para evitar la fractura del refuerzo distribuido durante un sismo. Las grietas en los firmes se abren justo arriba de la junta entre patines de elementos prefabricados; los alambres que atraviesan esas grietas están restringidos por los alambres transversales. Por tanto, toda la deformación asociada al agrietamiento deberá darse en una distancia no mayor que la separación de los alambres transversales. Se ha planteado que dicha separación mínima sea de 250 mm de modo de reducir la posibilidad de fractura de los alambres que atraviesan las grietas. La separación mínima no es aplicable a barras de refuerzo individuales, ya que en ellas las deformaciones se distribuyen en una mayor longitud.

En la tabla 2.4.2.2.4.a se permite usar valores de diseño máximos de f_y de 700 MPa (7 000 kg/cm²) para porciones de los colectores; éste es el caso cerca o en las secciones críticas. En 8.10.7.5 se limita el valor del esfuerzo promedio en el colector para controlar el agrietamiento a lo largo de éste. No es necesario calcular el esfuerzo promedio si el colector se diseña para f_y igual a 420 MPa (4 200 kg/cm²) aún si se especifica Grado 56.

Es aceptable suponer que los momentos de diseño de los diafragmas sean resistidos completamente por fuerzas en las cuerdas en los bordes opuestos de los diafragmas, consistentes con la modelación del diafragma como viga. También es aceptable resistir los momentos mediante refuerzo distribuido en el diafragma, o bien por la precompresión del mismo, considerando las combinaciones aplicables de carga, así como un análisis de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones unitarias.

Los requisitos para diseño a fuerza cortante de diafragmas son similares a los de muros esbeltos y vigas. El término A_{cv} se refiere al área bruta del diafragma, lo que corresponde al área bruta de la viga de gran peralte con que se asemeja el diafragma. El refuerzo distribuido p_t usado para calcular la resistencia a fuerza cortante es perpendicular al esfuerzo por flexión del diafragma.

El acero requerido en 8.10.9.3 es para controlar el tamaño del agrietamiento por contracción que se forma paralelo a las juntas entre elementos prefabricados adyacentes. La ec. 8.10.9.3 se basa en el modelo de cortante por fricción, donde $\mu=1.0$ en concreto de peso normal debido a la presencia de las grietas por contracción.

El refuerzo distribuido y el acero en los bordes del firme se pueden considerar como acero de cortante por fricción. El área de refuerzo en el borde, usado para resistir cortante por fricción, no se necesita añadir al área en el borde del acero que resiste momento y fuerza axial. Se supone que el refuerzo distribuido en el firme contribuye con al menos la mitad de la resistencia a cortante. Se considera que las conexiones entre elementos prefabricados no contribuyen a la resistencia a corte del diafragma hecho con firme de concreto.

En diafragmas de concreto prefabricado (8.10.11), es necesario verificar que las dimensiones de los apoyos sean suficientes para acomodar los desplazamientos que se anticipen y las rotaciones entre el elemento y los apoyos (Henry et al., 2017).

Las expresiones en 8.10.12 para calcular A_{sh} tienen por objetivo asegurar la capacidad a compresión de una columna equivalente que ha perdido el recubrimiento.

8.11 Elementos no seleccionados como parte del sistema estructural resistente a fuerzas inducidas por sismo

8.11.1 Alcance

8.11.1.1 Esta sección se aplicará en el diseño de los elementos no seleccionados como parte del sistema estructural resistente a fuerzas inducidas por sismo (SERFIS). Usualmente se denomina al conjunto de estos elementos como sistema secundario.

8.11.2 Acciones de diseño

8.11.2.1 Los elementos no seleccionados como parte del sistema SERFIS se evaluarán para las combinaciones de cargas gravitacionales, incluido el efecto del movimiento vertical del suelo, y las fuerzas laterales que actúan simultáneamente con el desplazamiento de diseño por sismo δ_u , de conformidad con la NTC-Criterios y la NTC-Sismo.

8.11.3 Vigas, columnas y uniones coladas en sitio

8.11.3.1 Las vigas, las columnas y las uniones viga-columna coladas en sitio se detallarán de conformidad con 8.11.3.2 u 8.11.3.3 dependiendo de la magnitud de los momentos y fuerzas cortantes inducidos en esos elementos cuando se sometan al desplazamiento de diseño δ_u . Si los efectos de δ_u no se comprueban explícitamente, se cumplirán las disposiciones de 8.11.3.3.

8.11.3.2 Donde los momentos y las fuerzas cortantes inducidos no excedan las resistencias de diseño a flexión y cortante del miembro del marco, se deberán cumplir a) a d):

- a) Las vigas deberán cumplir 8.3.3.1. El refuerzo transversal se colocará en toda la longitud de la viga con una separación que no exceda $d/2$. Cuando la fuerza axial factorizada exceda $A_g f_c' / 10$, el refuerzo transversal será a base de estribos cerrados que satisfagan 8.4.5.2 con una separación que no exceda la menor de $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada y 150 mm
- b) Las columnas deberán cumplir 8.4.4.1 y 8.4.6. El refuerzo helicoidal que satisfaga 14.7.4 o los estribos que cumplan con 14.7.3 se colocarán en toda la longitud de la columna con una separación que no exceda el menor de $6d_b$ de la barra longitudinal más delgada y 150 mm. El refuerzo transversal que satisfaga 8.4.5.2.a a 8.4.5.2.e se colocará a lo largo de una longitud ℓ_o , tal como se define en 8.4.5.1, desde cada cara del nudo
- c) Las columnas con fuerzas axiales factorizadas debidas a cargas gravitacionales superiores a $0.35P_o$ deberán cumplir con 8.11.3.2.b y 8.4.5.7. La cuantía mínima de refuerzo transversal provista será, para estribos rectangulares, la mitad de la mayor de las calculadas con a) y b) de la tabla 8.4.5.4 y, en el caso de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, la mitad de la mayor de las calculadas con d) y e) de la tabla 8.4.5.4. Este refuerzo transversal se proporcionará a lo largo de una longitud ℓ_o , tal como se define en el 8.4.5.1, desde cada cara de la unión viga-columna
- d) Las uniones viga-columna deberán satisfacer 7.9.2.

8.11.3.3 Donde los momentos y las fuerzas cortante inducidos excedan M_R o V_R del miembro del marco, o si no se calculan los momentos o las fuerzas cortantes inducidos, se deberán cumplir a) a d):

- a) Los materiales, traslapes mecánicos y uniones soldadas deberán cumplir los requisitos para marcos resistentes a momento de ductilidad alta establecidos en 8.2 y 8.3.3.6
- b) Las vigas deberán cumplir 8.11.3.2.a y 8.3.5
- c) Las columnas deberán cumplir 8.4.4, 8.4.5 y 8.4.6
- d) Las uniones viga-columna deberán cumplir 8.5.

8.11.4 Vigas y columnas prefabricadas

8.11.4.1 Los miembros de marcos prefabricados de concreto que se supone que no contribuyen a la resistencia lateral, incluidas sus conexiones, deberán satisfacer a) a d):

- a) Los requisitos de 8.11.3
- b) Estribos como los requeridos en 8.11.3.2.b en toda la altura de la columna, incluido el peralte de las vigas
- c) Refuerzo por integridad estructural, de conformidad con 6.10.2.4 o 6.10.2.5, según aplique
- d) La longitud del apoyo de la viga en el soporte será al menos 50 mm mayor que la calculada en 6.10.2.6.

8.11.5 Muros-columna

8.11.5.1 Los muros-columna no seleccionados como parte del SERFIS deberán cumplir los requisitos de 8.7.9. Se permitirá emplear la fuerza de cortante de diseño inducida por el desplazamiento δ_u , el cual incorpora a Q y R_T en su cálculo.

8.11.6 Losas planas

8.11.6.1 Se permitirá el uso de losas planas presforzadas (postensadas) o no, apoyadas en columnas, como elementos o subsistema no seleccionado (secundario) para ser parte del SERFIS, de acuerdo con a) a d):

- a) Se deberán cumplir los requisitos de 11.6.3 aplicables
- b) Se deberá proveer refuerzo por cortante que satisfagan 8.11.6.1.d y 6.7.7.6 o 6.7.7.7 en toda sección crítica definida en 5.6.3 para las condiciones siguientes 1) y 2):
 - 1) En losas no presforzadas cuando $\delta_i/h_i \geq 0.035 - (1/20)(v_{uv}/v_{cR})$
 - 2) En losas postensadas con tendones no adheridos con f_{pc} en cada dirección que cumpla los requisitos de 6.7.6.2.1, donde $\delta_i/h_i \geq 0.040 - (1/20)(v_{uv}/v_{cR})$

La combinación de cargas evaluadas para obtener v_{uv} sólo deberá incluir el efecto del sismo. El valor de δ_i/h_i deberá ser el mayor de los valores para los pisos adyacentes arriba y abajo de la conexión losa-columna; v_{cR} se calculará de acuerdo con 5.6.2.1; y, para losas con postensado no adherido, el valor de V_p se tomará igual a cero cuando se calcule v_{cR}

- c) No se necesitan cumplir los requisitos de 8.11.6.1.b si se cumplen 1) o 2):
- 1) $\delta_i/h_i \leq 0.005$ en losas no presforzadas
 - 2) $\delta_i/h_i \leq 0.01$ en losas presforzadas (postensadas con tendones no adheridos) con f_{pc} en cada dirección que cumpla con 6.7.6.2.1
- d) El refuerzo requerido por cortante se deberá suministrar tal que $v_{sR} \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ ($0.93\sqrt{f'_c}$) en la sección crítica de la losa y se deberá extender al menos cuatro veces el espesor de la losa desde la cara del soporte adyacente a dicha sección crítica.

Comentario:

Esta sección es aplicable a elementos no seleccionados como parte del SERCGFL y que requieren ser diseñados para resistir las cargas gravitacionales y los efectos de las aceleraciones cuando se someten al desplazamiento de diseño. Usualmente a este conjunto de elementos se le denomina como sistema secundario. De este modo, el sistema primario es el conjunto de elementos que son seleccionados para resistir las fuerzas inducidas por sismo. Para el cálculo del desplazamiento de diseño se deberían incluir los efectos de agrietamiento del concreto, la flexibilidad de la cimentación, así como la deformabilidad de los diafragmas de piso y techo. El propósito de los requisitos de 8.11 es proveer suficiente confinamiento y resistencia a cortante a las vigas, columnas y muros-columna de modo que puedan desarrollar fluencia por flexión.

Las vigas y las columnas coladas in situ se supone que pueden fluir si bajo los efectos combinados de cargas gravitacionales factorizadas y el desplazamiento de diseño se exceden las resistencias especificadas, o bien si los efectos de los desplazamientos de diseño no se calculan. Los requisitos del refuerzo transversal y de la resistencia a fuerza cortante varían con el tipo de elemento y si el miembro puede fluir bajo el desplazamiento de diseño.

En el caso de vigas y columnas prefabricadas, los requisitos obedecen a observaciones hechas durante sismos pasados (ACI CODE-318-19). En especial, se requiere que las columnas estén reforzadas transversalmente en toda su altura con refuerzo helicoidal o estribos cerrados. El incremento de 50 mm a la longitud de apoyo de una viga está basado en una distorsión supuesta de 4 por ciento y un peralte de la viga de 1.2 m.

En el caso de muros-columna, en lugar de calcular la fuerza cortante de diseño con el criterio de 8.7.4.1, el cual puede arrojar valores muy elevados e, incluso, irreales, se permite el cálculo usando el valor de la fuerza cortante para el desplazamiento de diseño, cuya determinación incluye a los factores Q y R_T de la NTC-Sismo según el nivel de desempeño que se trate.

Se permite usar losas planas en estructuras de ductilidad alta únicamente como un sistema secundario (es decir, no seleccionado para resistir sismo), si se cumplen los requisitos del inciso 8.11.6.1. Se requiere suministrar refuerzo por cortante para incrementar la resistencia a cortante en dos direcciones y mejorar la capacidad de desplazamiento lateral cuando la distorsión esperada sea alta y el esfuerzo cortante factorizado sin transferencia de momento sea elevado. Para estos casos, la capacidad de desplazamiento del sistema se reduce de manera apreciable.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

9. ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CIMENTACIONES

9.1 Alcance

9.1.1 Este capítulo se aplicará al diseño de los elementos estructurales de las cimentaciones someras, profundas o mixtas, de manera complementaria a la NTC-Cimentaciones, NTC- Sismo y NTC-Viento, para los aspectos siguientes:

- a) Requisitos generales (véase 9.2)
- b) Requisitos de análisis y diseño (véase 9.3)
- c) Zapatas, cabezales y losas de cimentación (véase 9.4)
- d) Contratraves y vigas de liga (véase 9.5)
- e) Cajones de cimentación (véase 9.6)
- f) Pilas y pilotes (véase 9.7)
- g) Muros permanentes para contención de excavaciones (véase 9.8).

9.1.2 Los elementos estructurales de las cimentaciones someras incluyen las zapatas aisladas y corridas, las vigas de liga que unen zapatas, las losas de cimentación y cajones de cimentación, las contratraves, así como los cabezales que sirven como elementos de transición de carga a cimientos profundos.

9.1.3 Los elementos estructurales de las cimentaciones profundas incluyen las pilas de sección circular o rectangular (muros-pila) excavadas y coladas in situ, así como los pilotes prefabricados de concreto instalados en el terreno.

9.1.4 Se consideran también como elementos estructurales de la cimentación a los muros para contención de excavaciones para alojar cimentaciones, como los muros de concreto colados in situ o muros de concreto lanzado para soportar el empuje de suelos en excavaciones, o para la estabilización de cortes y taludes de excavaciones, incluyendo las zapatas verticales o inclinadas de reacción para anclas, en el caso de que estos muros sean anclados al terreno.

Comentario:

La mayor parte de los requerimientos de diseño para los elementos estructurales de concreto de las cimentaciones, se especifican en diversos capítulos de esta Norma, aunque puede ser que no se señale explícitamente su aplicación para las cimentaciones; aquí se hace referencia a estos capítulos, secciones, incisos, tablas y ecuaciones donde corresponda.

9.2 Requisitos generales

9.2.1 Materiales

9.2.1.1 Las propiedades y componentes del concreto empleado en los elementos estructurales de las cimentaciones, deberán satisfacer los requisitos para concreto Clase 1 que se señalan en la tabla 2.2.1 e incisos aplicables del Capítulo 2 de esta Norma.

9.2.1.2 No se aceptará concreto ligero en elementos estructurales de las cimentaciones.

9.2.1.3 Los límites inferiores de las resistencias a compresión simple del concreto empleado en elementos estructurales de las cimentaciones, serán los especificados en la tabla 2.2.6.3.

9.2.1.4 Las barras de refuerzo deberán ser corrugadas y deberán satisfacer los requerimientos especificados en 2.4.

9.2.2 Durabilidad y recubrimientos

9.2.2.1 Las propiedades de durabilidad del concreto de elementos estructurales de las cimentaciones desplantados o embebidas en ambientes agresivos, deberán cumplir con lo especificado en el Capítulo 4 de esta Norma.

9.2.2.2 Los recubrimientos libres mínimos para protección del acero de refuerzo de elementos estructurales de las cimentaciones serán los señalados en la tabla 9.2.2.2.

Tabla 9.2.2.2 – Recubrimiento libre mínimo del acero de refuerzo en elementos estructurales de cimentaciones

Elemento	Recubrimiento especificado, mm
Elementos de cimentación superficial colados en sitio	75
Elementos de cimentación superficial prefabricados	50
Pilas coladas en sitio sin ademe metálico permanente, muros Milán y muros-pila	75
Pilas coladas en sitio perforadas en roca, o perforadas en suelo, pero con ademe metálico permanente	40
Pilotes prefabricados e hincados, presforzados o no presforzados	40

9.2.2.3 En los casos en que los elementos estructurales de la cimentación estén expuestos a ambientes agresivos, los recubrimientos libres mínimos señalados en la tabla 9.2.2.2 pueden incrementarse y deberán revisarse con los requisitos de durabilidad señalados en 4.13 y 4.14 de esta Norma.

9.2.3 Elementos presforzados

9.2.3.1 Para elementos presforzados de la cimentación, como pueden ser algunos pilotes largos prefabricados, losas y contratraves postensadas, se deberán seguir los requerimientos señalados en el Capítulo 11 de esta Norma.

9.2.4 Concreto simple

9.2.4.1 Para el uso de concreto simple en mejoramientos complementarios a las soluciones estructurales de cimentación, tales como la sustitución del terreno, o las inclusiones rígidas en suelos blandos para mejoramiento masivo, se seguirán los requerimientos para concreto simple señalados en el Capítulo 12 de esta Norma.

9.2.5 Conexiones y anclajes con otros elementos

9.2.5.1 Las conexiones de muros, base de columnas, pedestales y otros elementos de la superestructura con las cimentaciones, deberán cumplir con 6.10.3.

9.2.5.2 El refuerzo mínimo para las conexiones de elementos contruidos en sitio con las cimentaciones, deberá cumplir con 6.10.3.4.

9.2.5.3 El detallado del refuerzo en las conexiones de elementos con las cimentaciones, deberá satisfacer 6.10.3.5 para elementos colados en sitio, o 6.10.3.6 para elementos prefabricados, así como también deberá satisfacer las longitudes de desarrollo, anclaje, y demás requisitos especificados en el Capítulo 14 de esta Norma.

9.2.5.4 Se supondrá que las secciones críticas para calcular la longitud de desarrollo son las mismas que las secciones críticas por flexión de la tabla 9.4.7.4.

9.2.5.5 Además de las secciones críticas de 9.2.5.4, se revisarán todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

9.2.5.6 Las barras de refuerzo de columnas conectadas a zapatas, cabezales o losas de cimentación, serán con doblez estándar, con el extremo libre de las barras orientado hacia adentro de la columna, para formar puntal de compresión en el nudo y que pueda transmitirse el momento al elemento de cimentación (fig. 9.2.5.6).

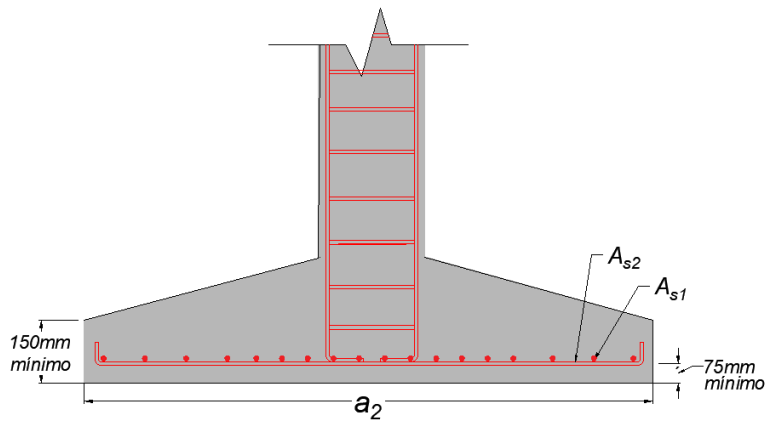


Figura 9.2.5.6 – Doblado del extremo libre de las barras de la columna orientado hacia adentro

9.2.5.7 El refuerzo deberá anclarse en el elemento al que se conecta una distancia mínima igual a la longitud de desarrollo de la barra de mayor diámetro o del paquete de barras.

9.2.5.8 Las vigas diseñadas como elementos de unión entre zapatas o cabezales de pilas o pilotes, deben tener acero de refuerzo longitudinal continuo a través del núcleo de la columna y de la pila o pilote. En zapatas o cabezales de borde, las barras deberán desarrollarse en la cara de la columna o más allá de la columna de apoyo, o bien en la cara de las cabezas de pilas o pilotes.

9.3 Requisitos de análisis y diseño

9.3.1 Requisitos generales

9.3.1.1 El modelo de análisis estructural de la edificación, deberá incluir el sistema de cimentación y se hará con los procedimientos señalados en el Capítulo 3 de esta Norma.

9.3.1.2 En el diseño estructural de los elementos críticos de la cimentación, se deberá considerar lo señalado en 1.2.3 de la NTC-Sismo.

9.3.1.3 Los elementos estructurales de la cimentación que trabajen en una dirección, como vigas de liga, contratrabes, zapatas corridas, losas que cumplan esta condición, entre otros miembros, deberán diseñarse de acuerdo con 6.3, si son vigas, o 6.6, si son losas, según corresponda, excepto para los casos señalados en 9.3.1.5.

9.3.1.4 Los elementos estructurales de la cimentación que trabajen en dos direcciones, como zapatas aisladas, cabezales para pilas o pilotes, losas de cimentación y losas fondo de cajones de cimentación que cumplan esta condición, entre otros miembros, se diseñarán con 6.7, excepto para los casos señalados en 9.3.1.5.

9.3.1.5 Si en el análisis de la estructura se emplea un Q diferente al de estructuras de ductilidad baja, los elementos de la cimentación se deberán dimensionar, diseñar y detallar con los incisos correspondientes a los elementos estructurales de ductilidad media o alta especificados en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, según corresponda.

9.3.1.6 Se permitirá despreciar el factor por efecto de tamaño, λ_s , especificado en 5.5.3.2 para fuerza cortante en una dirección y en 5.6.2 para fuerza cortante en dos direcciones, en elementos de cimentaciones superficiales apoyados longitudinalmente en el terreno, como las zapatas corridas, así como en muros de contención que resistan presiones laterales del suelo.

9.3.1.7 Se permitirá diseñar las zapatas y cabezales de las cimentaciones con el método de puntales y tensores siguiendo los procedimientos del Capítulo 10 de esta Norma.

Comentario:

Los elementos estructurales de la cimentación se deberán detallar con el Q empleado en el análisis de la estructura, y se deberá considerar la amplificación señalada en 1.2.3 de las NTC-Sismo.

En el análisis de la estructura es recomendable considerar la rigidez del sistema cimentación-suelo mediante un análisis de interacción suelo-estructura (ISE) estático y/o dinámico, según corresponda, empleando métodos analíticos o numéricos adaptados para tal efecto, como los descritos en el Capítulo 8 de la NTC-Sismo para el análisis dinámico. El análisis ISE dinámico es requerido por la NTC-Sismo para estructuras desplantadas en las zonas geotécnicas II y III señaladas en la NTC-Cimentaciones, en donde los efectos de la ISE pueden ser significativos.

Los resultados experimentales que se usaron para desarrollar el factor de efecto de tamaño provienen de vigas apoyadas en soportes discretos, no continuos, y de losas que trabajaban en una dirección sujetas a una o más cargas concentradas. Además, estos elementos no tenían relaciones longitud a peralte altas, como es común en elementos de cimentaciones. En comparación, se tienen pocos resultados de elementos estructurales de zapatas corridas apoyadas en suelo o de muros de contención en voladizo sujetos a cargas o presiones de suelo. En esta Norma se exceptúan de aplicar el factor λ_s los elementos que tienen la habilidad de redistribuir las fuerzas debido a sus apoyos continuos. Se recomienda que el Proyectista estudie la conveniencia de incluir el factor de efecto de tamaño si se incluyen en el diseño los efectos benéficos de la ISE.

9.3.2 Resistencia requerida

9.3.2.1 Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes y axiales, momentos flexionantes, momentos torsionantes, momentos de volteo, entre otras sollicitaciones, para las combinaciones de acciones señaladas en 2.3 de la NTC-Criterios, afectadas por los factores de carga correspondientes; la cimentación deberá diseñarse estructuralmente para resistir ~~así como para~~ la amplificación de fuerzas internas obtenidos del análisis por sismo indicada en 1.2.3 de la NTC-Sismo. Se considerará también para las combinaciones de acciones para diseño estructural, la fricción negativa en los casos señalados en 3.1.c de la NTC-Cimentaciones.

9.3.2.2 Para las combinaciones de acciones señaladas en 9.3.2.1, las cimentaciones deberán resistir las correspondientes reacciones del suelo de apoyo, las reacciones concentradas de las pilas o pilotes sobre los que se apoyen que se señalan en 9.4.9.4, así como los empujes laterales y la subpresión del agua, en su caso.

9.3.2.3 La reacción q_r del suelo bajo zapatas, losas o cajones de cimentación sin cargas excéntricas se podrá suponer de manera simplificada como una reacción uniforme, repartiendo las acciones verticales de diseño en el área de desplante.

9.3.2.4 En la determinación de la reacción q_{ru} del suelo bajo zapatas, losas o cajones de cimentación con cargas excéntricas que produzcan momentos, se adoptará la aproximación simplificada de área efectiva equivalente, que supone redistribución de esfuerzos en el suelo, con una reacción uniforme incrementada, que es concéntrica con la resultante de cargas (fig. 9.3.2.4). Para ello, el ancho a_1 se disminuirá en dos veces la excentricidad e_1 para calcular la dimensión efectiva a'_1 . Si se presenta doble excentricidad, se tomarán simultáneamente las dimensiones efectivas a a'_1 y a'_2 para el cálculo del área efectiva donde se distribuyen uniformemente las acciones verticales de diseño. La reacción uniforme en el suelo q_{ru} se calculará con la ec. 9.3.2.4:

$$q_{ru} = \frac{P_u}{a'_1 a'_2} \quad (9.3.2.4)$$

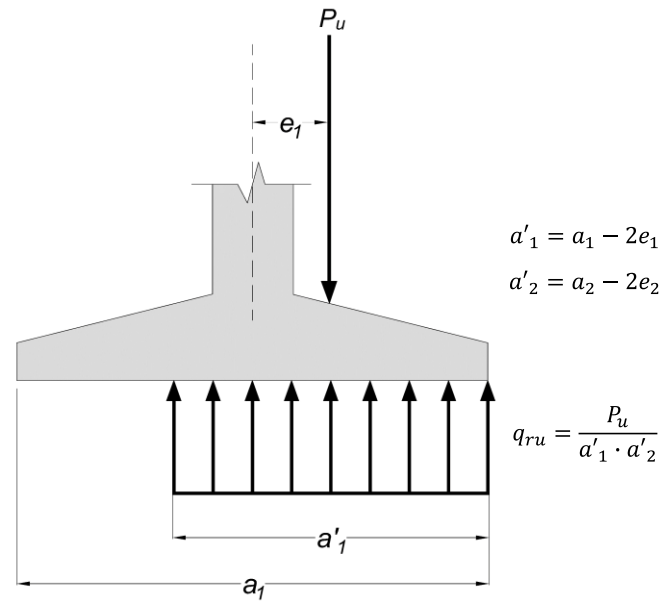


Figura 9.3.2.4 - Reacción uniforme incrementada en zapatas, losas o cajones, con carga excéntrica

9.3.2.5 El resultado del cálculo simplificado de la reacción en el suelo indicada en 9.3.2.3 y 9.3.2.4, podrá sustituirse por una distribución de reacciones con mejor aproximación, si se realizan análisis de interacción suelo-estructura (ISE) con métodos analíticos o numéricos aceptados para tal fin.

Comentario:

Se recomienda que el cálculo de la distribución de presiones de contacto bajo zapatas y losas, y las correspondientes reacciones en el subsuelo determinadas para el diseño estructural de los elementos de cimentación, sea consistente con las propiedades de los suelos o rocas sobre las que se desplantan y de la estructura, satisfaciendo principios aceptados en la Mecánica de Suelos y Rocas.

En zapatas o losas con carga excéntrica desplantadas en terreno firme o roca de la zona geotécnica I señalada en la NTC-Cimentaciones, será aceptable usar distribuciones de reacciones del suelo lineales, obtenidas a partir de la teoría de la elasticidad, que consideren que el terreno no puede redistribuir esfuerzos.

9.3.3 Continuidad geométrica

9.3.3.1 Los detalles de los elementos de la superestructura que se extienden por debajo de la base de la estructura hacia los elementos estructurales de la cimentación, deberán ser consistentes con los de la parte de arriba de la base.

9.3.3.2 Los elementos estructurales de los cajones de cimentación o de los sótanos de las edificaciones, como muros y columnas, deberán tener continuidad geométrica y estructural extendiéndose en toda la profundidad de los sótanos.

9.4 Zapatas, cabezales y losas de cimentación

9.4.1 Esta sección se aplicará al diseño estructural de zapatas aisladas que reciben una o varias columnas, zapatas corridas para ejes de columnas, muros o contratraves, para losas de cimentación, así como para cabezales que sirven como elementos de transición de las cargas de la superestructura hacia pilas o pilotes.

9.4.2 Las dimensiones en planta de las losas y zapatas de cimentación que se determinen a partir del proceso de diseño estructural y geotécnico, deberán ser las suficientes para que las presiones de contacto con el suelo, bajo las combinaciones de acciones de diseño, sean menores que la capacidad de carga unitaria reducida (capacidad de carga de diseño) que se define en 3.3.1 de la NTC-Cimentaciones.

9.4.3 El diseño estructural de zapatas, cabezales y losas de cimentación, deberá incluir al menos, las revisiones a) a d):

- a) Por flexión
- b) Por fuerza cortante en una dirección
- c) Por fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento o penetración)
- d) Anclaje.

9.4.4 En cimientos de espesor o ancho variable se deben satisfacer las revisiones señaladas en 9.4.3 en toda sección transversal.

9.4.5 En cimentaciones someras que soporten elementos estructurales aislados que no formen marcos con otros elementos, como lo son las zapatas para pedestales, zapatas para muros de contención, losas de cimentación, entre otras, se deberá revisar además de lo señalado en 9.4.3, su estabilidad general ante volteo (véase 4.4.6 de la NTC-Cimentaciones) y deslizamiento.

Comentario:

La estabilidad ante volteo de las cimentaciones someras, se verifica si la resultante de cargas para cada una de las combinaciones de acciones señaladas en 9.3.2.1, se ubica en el tercio medio del ancho y de la longitud de la cimentación, tal como se señala en 4.4.6 de la NTC-Cimentaciones.

9.4.6 Espesor mínimo de zapatas y cabezales sobre pila o pilotes

9.4.6.1 El peralte efectivo d mínimo de zapatas será de 150 mm y contará con el recubrimiento mínimo señalado en 9.2.2.

9.4.6.2 En cabezales que distribuyen las cargas hacia pilas o pilotes, d mínimo será de 300 mm o bien, el requerido para desarrollar las barras. El cabezal deberá contar con la rigidez necesaria para distribuir uniformemente la carga hacia las pilas o pilotes sobre los que se apoya.

9.4.7 Diseño por flexión

9.4.7.1 El diseño por flexión de elementos estructurales de las cimentaciones que trabajen en una dirección, será de acuerdo con 6.3, si son vigas, o 6.6, si son losas según corresponda, excepto en los casos señalados en 9.4.7.3.

9.4.7.2 El diseño por flexión de elementos estructurales de las cimentaciones que trabajen en dos direcciones, será de acuerdo con 6.7, excepto en los casos señalados en 9.4.7.3.

9.4.7.3 Si en el análisis de la estructura se emplea un Q diferente al de estructuras de ductilidad baja, los elementos de la cimentación se deberán dimensionar, diseñar y detallar con los incisos correspondientes a los elementos estructurales de ductilidad media o alta especificados en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, según corresponda.

9.4.7.4 Las secciones críticas para diseño por flexión de zapatas y de cabezales, de acuerdo con el elemento que soportan, serán las indicadas en la tabla 9.4.7.4 algunas de las cuales se ilustran esquemáticamente en la fig. 9.4.7.4.

Tabla 9.4.7.4 – Ubicación de la sección crítica en zapatas y cabezales para diseño por flexión

Elemento que soporta la zapata o cabezal	Ubicación de sección crítica
Columna cuadrada o rectangular de concreto o muro de concreto	En el plano vertical tangente a la cara del elemento
Columna circular de concreto	El plano vertical a un décimo del diámetro hacia adentro medido a partir del plano tangente de la columna
Muros de mampostería de tabique o piedra	Sección media entre el paño y el eje del muro
Columnas de acero con placas base	En el perímetro de la columna ^[1]

^[1] La sección crítica podrá considerarse a la mitad de la distancia entre la cara del elemento y el borde de la placa, si la rigidez y resistencia de la placa lo permiten.

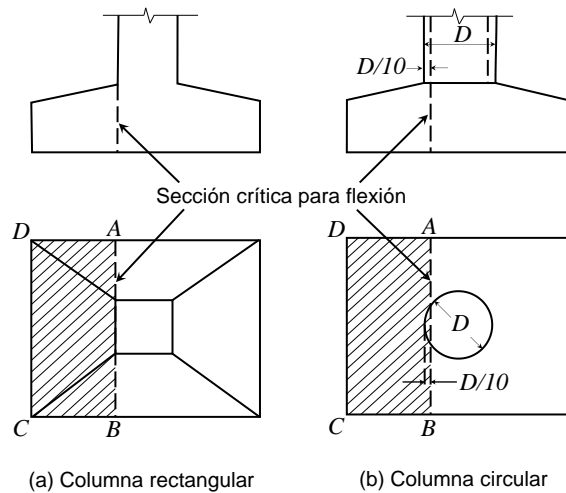


Figura 9.4.7.4-Secciones críticas para diseño por flexión en zapatas que soportan columnas de concreto

9.4.7.5 En zapatas y cabezales con sección variable, se deberán revisar secciones intermedias además de la crítica señalada en la tabla 9.4.7.4 para asegurar que secciones de menor peralte cuenten con la resistencia por flexión requerida; en el mismo sentido, en zapatas escalonadas se considerarán como secciones críticas aquellas donde cambie el peralte.

9.4.7.6 El momento flexionante de diseño en la sección crítica se calculará para la reacción del suelo y para todas las fuerzas que actúen en el área correspondiente (véase la zona sombreada de la fig. 9.4.7.4).

9.4.7.7 Las zapatas con refuerzo en una dirección, como las zapatas corridas para muros y contratraves, y las zapatas reforzadas en dos direcciones, como las aisladas de lados semejantes, llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

9.4.7.8 En zapatas aisladas rectangulares sujetas a flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente. El refuerzo paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1 , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que deberá colocarse en esa dirección, multiplicada por $2a_1/(a_1+a_2)$, donde a_1 y a_2 , son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas (fig. 9.4.7.8).

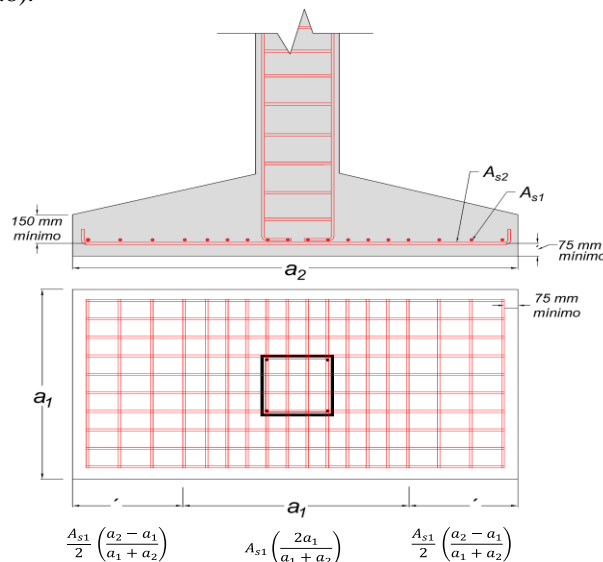


Figura 9.4.7.8 – Distribución del refuerzo por flexión en zapatas rectangulares que trabajan en dos direcciones

Comentario:

Para revisar que secciones de menor peralte en zapatas con sección variable cumplan con la resistencia requerida, se recomienda estudiar secciones intermedias, por ejemplo, las ubicadas a una distancia d y $2d$ del paño del elemento de carga, así como en secciones donde se corte o interrumpa el refuerzo. Alternativamente, se usará los diagramas de momentos para revisar secciones de menor peralte. En la fig. C9.4.7.8 se muestra la forma del diagrama de momentos flexionantes bajo una zapata.

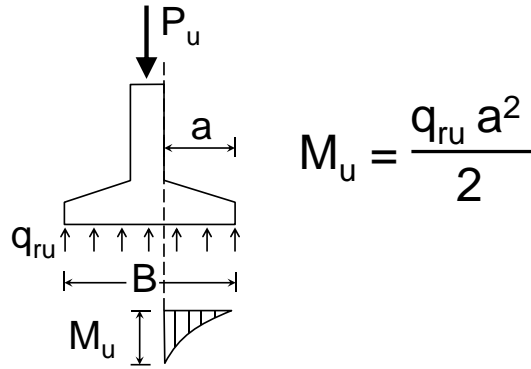


Figura C9.4.7.8 – Diagrama de momentos flexionantes bajo zapatas

9.4.8 Diseño por fuerza cortante en una dirección

9.4.8.1 El diseño por fuerza cortante de elementos de las cimentaciones que trabajen en una dirección, será de acuerdo con 6.3, si son vigas o 6.6, si son losas, según corresponda; o bien, se podrán dimensionar, diseñar y detallar con los incisos correspondientes a los elementos estructurales de ductilidad media y alta especificados en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, respectivamente, si en el análisis de la estructura se empleó un Q diferente al de estructuras de ductilidad baja.

9.4.8.2 Las secciones críticas para diseño por fuerza cortante en una dirección, se ubicarán en el plano vertical localizado a un peralte efectivo d de la zapata o losa de cimentación, medido a partir de la sección crítica para diseño por flexión indicada en la tabla 9.4.7.4. En zapatas con sección variable, se deberán revisar secciones intermedias además de la crítica, para asegurar que secciones de menor peralte cuenten con la resistencia a fuerza cortante requerida, usando diagramas de cortante, de manera similar a lo señalado en la revisión por flexión (fig. C9.4.7.10).

9.4.8.3 El refuerzo mínimo cumplirá con 6.6.6.

Comentario:

La condición de falla por cortante en una dirección como viga ancha suele regir en zapatas alargadas, como las zapatas corridas, mientras que la condición de falla por cortante en dos direcciones (punzonamiento) suele regir en zapatas aisladas de lados semejantes.

9.4.9 Diseño por esfuerzo cortante en dos direcciones

9.4.9.1 El diseño por fuerza cortante de zapatas, losas de cimentación o cabezales que trabajan en dos direcciones, se hará de acuerdo con 6.7; o bien, se podrán dimensionar, diseñar y detallar con los incisos correspondientes a losas que trabajan en dos direcciones de ductilidad media y alta especificados en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, si en el análisis de la estructura se usó un Q diferente.

9.4.9.2 El esfuerzo cortante de diseño se calculará considerando las reacciones del suelo obtenidas para las combinaciones y efectos descritos en 9.3.2.

9.4.9.3 Secciones críticas

9.4.9.3.1 Las secciones críticas para el cálculo de los esfuerzos cortantes de diseño en dos direcciones en zapatas, losas y cabezales, se definen en 6.7.4.4.1; su ubicación será medida a partir de la sección crítica para diseño por flexión indicada en la tabla 9.4.7.4. En la fig. 9.4.9.3.1 se muestran ejemplos de secciones críticas para zapatas que soportan columnas con y sin entrantes.

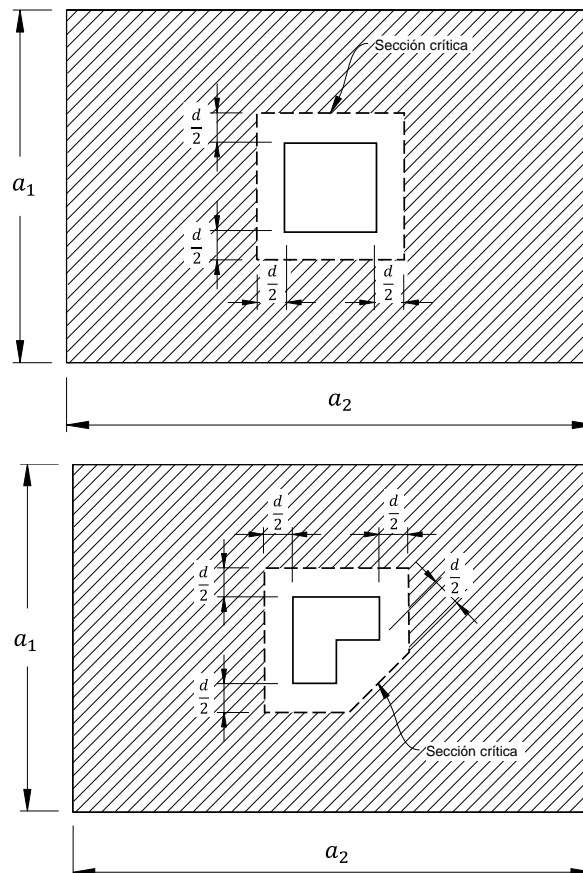


Figura 9.4.9.3.1 - Secciones críticas para diseño por esfuerzo cortante en dos direcciones para zapatas con carga concentrada a) sin entrantes y b) con entrantes

9.4.9.3.2 En zapatas y losas de cimentación que soportan columnas de concreto de forma circular o de polígono regular, las secciones críticas para diseño por punzonamiento, serán las mismas definidas en 9.4.9.3.1, considerando la columna como una sección cuadrada equivalente con la misma área.

9.4.9.4 Cabezales

9.4.9.4.1 En cabezales que sirven como elementos para transmitir carga sobre pilas o pilotes, el diseño por fuerza cortante en una dirección se hará con 6.6 y en dos direcciones, se hará de acuerdo con 6.7; o bien, se podrán dimensionar, diseñar y detallar con los incisos correspondientes a losas que trabajan en dos direcciones de ductilidad media y alta especificados en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, si en el análisis de la estructura se usó un Q diferente.

9.4.9.4.2 Al calcular la fuerza o el esfuerzo cortante de diseño en la sección crítica, se supondrá que en ella produce cortante la reacción de las pilas o de los pilotes que queden fuera de dicha sección crítica. En los casos en los que las pilas o pilotes queden parcialmente afuera de la sección crítica, la reacción que produce cortante se obtendrá interpolando linealmente en función del área que de que quede fuera (fig. 9.4.9.4.2). En cabezales donde el peralte sea variable, se deberán revisar

secciones intermedias además de la crítica, para asegurar que secciones de menor peralte cuenten con la resistencia por fuerza cortante requerida.

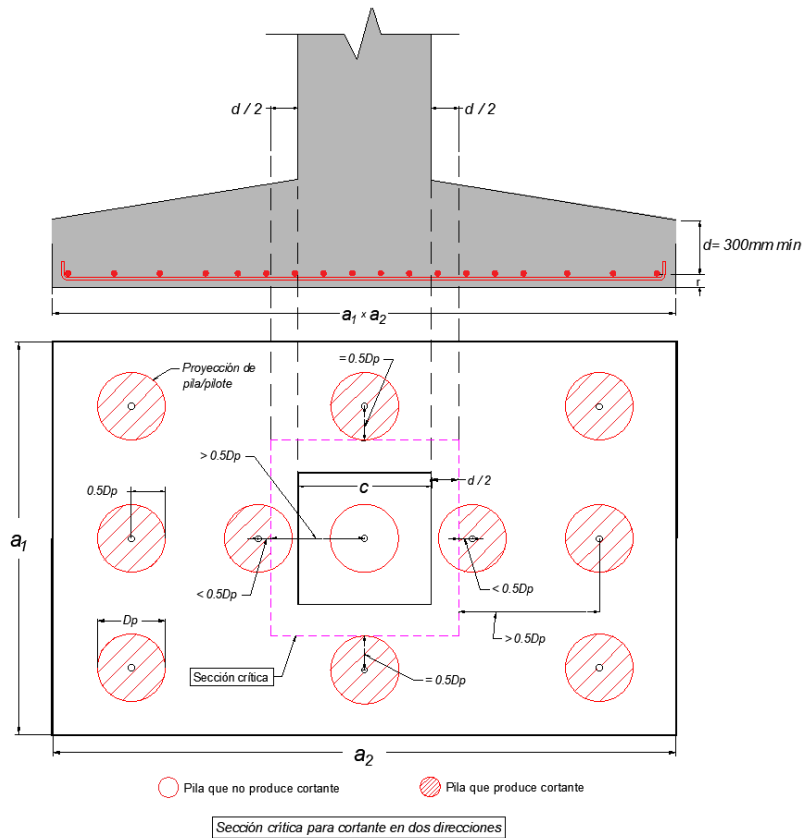


Figura 9.4.9.4.2 - Pilas que producen reacción para diseño por esfuerzo cortante en cabezales en dos direcciones

9.4.9.4.3 La reacción de las pilas o pilotes que se empleen para calcular la fuerza cortante de diseño en cabezales o losas apoyadas sobre pilas o pilotes, corresponderá a la capacidad de carga total (o nominal), es decir, la capacidad de carga de la cimentación sin reducción por los factores de resistencia correspondientes que se indican en la NTC-Cimentaciones.

9.4.9.4.4 Además de revisar el punzonamiento de la columna en el cabezal, se hará una revisión del cortante por penetración de las pilas o pilotes en el cabezal, debido a las concentraciones locales de carga generadas por las reacciones puntuales de estos elementos de cimentación profunda.

9.4.9.4.5 De manera análoga a 9.4.9.4.3, en la revisión del punzonamiento de las pilas o pilotes en el cabezal, se usarán las reacciones correspondientes a la capacidad de carga total (nominal) de las pilas o pilotes, esto es, sin reducirlas por los factores de resistencia.

9.4.9.5 Diseño por aplastamiento

9.4.5.1 Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederán los valores consignados en 5.9.

Comentario:

Para el diseño de los elementos estructurales de la cimentación, es conveniente que las resistencias del concreto usado en los elementos de cimentación sean cuando menos iguales a las de los miembros estructurales que soportan.

9.5 Contratraves y traves de liga

9.5.1 Dimensiones mínimas

9.5.1.1 Además de cumplir con las disposiciones de vigas señaladas en los Capítulos 6, 7 u 8, según corresponda, la menor de las dimensiones de la sección transversal de traves de liga y contratraves diseñadas como elementos de unión entre muros, pilas y o pilotes, en cajones de cimentación o entre zapatas deberá ser igual o mayor que el claro libre entre columnas dividido entre 20, pero no menor que 450 mm.

9.5.1.2 Se deberán proporcionar estribos cerrados con una separación que no exceda la mitad de la dimensión menor de dicha sección transversal o 300 mm.

9.5.1.3 Las contratraves y vigas que sean parte de una cimentación a base de zapatas o cajones sujetas a flexión de columnas que son parte del SERCGFL designado para resistir sismo deberán de cumplir con las mismas especificaciones correspondientes al factor de comportamiento sísmico Q que se requieren para los elementos de la superestructura.

9.6 Cajones de cimentación

9.6.1 En el dimensionamiento de losas de fondo de cajones de cimentación, se seguirán los criterios señalados en 9.3.2 para determinar las presiones netas de contacto con el suelo, y éstas deberán ser menores que la capacidad de carga unitaria reducida (capacidad de carga de diseño) que se define en 3.3.1 de la NTC-Cimentaciones.

9.6.2 Las losas de cimentación que resistan fuerzas sísmicas de columnas o muros que son parte del SERCGFL seleccionado para resistir sismo deberán diseñarse como diafragmas y losas y cumplir con lo prescrito en 6.8 si la estructura es de ductilidad baja o media. Si la estructura es de ductilidad alta, se deberá satisfacer 8.10. Los planos y memorias deberán indicar si éstas son parte del sistema sismorresistente. En todos los casos, se deberá revisar en dichas losas los efectos de posibles desplomos de la estructura.

Comentario:

Las losas de cimentación y cajones de cimentación con carga excéntrica construidos en los suelos blandos de las zonas geotécnicas II y III son susceptibles a inclinarse con el tiempo, generando desplomos crecientes en las edificaciones, que pueden agravarse ante solicitaciones sísmicas. En tales circunstancias, se busca que la resultante de las cargas bajo combinaciones de acciones de servicio, sea coincidente con el centroide del área de cimentación, como se señala en 4.6.1 de NTC-Cimentaciones.

9.6.3 Cimentaciones mixtas con cajones sobre pilas o pilotes

9.6.3.1 Se considerará que las cimentaciones mixtas conformadas por cajones o losas ubicados en las zonas geotécnicas II y III de la NTC-Cimentaciones, que se apoyen sobre pilas o pilotes, especialmente los que tengan su punta en un estrato duro, podrán al paso del tiempo perder el contacto con el suelo de apoyo debido al hundimiento regional. En estos casos, además de diseñar la losa del fondo del cajón para soportar la presión inicial del suelo y, en su caso, la subpresión del agua a esa profundidad, se diseñará también para trabajar como losa de entrepiso considerándola apoyada únicamente sobre las pilas o pilotes. Por su parte, las pilas o pilotes se diseñarán para soportar la totalidad de las cargas de la estructura, sin considerar contribución alguna del cajón a la capacidad de carga, como se establece en 3.6.1 (diseño en términos de capacidad de carga) de la NTC-Cimentaciones.

Comentario:

En edificaciones que cuenten con cimentaciones mixtas conformadas por losas o cajones de cimentación apoyados sobre pilas o pilotes, es recomendable realizar análisis de interacción suelo-estructura con métodos numéricos para tomar en cuenta la rigidez de la cimentación en la distribución de las reacciones de estos elementos de cimentación profunda

Diversos modelos numéricos han demostrado la influencia que tiene la rigidez de la losa o del cajón en la distribución de las reacciones de las pilas o pilotes; en efecto, entre mayor sea la rigidez del cajón o de la losa, los pilotes de las esquinas y del perímetro toman mayor carga mientras, que las pilas o pilotes interiores disminuyen su contribución a la reacción (Rodríguez, 2018; Cruz et al., 2021).

9.7 Pilas y pilotes

9.7.1 La cantidad, arreglo geométrico en planta y dimensiones de las secciones de las pilas o pilotes que se determinen a partir del proceso de diseño estructural y geotécnico, deberán ser tales que las cargas de diseño sean menores o iguales que la capacidad de carga reducida (capacidad de carga de diseño) que se define en 3.6.2 de la NTC-Cimentaciones para pilas o pilotes.

9.7.2 Las secciones de pilas deberán cumplir con los diámetros mínimos establecidos en 7.1.3.1 de la NTC-Cimentaciones, en función de su profundidad de desplante.

9.7.3 Pilas y pilotes en compresión

9.7.3.1 La resistencia axial a compresión en pilas o pilotes P_{R0} , deberá ser mayor que la fuerza axial de diseño P_u que actúa sobre los elementos, de acuerdo con las ecs. 9.7.3.1.a a 9.7.3.1. c:

$$P_{R0} \geq P_u \tag{9.7.3.1.a}$$

$$P_{R0} = 0.8 F_R P_o \tag{9.7.3.1.b}$$

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \tag{9.7.3.1.c}$$

9.7.3.2 El factor de resistencia a emplearse en la ec. 9.7.3.1.b, se indica en la tabla 9.7.3.2.

Tabla 9.7.3.2 – Factores de resistencia F_R por compresión para la revisión de elementos de cimentación profunda trabajando a compresión

Tipo de cimentación profunda	Factor de resistencia F_R por compresión	
Pilas coladas en sitio en suelos, sin ademe metálico permanente, con refuerzo longitudinal que satisface 6.4.3.1.1 ^[1]	0.55	a)
Pilas coladas en sitio en roca, con tubo metálico ^[2] o ademe metálico permanente que no satisfaga 9.7.3.3	0.60	b)
Pilotes coladas en sitio, con tubo metálico relleno de concreto ^[3]	0.70	c)
Pilas coladas en sitio en suelos, con ademe metálico permanente confinado que satisface 9.7.3.3.	0.65	d)
Pilote prefabricado instalado (con o sin presfuerzo)	0.65	e)

^[1] F_R representa un límite superior para construcción de pilas coladas en sitio de buena calidad. Puede adoptarse un valor menor si se consideran condiciones difíciles de construcción.

^[2] Para tubos de acero con espesor de pared menor que 6.4 mm.

^[3] El espesor de la pared del tubo de acero deberá ser al menos de 6.4 mm.

9.7.3.3 Los elementos de cimentación profunda colados en sitio con camisa o ademe metálicos permanente se consideran confinados si se cumple a) a f):

- a) El diseño no deberá considerar el ademe para resistir ninguna porción de la carga axial
- b) El ademe deberá hincarse a golpes
- c) El grosor de la camisa no deberá ser menor que el calibre estándar no. 14 (1.7 mm)
- d) El ademe no debe tener costuras, o las costuras deben tener una resistencia igual a la del acero del ademe

- e) La relación entre el esfuerzo de fluencia del acero de la camisa y el f'_c del concreto no será menor que 6, y el esfuerzo de fluencia del acero no será menor que 210 MPa (2 100 kg/cm²)
- f) El diámetro nominal del elemento de cimentación debe ser igual o menor que 400 mm.

9.7.3.4 Se considerarán los efectos de colocar las pilas o pilotes con una excentricidad de hasta 75 mm con respecto de su ubicación de proyecto. Para tomar en cuenta lo anterior, se aceptará revisar los elementos para que puedan resistir 110 por ciento de la carga axial factorizada.

9.7.3.5 Elementos sin ademe permanente o partes de elementos sin ademe permanente que no cumplan con 6.4.3.1.1 deberán diseñarse de conformidad con los requisitos del Capítulo 12 con los factores de resistencia de la tabla 9.7.3.2. o de la tabla 3.8.2.1.j, por compresión o tensión, respectivamente.

Comentario

El diseño de un elemento de cimentación profunda, cuyo refuerzo longitudinal varía a lo largo, estará basado en el factor F_R apropiado para el refuerzo longitudinal suministrado en cada sección. No es necesario usar el menor valor de F_R para todo el elemento.

En caso de elementos de cimentaciones profundas diseñados con el Capítulo 12, se puede suponer que $H'=0$.

9.7.4 Pilas y pilotes en tensión

9.7.4.1 Cuando las pilas y pilotes resistan fuerzas de tensión o donde M_u sea mayor que $0.4M_{agr}$, se deberá proporcionar acero longitudinal en la longitud total resistente a esas fuerzas de tensión, despreciando la contribución del concreto. Dicho refuerzo deberá detallarse para transferir las fuerzas de tensión de la cabeza de la pila o pilote al miembro de la estructura de soporte.

9.7.4.2 El refuerzo en pilas coladas en el sitio deberá satisfacer 9.7.5.

9.7.4.3 Cuando las fuerzas a tensión sean transferidas por barras post-instaladas o con elementos con resina o mortero epoxi o mortero fluido de baja contracción, se deberá verificar que las barras puedan desarrollar un esfuerzo de $1.25f_y$.

9.7.5 Refuerzo longitudinal en pilas y pilotes

9.7.5.1 El refuerzo deberá ser habilitado y colocado en una pieza antes que se coloque el concreto, excepto en lo permitido por a) y b):

- a) Se podrán colocar pasadores de refuerzo incrustados en la cabeza de las pilas, no mayores que 1.5 m de longitud, después del colado, mientras el concreto se encuentre en un estado manejable
- b) En pilotes de barrena continua, el armado deberá colocarse posteriormente al colado, por lo que se deberá prever que el concreto se encuentre en un estado fresco en toda su longitud durante esta maniobra.

9.7.5.2 El refuerzo a flexocompresión se extenderá más allá de la zona resultante del análisis, donde sólo se trabaja a compresión, en una longitud igual a seis veces la dimensión menor de la pila o pilote más L_d .

9.7.5.3 El refuerzo longitudinal deberá contar con un arreglo simétrico respecto al eje longitudinal de la pila o pilote.

9.7.5.4 En pilotes prefabricados sin presfuerzo, el refuerzo longitudinal mínimo deberá ser de cuatro barras, con un área mínima de $0.008A_g$.

9.7.5.5 En pilas coladas en el sitio, el refuerzo longitudinal mínimo deberá ser con un área de $0.008A_g$.

9.7.5.6 En pilotes prefabricados pretensados, el presfuerzo efectivo en el pilote deberá proveer un esfuerzo promedio mínimo de compresión en el concreto de acuerdo con la tabla 9.7.5.6.

Comentario

Los valores de la cuantía para el refuerzo longitudinal mínimo establecidos en 9.7.5.4 y 9.7.5.5 son independientes al esfuerzo el esfuerzo de fluencia del acero empleado.

Tabla 9.7.5.6 – Esfuerzo mínimo de compresión en pilotes pretensados

Longitud del pilote, m	Esfuerzo de compresión mínimo, MPa (kg/cm ²)
Longitud del pilote ≤ 10	2.8 (28)
10 < Longitud del pilote ≤ 15	3.8 (38)
Longitud del pilote > 15	4.8 (48)

9.7.6 Refuerzo transversal en pilas y pilotes

9.7.6.1 El refuerzo longitudinal deberá ser confinado por refuerzo transversal con diámetro no menor del no. 3 para pilotes y del no. 4 para pilas y cumplir con los requisitos señalados en 14.7.

9.7.6.2 La separación del refuerzo de confinamiento no excederá el menor de a) a c):

- $12d_b$ de la barra longitudinal más gruesa
- Mitad de la dimensión menor de la pila o pilote
- 300 mm.

9.7.7 Elementos clasificados como columnas

9.7.7.1 Las porciones de los elementos de cimentaciones profundas que no estén rodeados por suelo, o que estén embebidas en relleno suelto que no sea capaz de proporcionar restricción lateral, o que puedan quedar desconfiadas por el suelo por efecto del hundimiento regional, deberán diseñarse como columnas de acuerdo con 7.4 y con una separación de estribos uniforme en una longitud no menor que cinco diámetros según 7.4.4.2.2.

9.7.7.2 La longitud de la eventual pérdida de confinamiento de suelo en la parte superior del elemento de cimentación profunda, se estimará a partir del hundimiento regional en un periodo equivalente a la vida útil de la estructura, pero no será menor que cinco veces el diámetro o mayor lado de la pila o pilote, respectivamente.

Comentario:

En la condición descrita en 9.7.7.1 pueden encontrarse las pilas o pilotes de cimentación de edificaciones ubicadas en las zonas geotécnicas II y III, especialmente aquéllos cuya punta se apoye en un estrato duro o que llegue a apoyarse con el tiempo en un estrato duro, debido a que, aun cuando en un inicio se encuentren embebidos en suelo, el hundimiento regional puede provocar con el tiempo, la pérdida de confinamiento del elemento y del contacto de la losa con el suelo.

Se tendrá presente que una parte importante del cortante basal, especialmente el resultante de combinaciones de acciones que incluyan solicitaciones sísmicas, se soportará eventualmente por la parte superior de las pilas o de los pilotes si la losa o cajón pierde contacto con el suelo, por lo que en el diseño estructural se deberán considerar los esfuerzos a flexocompresión y cortante correspondientes.

9.7.8 Fricción negativa en pilas y pilotes

9.7.8.1 Se considerará en la revisión estructural de pilas o pilotes de cimentación de las zonas geotécnicas II y III, los incrementos de carga debido a las fuerzas de arrastre descendentes que pudieran generarse por la fricción negativa (descenso del suelo circundante debido al hundimiento regional).

9.7.8.2 El cálculo de las fuerzas por fricción negativa se realizará para escenarios probables de abatimiento piezométrico, a partir de modelos numéricos, o bien, siguiendo el procedimiento indicado en 3.6.4 de la NTC-Cimentaciones.

9.7.8.3 Las fuerzas de arrastre descendente debido al hundimiento regional, pueden afectar igualmente a los muros perimetrales de la cimentación apoyada sobre las pilas o pilotes de las zonas geotécnicas II y III y deberán considerarse en la revisión estructural, de acuerdo con lo señalado en 5.2.5 de la NTC-Cimentaciones.

Comentario:

Se destaca que las fuerzas de arrastre descendentes por fricción negativa afectan con mayor magnitud a los pilotes o pilas que se encuentran ubicados en las esquinas y bordes de losas y cajones de cimentación. Para la determinación de la fricción negativa como una fracción de la capacidad de carga total de una pila o pilote, puede recurrirse a los coeficientes de reducción señalados en la tabla 3.5.1 de la NTC-Cimentaciones (elementos de esquina, de borde o interiores).

9.8 Muros permanentes para contención de excavaciones

9.8.1 Los muros permanentes para contención de excavaciones que formen parte integral de la cimentación, como los muros perimetrales de cajones colados in situ, deberán diseñarse como una losa que trabaja en una dirección, de acuerdo con 6.6 de esta Norma.

9.8.1.1 Como una alternativa a 5.5.3, para el diseño a cortante del alma de un muro de contención con una relación longitud a espesor de al menos 2.5, se permitirá calcular V_{CR} con la ec. 9.8.1.1:

$$V_{CR} = 0.17\sqrt{f'_c}b_wd \quad (9.8.1.1)$$

$$(V_{CR} = 0.5\sqrt{f'_c}b_wd)$$

9.8.2 En la determinación de los elementos mecánicos para el diseño estructural de muros de contención en excavaciones, como muros perimetrales de cajones de cimentación, tablestacas de concreto o muros excavados y colados in situ, se deberán considerar las presiones horizontales de acuerdo con lo señalado en 3.4.3 de la NTC-Cimentaciones.

9.8.3 Las deflexiones, momentos flexionantes y fuerzas cortantes actuantes en muros para contención de excavaciones, especialmente en las excavaciones profundas que suelen contenerse con muros excavados y colados in situ, dependen del procedimiento constructivo, por lo que en su determinación se considerará la secuencia del proceso de excavación, así como del sistema de apuntalamiento o de anclaje, en su caso.

9.8.4 Si en el diseño de la edificación se considera absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre los muros perimetrales del cajón y el suelo o de los muros de contención permanentes y el suelo, siempre y cuando sean suelos naturales o rellenos controlados compactos, los muros y elementos estructurales de la subestructura que transmiten dicho empuje, deberán diseñarse expresamente para tal condición.

Comentario:

Es crítico considerar, en el diseño estructural de los muros para contención de excavaciones, las fuerzas de arrastre por fricción negativa que pueda generarse en las paredes de los cajones de cimentación de acuerdo con lo señalado en 5.1.5 de la NTC-Cimentaciones, cuando proceda. Es necesario revisar también los criterios de revisión indicados en el Capítulo 6 de la NTC-Cimentaciones.

El requisito de 9.8.1.1 considera una mayor resistencia a cortante de elementos largos que trabaja en una dirección que resiste cargas distribuidas y tienen el efecto benéfico de la interacción suelo-estructura. Cuando la estructura tenga una relación ancho-espesor menor que 2.5, es conveniente usar la ec. 5.5.3.1.1.b que es más conservadora.

10. MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES

10.1 Alcance

10.1.1 Se presentan en este capítulo los requisitos mínimos para diseño de elementos de concreto mediante el método de puntales y tensores. En este capítulo se tratan los aspectos de a) a f):

- a) Requisitos generales (véase 10.2)
- b) Procedimiento de diseño del modelo de puntales y tensores (véase 10.3)
- c) Resistencia de los puntales (véase 10.4)
- d) Resistencia de los tensores (véase 10.5)
- e) Resistencia de las zonas nodales (véase 10.6)
- f) Nudos con barras curvas (véase 10.7)
- g) Diseño sismorresistente usando el modelo de puntales y tensores (véase 10.8).

10.1.2 Este capítulo se aplicará en el diseño de estructuras, o elementos de concreto, o regiones de elementos o estructuras en donde la carga o las discontinuidades geométricas causan una distribución no lineal de deformaciones longitudinales dentro de la sección transversal y no puede, entonces, aplicarse la teoría general de flexión.

10.1.3 Se aceptará el método de puntales y tensores como solución general para todos los casos en donde no aplica la teoría general de flexión. Alternativamente, para el diseño de elementos tipo ménsula y vigas de gran peralte, se presentan procedimientos de diseño específicos en 6.10.5.

10.1.4 Serán aplicables todos los requisitos de los capítulos precedentes y los señalados en este capítulo.

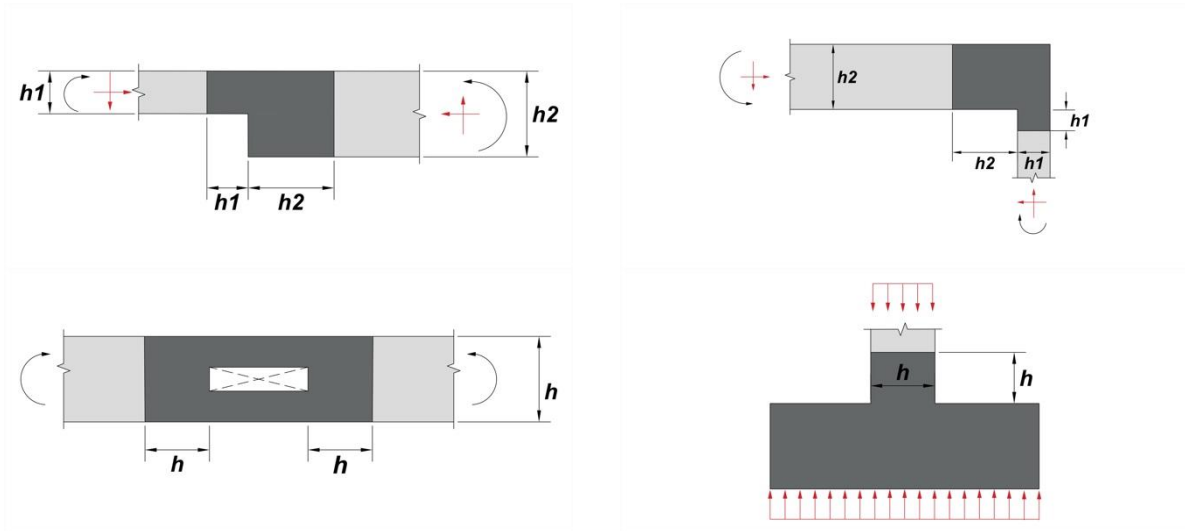
10.2 Requisitos generales

10.2.1 Los modelos de puntales y tensores consistirán en puntales y tensores conectados en los nudos formando una armadura idealizada en dos o tres dimensiones.

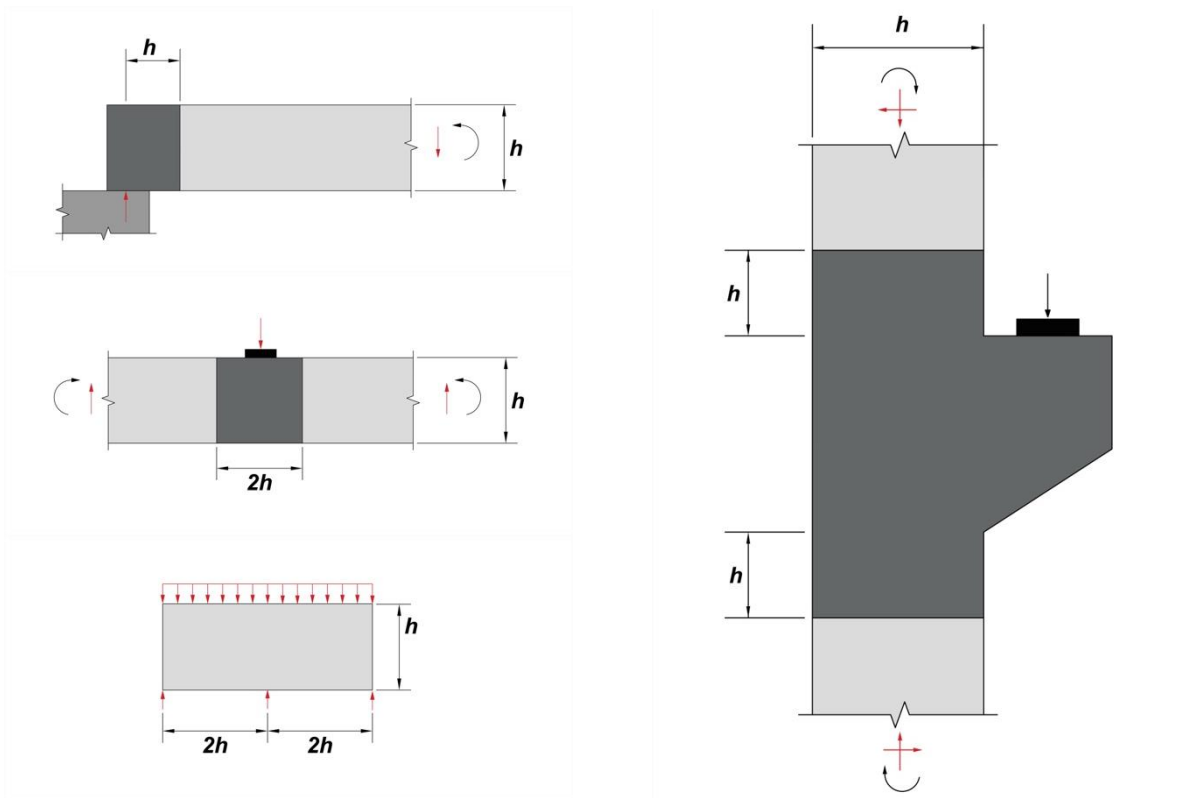
10.2.2 Se aceptará que los elementos de concreto se dividan en regiones en las que es válida la hipótesis de una distribución lineal de deformaciones en las que, por lo tanto, se aplica la teoría de flexión (véase 3.6), y regiones en las que ocurren perturbaciones en la distribución de esfuerzos debidas a cambios geométricos abruptos o a la presencia de cargas concentradas y reacciones.

Comentario:

Las regiones donde existe una distribución lineal de deformaciones se denominan Regiones B (de la palabra Bernoulli), y las que exhiben perturbaciones en la distribución, regiones D (de la palabra Discontinuidad). En la fig. C10.2.2.a se muestran ejemplos de discontinuidades por cambios abruptos de sección, de discontinuidades geométricas y de perturbaciones causadas por cargas concentradas. En las regiones B se pueden aplicar la teoría tradicional de flexión de concreto reforzado y el enfoque de diseño tradicional de resistencia a fuerza cortante ($V=V_c + V_s$). En las regiones D, una porción grande de la carga se transfiere de manera directa a los apoyos por fuerzas de compresión en el concreto y fuerzas de tensión en el refuerzo, por lo que se utiliza un enfoque de diseño distinto. Las regiones D se pueden modelar utilizando una "armadura" hipotética consistente de puntales de concreto con esfuerzos a compresión, y tensores de acero con esfuerzos a tensión, unidos en nudos. A estas "armaduras" se les refiere como modelos de puntales y tensores, algunos de los cuales se ejemplifican en la fig. C10.2.2.b. Al aplicar este capítulo, es crítico poner cuidado en la selección del modelo y su representación gráfica. El proceso de diseño del método se puede consultar en ACI PRC-445.2.



Discontinuidad geométrica



Discontinuidad geométrica y en cargas

Figura C10.2.2.a – Ejemplos de regiones D y discontinuidades

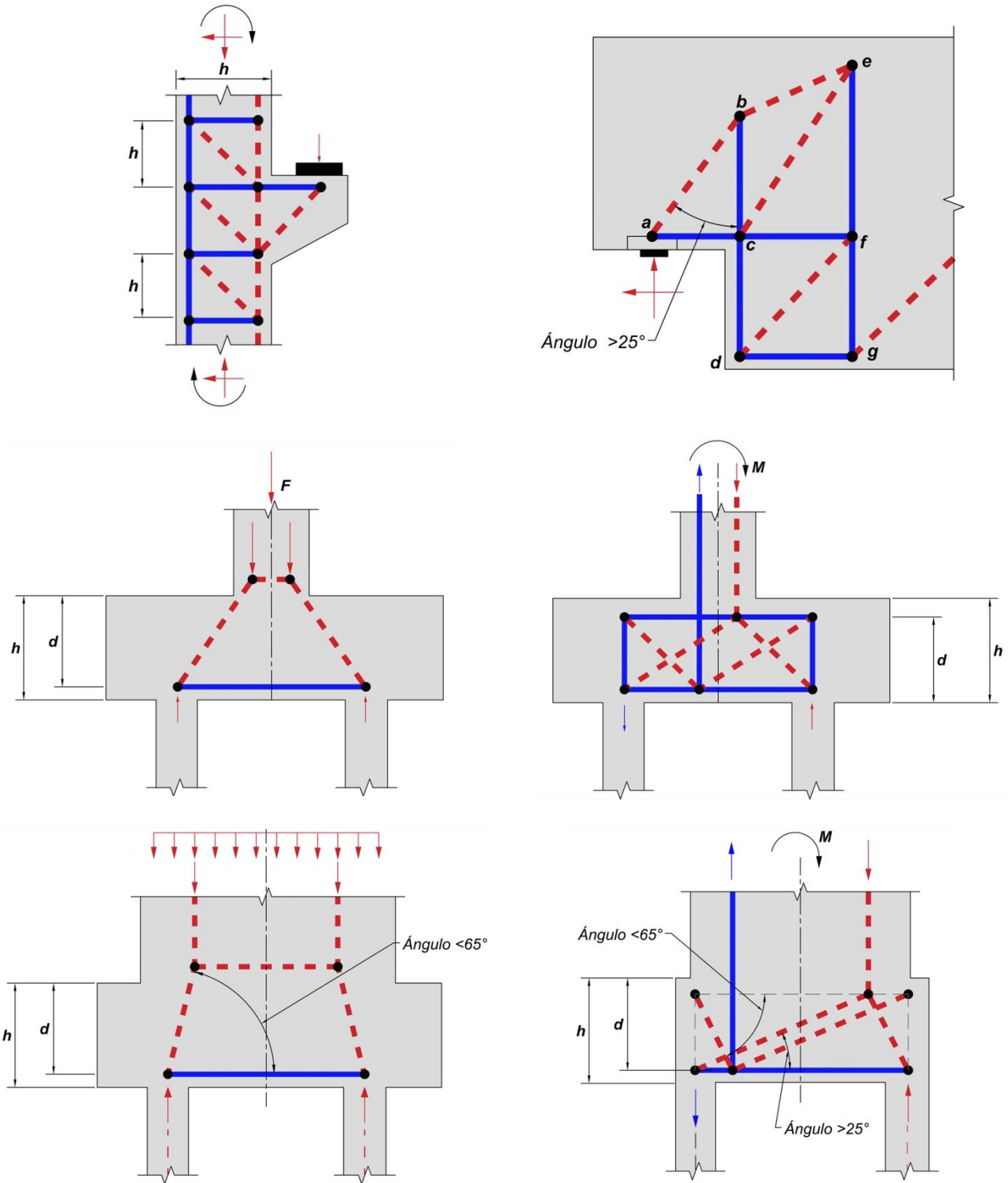


Figura C10.2.2.b – Ejemplos de modelos de puntales y tensores

10.2.3 El modelo de armadura deberá ser capaz de transferir todas las cargas factorizadas hacia los apoyos o regiones B adyacentes.

Comentario:

El modelo de armadura se refiere a un modelo de puntales y tensores. El diseño de una región D incluye los siguientes cuatro pasos, una vez que se ha definido y aislado la región D:

- 1. Calcular las fuerzas resultantes en las fronteras de cada región D*
- 2. Seleccionar un modelo de armadura para transferir las fuerzas resultantes a través de la región D. Los ejes de los puntales y tensores se seleccionan para que coincidan, respectivamente y de manera aproximada, con los ejes de los campos de compresión y de tensión. Se calculan luego las fuerzas en los puntales y tensores*
- 3. Los anchos efectivos de los puntales y zonas nodales se determinan considerando las fuerzas y las resistencias efectivas del concreto definidas en 10.4.1 y 10.6.2, respectivamente, y se diseña el refuerzo para los tensores considerando las resistencias del acero definidas en 10.5.1. Se revisa que el refuerzo se ancle en las zonas nodales*
- 4. Los modelos puntal-tensor permitirán revisar estados límite de resistencia. El Proyectista ha de revisar también los estados límite de servicio.*

10.3 Procedimiento de diseño del modelo de puntales y tensores

10.3.1. El modelo de puntales y tensores deberá estar en equilibrio con las cargas factorizadas aplicadas y las reacciones. Para determinar la geometría de la armadura, se deberán considerar las dimensiones de los puntales, tensores y zonas nodales.

Comentario:

Los puntales, tensores y zonas nodales que conforman el modelo de puntales y tensores tienen un ancho finito que se toma en cuenta al seleccionar las dimensiones de la armadura. En la figura C10.3.1.a se muestra un nudo y su zona nodal correspondiente. Las fuerzas verticales y horizontales equilibran la fuerza en el puntal inclinado. Si los esfuerzos son iguales en los tres puntales, puede emplearse una zona nodal hidrostática y los anchos de los puntales estarán en proporción a las fuerzas en los puntales.

Si actúan más de tres fuerzas en una zona nodal, en una estructura de dos dimensiones, como se aprecia en la fig. C10.3.1.b, generalmente es necesario resolver alguna de las fuerzas para terminar con tres fuerzas que se intersecan. Las fuerzas del puntal que actúan sobre las caras A-E y C-E en la fig. C10.3.1.b pueden ser reemplazadas con una fuerza que actúe sobre la cara A-C. Esta fuerza pasa a través del nudo en D.

Alternativamente, el modelo de puntales y tensores puede ser analizado suponiendo que las fuerzas de los puntales actúan a través del nudo en D, como se muestra en la fig. C10.3.1.c. En este caso, las fuerzas en los dos puntales del lado derecho del nudo D pueden ser resueltas en una sola fuerza que actúe a través del punto D, como se aprecia en la fig. C10.3.1.d.

Si el ancho del apoyo en la dirección perpendicular al elemento es menor que el ancho del elemento se puede requerir de un refuerzo transversal para evitar un hendimiento vertical en el plano del nudo. Esto puede ser representado mediante un modelo de puntales y tensores transversal.

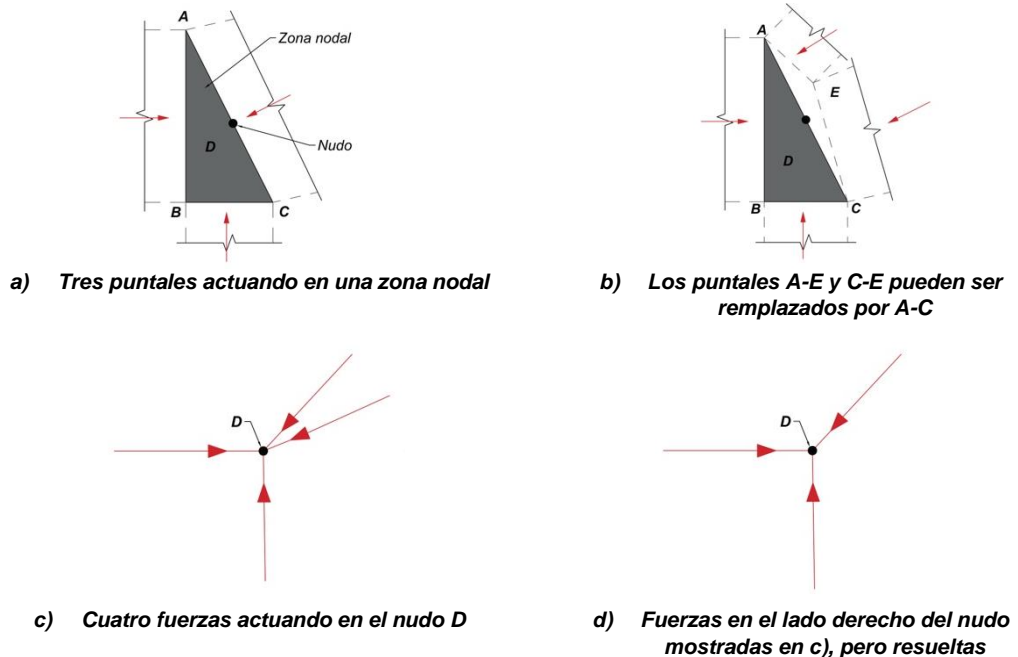


Figura C10.3.1 – Descomposición de las fuerzas en una zona nodal.

10.3.2 Los efectos del presfuerzo deberán incluirse en los modelos de puntales y tensores como cargas externas, con factores que incluyan los efectos internos debidos a las reacciones inducidas por el presfuerzo con factor de carga igual a 1.0. Para miembros pretensados, se permitirá suponer que la fuerza del presfuerzo se aplica al final de la longitud de transferencia del torón.

Comentario:

El flujo de las fuerzas en el modelo de puntales y tensores no es realista si los efectos del presfuerzo no se consideran como cargas externas. El incluir los efectos del presfuerzo como cargas externas se requiere para identificar regiones donde los efectos de otras cargas externas exceden las fuerzas de compresión y viceversa. Los efectos del presfuerzo se simulan por medio de cargas concentradas en los anclajes y cargas transversales equivalentes al efecto de desviación y curvatura de los tendones. Todos los efectos internos debidos al presfuerzo se toman con factor de carga igual a 1.0. La aplicación de la fuerza del presfuerzo al final de la longitud de transferencia podría requerir estribos de barra corrugada donde la fuerza del presfuerzo se transfiere al concreto.

10.3.3 Las resistencias de los puntales, tensores, y zonas nodales, deberán ser iguales o mayores que las fuerzas que actúan en estos miembros basándose en la relación de la ec. 10.3.3:

$$F_R F_n \geq F_u \tag{10.3.3}$$

donde F_u es la fuerza factorizada que actúa en un puntal, en un tensor o en una cara de una zona nodal; F_n es la resistencia nominal del puntal, tensor o zona nodal; y F_R es el factor de resistencia para cortante definido en 3.8.2.1.

Comentario:

Las cargas de diseño (que incluyen el factor de carga) se aplican al modelo de puntales y tensores, y luego se calculan las fuerzas en todos los puntales, tensores y zona nodales. Si existen varios casos de cargas, se investiga cada uno. Los modelos puntal-tensor se analizan para los distintos casos de carga. El diseño final de los puntales, tensores y zonas nodales será para el caso de carga particular más desfavorable para cada uno de ellos. Los modelos corresponden a los potenciales modos de falla como se ilustra en las figs. C10.3.3.a y C10.3.3b.

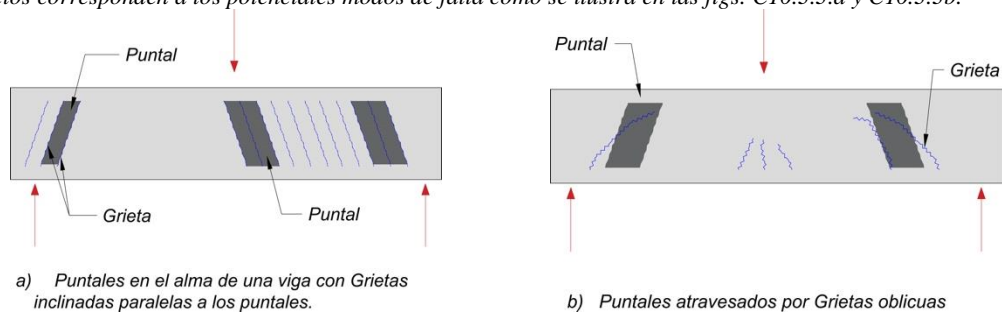


Figura C10.3.3 – Puntales para distintos casos de carga.

10.3.4 Los puntales no deberán cruzarse o traslaparse entre ellos, excepto en los nudos. Los anchos de los puntales se determinarán para que puedan resistir las fuerzas que actúan en ellos usando la resistencia efectiva del concreto de los puntales.

Comentario:

El permitir el cruce de los puntales llevaría a concentrar esfuerzos en diferentes direcciones teniendo esfuerzos resultantes mayores a los calculados en el modelo.

10.3.5 Se permitirá que los tensores se crucen con puntales o con otros tensores.

10.3.6 El ángulo θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor que concurran a un solo nudo no deberá ser menor que 25 grados.

10.3.7 Se aplicarán los requisitos de cortante por fricción de 5.7 donde sea apropiado considerar la transferencia de cortante a través de un plano dado, como puede ser una grieta existente o potencial, una interfaz entre materiales distintos, o una junta de concretos colados en momentos distintos.

10.3.8 Los elementos diseñados con el método de puntales y tensores que sean parte del SERCGFL y que resistan fuerzas inducidas por sismo, deberán cumplir con los requisitos adicionales de 10.8, en caso de que sea aplicable.

Comentario:

El ángulo entre los ejes de los puntales y tensores que actúan en un nudo deberá ser lo suficientemente grande para reducir el agrietamiento y evitar las incompatibilidades debidas al acortamiento de los puntales y alargamiento de los tensores que se producen. La limitación de la abertura del ángulo impide modelar la zona del claro de cortante en las vigas esbeltas usando puntales inclinados a menos de 25 grados con respecto al acero longitudinal. En algunos casos, los modelos puntal-tensor pueden ajustarse para cumplir este requisito sin excluir el refuerzo transversal ubicado cerca de cargas concentradas o reacciones como se observa en la fig. C10.3.6.

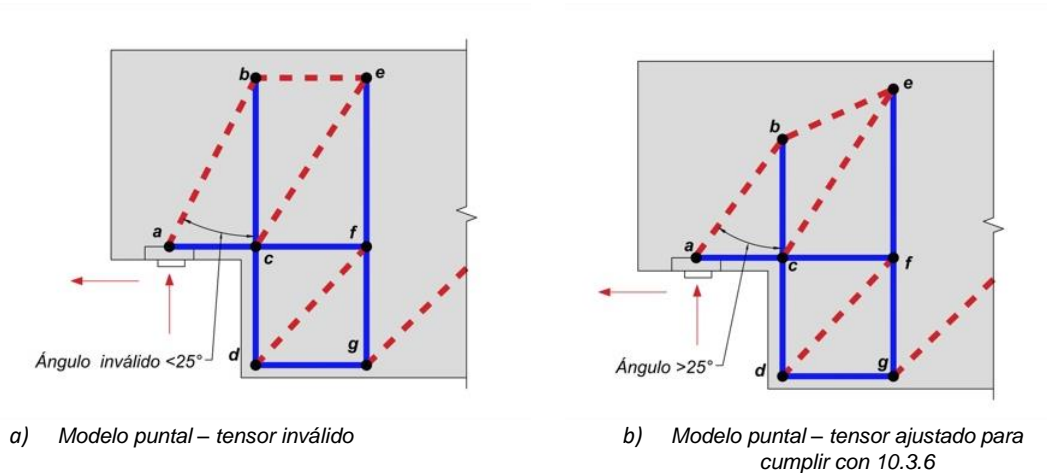


Figura C10.3.6 – Modelo de puntales y tensores de una conexión ilustrando el ajuste requerido para cumplir con el ángulo.

10.4 Resistencia de los puntales

10.4.1 La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_n , deberá tomarse como el menor valor de la ec. 10.4.1:

$$F_n = f_{ce} A_{cs} \tag{10.4.1}$$

en los dos extremos del puntal, donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal, y, f_{ce} es el menor valor entre la resistencia efectiva a la compresión del concreto en el puntal, definida en 10.4.2, y la resistencia efectiva a la compresión del concreto en la zona nodal definida en 10.6.

Comentario:

El ancho de un puntal w_s usado para calcular A_{cs} es la menor dimensión perpendicular al eje del puntal en sus extremos. Este ancho del puntal se encuentra ilustrado en las figs. 10.5.3.2 y C10.5.3.3 En las estructuras de dos dimensiones, el espesor de los puntales puede ser tomado igual al ancho del elemento, con excepción de elementos muy anchos en los que se pueden desarrollar juegos de puntales contenidos en el ancho.

10.4.2 El esfuerzo de resistencia efectiva del concreto a compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, f_{ce} , deberá tomarse como el valor de la ec. 10.4.2:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s \beta_c f_c' \tag{10.4.2}$$

donde β_s se obtiene de tabla 10.4.2.a y β_c de la tabla 10.4.2.b.

Tabla 10.4.2.a - Coeficiente del puntal β_s

Ubicación del puntal	Tipo de puntal	Refuerzo	Esfuerzo de cortante en la región	β_s	
Miembros a tensión o zonas de tensión dentro de los miembros	Cualquiera	Cualquiera	Cualquiera	0.4	a)
Puntales en uniones viga-columna y en uniones de rodilla		Satisfacen los incisos aplicables de 6.9, 7.9 y 8.5	Cualquiera	0.75	b)
Todos los otros casos	Puntales de borde	Cualquiera	Cualquiera	1.0	c)
	Puntales interiores	Cumple con a) o b) de la tabla 10.4.4.1	Cualquiera	0.75	d)
		No cumple con a) o b) de la tabla 10.4.4.1	Cumple con 10.4.3	0.75	e)
			No cumple con 10.4.3	0.4	f)

Tabla 10.4.2.b - Factor de modificación por confinamiento de puntales y nudos β_c

Ubicación	β_c		
<ul style="list-style-type: none"> Extremo de un puntal conectado a un nudo que incluye una superficie de aplastamiento. Nudo que incluye una superficie de aplastamiento. 	Menor de:	$\sqrt{A_2/A_1}$ donde A_1 se define por la superficie de aplastamiento	a)
		2.0	b)
Otros casos	1.0		c)

Comentario:

El coeficiente de resistencia $0.85f'_c$ en la ec. 10.4.2 representa la resistencia efectiva del concreto bajo compresión sostenida.

El valor de β_s en la expresión a) de la tabla 10.4.2.a aplica, por ejemplo, al modelo transversal de una viga de apoyo tipo nariz, utilizado para dimensionar el refuerzo de soporte colgado y de la zona de apoyo, como se muestra en la fig. C10.4.2, donde la tensión longitudinal en el patín reduce la resistencia de los puntales transversales. El valor bajo de β_s refleja que estos puntales necesitan transferir compresión en una zona donde los esfuerzos de tensión actúan perpendicularmente al plano del modelo puntal-tensor.

El valor de β_s en b) de la tabla 10.4.2.a refleja los requisitos para refuerzo o confinamiento en uniones viga-columna y uniones de rodilla para estructuras de ductilidad baja, media y alta (Capítulos 6, 7 y 8, respectivamente).

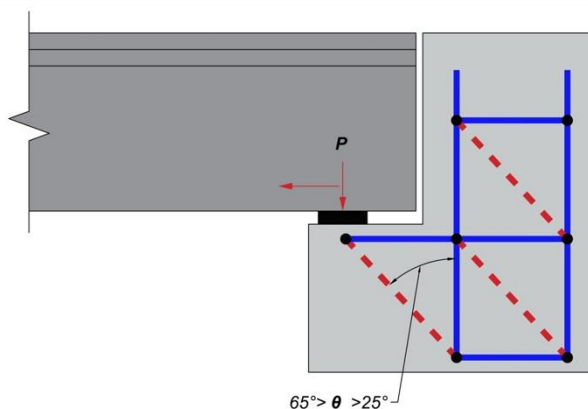


Figura C.10.4.2 - Viga de apoyo tipo nariz

El valor de β_s en la expresión c) de la tabla 10.4.2.a aplica a los puntales de borde y resulta en un estado de esfuerzos que es comparable al bloque de esfuerzos rectangular en la zona de compresión de una viga o columna. Los puntales de borde no están sometidos a tensión transversal y, por lo tanto, tiene una resistencia efectiva f_{ce} más alta que los puntales interiores.

El valor de β_s en la expresión d) de la tabla 10.4.2.a refleja el efecto benéfico del refuerzo distribuido.

El valor de β_s en e) de la tabla 10.4.2 aplica a puntales interiores en regiones con suficiente resistencia a la tensión diagonal.

El valor de β_s en f) de la tabla 10.4.2.a se redujo para evitar una falla de tensión diagonal en regiones sin refuerzo transversal que no cumplen o no se evalúan bajo 10.4.3. La evaluación de los resultados de ensayos en la base de datos de cortante del ACI en miembros sin refuerzo transversal indica que las fallas por tensión diagonal se pueden evitar si los puntales se dimensionan con base en un β_s de 0.4 (Reineck y Todisco, 2014). La base de datos de ACI para cortante incluye resultados de ensayos de especímenes con un d promedio de 380 mm y que no exceden 960 mm; por lo tanto, el efecto de tamaño no se esperaría que reduzca significativamente la resistencia de miembros de este tamaño. Debido a que el efecto de tamaño podría ser significativo para miembros de mayor peralte sin refuerzo transversal, se consideró apropiado exigir la evaluación por medio de la ec. 10.4.3.

La influencia del confinamiento del concreto en la resistencia efectiva a compresión de un puntal o nudo se tiene en cuenta por medio de β_c . La superficie de apoyo puede ser una placa de apoyo o el área de una carga de compresión bien definida de otro miembro, como puede ser una columna. Es el mismo efecto de confinamiento que se utiliza en zonas de apoyo diseñadas por aplastamiento. El incremento de la resistencia a la compresión asociado con el confinamiento generado por el concreto circundante en un modelo puntal-tensor se describe en Tuchscherer et al. (2010) y Breen et al. (1994).

10.4.3 Si el uso de β_s de 0.75 está basado en la fila e) de la tabla 10.4.2.a, las dimensiones del miembro deberán definirse para cumplir con la ec. 10.4.3, donde λ_s se define en 10.4.3.1:

$$V_u \leq F_R 0.43 \tan \theta \lambda \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_u \leq F_R 1.33 \tan \theta \lambda \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d \quad (10.4.3)$$

Comentario:

La ec. 10.4.3 tiene como intención inhibir una falla por tensión diagonal. En regiones de discontinuidad, la resistencia a tensión diagonal aumenta en la medida que el ángulo del puntal aumenta. Para puntales muy inclinados, V_u podría exceder el valor límite de la ec. 10.4.3.

10.4.3.1 El factor de modificación por efecto de tamaño λ_s deberá determinarse por medio de:

- Si se coloca el refuerzo mínimo, λ_s deberá tomarse igual a 1.0
- Si no se coloca el refuerzo mínimo distribuido, λ_s deberá tomarse de acuerdo con la ec. 10.4.3.1

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} \leq 1.0$$

$$\left(\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04d}} \leq 1.0 \right) \tag{10.4.3.1}$$

donde *d* está en mm y en la ecuación en paréntesis (en sistema MKS), en cm.

Comentario:

El refuerzo exigido por 10.4.3 se relaciona con la fuerza de tensión en el concreto debido a la expansión del puntal, como se muestra en el modelo de puntales y tensores de la fig. C10.4.3 Esta sección permitirá el uso de modelos locales de puntal-tensor para calcular la cantidad de refuerzo transversal necesario en un puntal dado. Se puede suponer que las fuerzas de compresión en el puntal se expanden en una pendiente 2:1 como se muestra en la fig. C10.4.3 Para resistencias especificadas del concreto *f'c* que no excedan 40 MPa (400 kg/cm²), la cantidad de refuerzo requerido por la ec. 10.4.3 se considera que satisface lo especificado en 10.4.3.

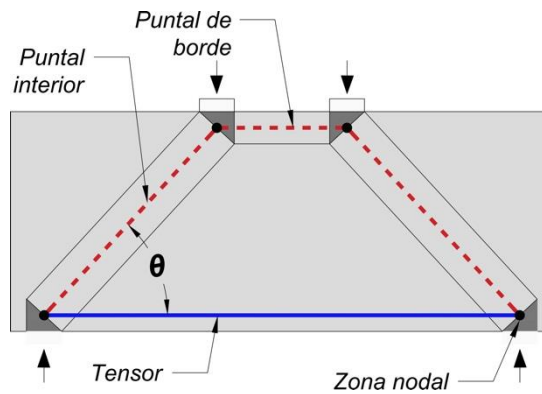


Figura C10.4.3. – Descripción del modelo puntal tensor

10.4.4 Refuerzo distribuido mínimo

10.4.4.1 En regiones D diseñadas por el método de puntales y tensores, se deberá suministrar refuerzo distribuido mínimo de conformidad con la tabla 10.4.4.1.

Tabla 10.4.4.1 – Refuerzo distribuido mínimo

Restricción lateral del puntal	Configuración del refuerzo	Cuantía de refuerzo distribuido mínimo	
Sin restricción	Ortogonal	0.0025 en cada dirección	a)
	Refuerzo en una dirección cruzando el puntal con un ángulo α_1	$\frac{0.0025}{\text{sen}^2 \alpha_1}$	b)
Restringido de acuerdo con 10.4.4.3	No se requiere refuerzo distribuido		c)

10.4.4.2 El refuerzo distribuido mínimo requerido en 10.4.4.1 se determinará a partir del área completa de la sección transversal y deberá satisfacer a) a f):

- a) El refuerzo se deberá suministrar a través del eje de los puntales interiores
- b) El refuerzo se deberá desarrollar de conformidad con 14.4
- c) Las separaciones del refuerzo *sLD* y *sVD* en el plano del modelo de puntales y tensores no deberá exceder 300 mm
- d) El ángulo α_1 no deberá ser menor que 40 grados

- e) Se deberán colocar un mínimo de dos planos de refuerzo alineados con el plano del modelo de puntales y tensores en aquellos miembros cuya menor dimensión perpendicular al modelo sea mayor que 250 mm
- f) La separación del refuerzo transversal entre planos de refuerzo, especificado en 10.4.4.2.e, no deberá exceder el menor de 600 mm.

10.4.4.3 Se considerará que los puntales están restringidos lateralmente si la restricción perpendicular al plano del modelo de puntales y tensores satisface a), b) o c):

- a) La región D es continua en sentido perpendicular al plano del modelo de puntales y tensores
- b) El concreto que restringe al puntal se extiende más allá de la cara lateral del puntal a una distancia no menor que la mitad del ancho del puntal
- c) El puntal en una unión está restringido de acuerdo con 6.9.5.2.5.

Comentario:

Puesto que el método de puntales y tensores se deriva del teorema del límite inferior de plasticidad, se requiere que el elemento así diseñado tenga suficiente refuerzo para promover una redistribución de fuerzas internas en estado agrietado. Además, el refuerzo distribuido contribuye a controlar el agrietamiento ante cargas de servicio, así como promueve un comportamiento dúctil. La cuantía mínima de refuerzo distribuido y los requisitos de detallado de 10.4.4.1 y 10.4.4.2 tienen este objetivo. Es posible que sean aplicables requisitos más estrictos en elementos de acuerdo con otras partes de esta Norma.

El cálculo de la cuantía de refuerzo distribuido se basa en la sección transversal completa incluso para casos en donde la geometría del nudo o el ancho del puntal es más angosta que el ancho completo del elemento. En la fig. C10.4.4.2 se muestran los límites de la separación de un elemento plano que satisface la fila a) de la tabla 10.4.4.1. Cuando el eje de un modelo puntales y tensores no esté alineado con las caras del elemento, las limitaciones de separación de 10.4.4.2.c y 10.4.4.2.f estarían determinadas en la dirección del modelo, lo cual puede conducir a una separación menor medida en el plano de la cara del elemento. En el caso de modelos de puntales y tensores tridimensionales, es conveniente considerar una separación menor que la propuesta en 10.4.4.2.f en especial en puntales no restringidos lateralmente según 10.4.4.3.

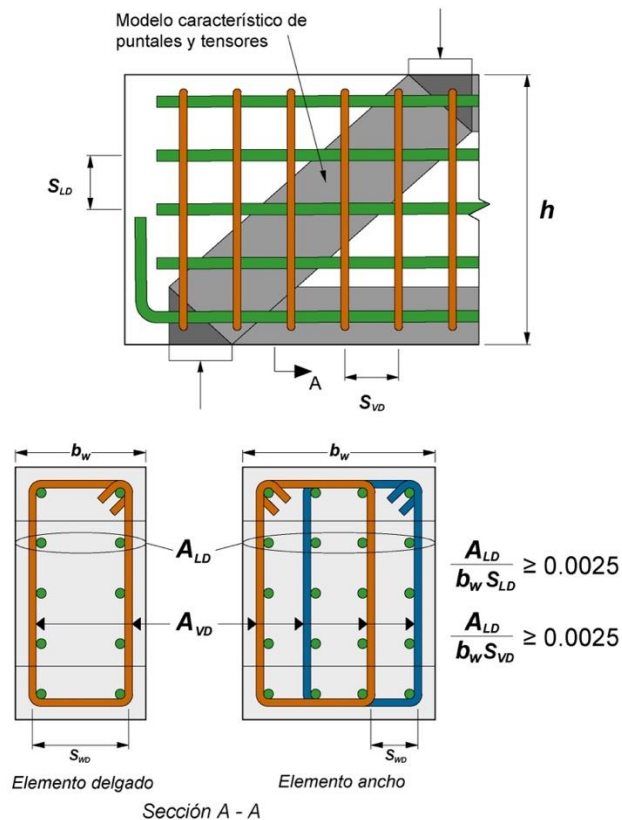


Figura C10.4.4.2 – Refuerzo distribuido en elementos anchos (adaptada de ACI CODE-318-19)

10.4.5 Detallado del refuerzo del puntal

10.4.5.1 Se permitirá el uso de refuerzo de compresión para aumentar la resistencia de un puntal. El refuerzo de compresión deberá colocarse dentro de él y paralelo al eje del puntal.

10.4.5.2 El refuerzo de compresión en un puntal deberá desarrollar f'_s en compresión en la cara de la zona nodal, donde f'_s se calculará de acuerdo con la ec. 10.4.5.2:

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A'_s f'_s \quad (10.4.5.2)$$

10.4.5.3 Estribos cerrados que rodeen el refuerzo de compresión en puntales.

10.4.5.3.1 Los estribos cerrados que rodeen el refuerzo de compresión en puntales deberán cumplir con 14.7.3 y su separación, s , a lo largo del puntal no excederá la menor de a) a c):

- La menor dimensión de la sección transversal del puntal
- $48d_b$ de la barra o alambre usado como estribo cerrado
- $16d_b$ del refuerzo de compresión.

10.4.5.3.2 El primer estribo cerrado se deberá colocar a no más de $0.5s$ de la cara de la zona nodal en cada extremo del puntal.

10.4.5.3.3 Los estribos cerrados se suministrarán de modo que cada barra longitudinal en esquina o alternada esté restringida lateralmente por una grapa o esquina del estribo. La separación máxima entre una barra longitudinal restringida lateralmente de otra que no lo esté será de 150 mm.

10.4.5.3.4 El refuerzo helicoidal (zunchos) que se suministre para restringir el refuerzo de compresión en puntales deberá satisfacer 14.7.4.

Comentario:

La resistencia adicionada por el refuerzo está dada por el último término de la ec. 10.4.5.1. El esfuerzo f'_s en el refuerzo en un puntal en el estado de resistencia nominal, puede obtenerse de las deformaciones del puntal cuando el puntal se aplasta. Para el refuerzo de 420 MPa (4 200 kg/cm²), f'_s puede tomarse como f_y .

10.5 Resistencia de los tensores

10.5.1 La resistencia de un tensor, F_{nt} , deberá calcularse con la ec. 10.5.1:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p) \quad (10.5.1)$$

donde $(f_{se} + \Delta f_p)$ no deberá exceder f_{py} , y A_{tp} es igual a cero para los elementos no presforzados.

10.5.2 En la ec. 10.5.1, se permitirá tomar Δf_p igual a 420 MPa (4 200 kg/cm²) para el refuerzo presforzado adherido, o 70 MPa (700 kg/cm²) para el refuerzo presforzado no adherido. Se permitirán otros valores de Δf_p cuando se justifiquen por medio de análisis, pero Δf_p no deberá ser mayor que $f_{py} - f_{se}$.

10.5.3 Detallado del refuerzo de tensores

10.5.3.1 El eje del refuerzo en un tensor deberá coincidir con el eje del tensor en el modelo de puntales y tensores. Si el refuerzo distribuido se encuentra dentro del tensor, se podrá considerar como parte del refuerzo del tensor.

10.5.3.2 El ancho efectivo del tensor supuesto en el diseño w_e puede variar entre los límites a) y b), dependiendo de la distribución del refuerzo del tensor:

- a) Si las barras en el tensor se encuentran en una sola capa, el ancho efectivo del tensor podrá ser tomado como el diámetro de las barras en el tensor más dos veces el recubrimiento con respecto a la superficie de las barras (fig. 10.5.3.2.a)
- b) Un límite superior práctico del ancho del tensor puede tomarse como el ancho correspondiente a una zona nodal hidrostática, calculada como:

$$w_{t,m\acute{a}x} = F_{nt} / f_{ce} b_s \tag{10.5.3.2}$$

donde f_{ce} se calcula para la zona nodal según 10.6.2. Si el ancho del tensor excede el valor de a), el refuerzo del tensor deberá distribuirse aproximadamente uniforme sobre el ancho y peralte de tensor, como se presenta en la fig. 10.5.3.2.b.

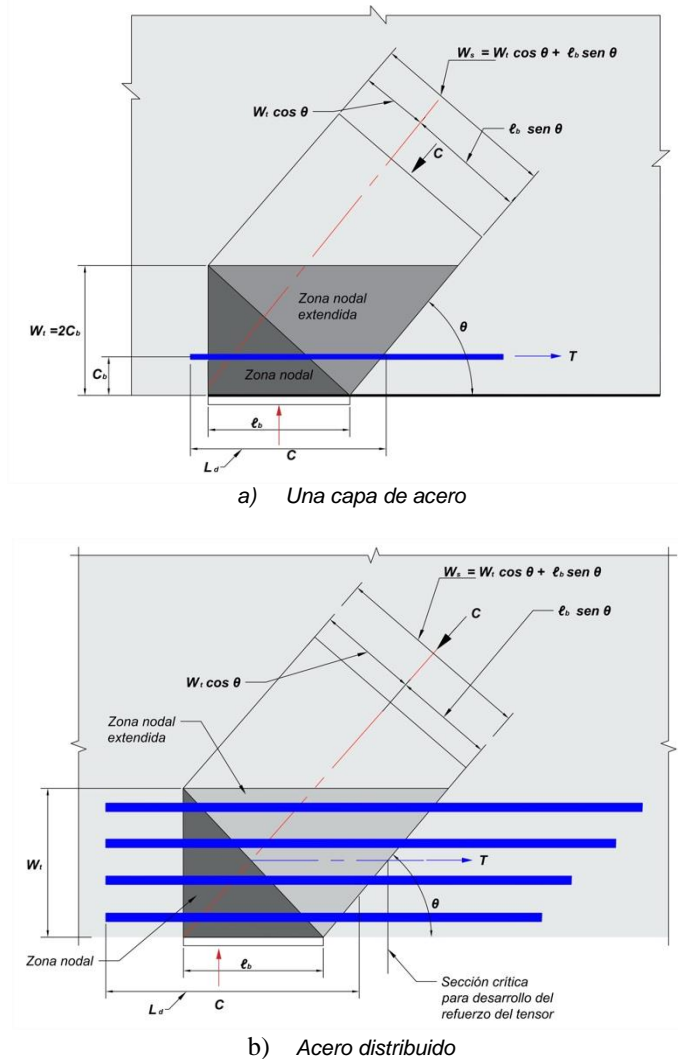


Figura 10.5.3.2 - Zona extendida del nudo mostrando el efecto de la distribución del refuerzo

10.5.3.3 La separación transversal del refuerzo del tensor en el ancho de un nudo no excederá la menor de 600 mm y la separación máxima según el tipo de elemento (viga, columna, muro, etc.) establecida en el Capítulo 6.

10.5.3.4 El refuerzo del tensor deberá anclarse mediante dispositivos mecánicos, dispositivos de anclaje de tendones postensados, dobleces estándar o mediante longitud de desarrollo de barra recta, como se especifica en 10.5.3.4.1, con excepción de tensores que se extienden de nudos de barras curvas diseñadas según 10.7.

10.5.3.4.1 La fuerza en el tensor deberá desarrollarse en cada dirección en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida y entra al claro del elemento.

Comentario:

Si el peralte del nudo excede el valor de a , el refuerzo del tensor se distribuiría de manera uniforme a lo largo del peralte y espesor o ancho del nudo. La distribución en el ancho satisfaría 10.5.3.3.

Si la separación transversal del refuerzo del tensor excede 600 mm en el ancho del elemento, se pueden usar múltiples modelos de puntales y tensores, cada uno alineado con la ubicación del refuerzo (ACI PRC-445.2).

Con frecuencia, el anclaje de los tensores requiere una atención especial en las zonas de nudos de ménsulas o en las zonas nodales adyacentes a los apoyos exteriores de las vigas de gran peralte. El refuerzo en un tensor deberá anclarse antes de que salga de la zona nodal extendida en el punto definido por la intersección del centroide de las barras en el tensor y las extensiones ya sea del contorno del puntal o del área de apoyo. Esta longitud es L_{anc} . En la fig. 10.5.3.2, esto ocurre donde el contorno de la zona nodal extendida es atravesado por el centroide del refuerzo del tensor. Parte del anclaje puede lograrse extendiendo el refuerzo a través de la zona nodal como se muestra en la figura y desarrollándola más allá de la zona nodal. Si el tensor es anclado usando barras dobladas a 90 grados, los dobleces han de estar confinados dentro del refuerzo que se extiende en la viga desde el elemento de apoyo para evitar el agrietamiento a lo largo de la parte externa de los ganchos en la región de apoyo.

En la fig. C10.5.3 se muestran dos tensores anclados a una zona nodal. Se requiere desarrollarlos a partir de donde el centroide del tensor atraviesa el contorno de la zona nodal extendida.

La longitud de desarrollo del refuerzo del tensor puede ser reducido a través de dobleces, dispositivos mecánicos, confinamiento adicional o traslapándolo con varias capas de barras más pequeñas.

Si limitantes geométricas no permiten la colocación de refuerzo transversal como se requiere en 10.4.4, es recomendable considerar múltiples modelos de puntales y tensores, cada uno que ocupe una porción del ancho del elemento. En todo caso, es necesario revisar que no quede ningún volumen de concreto fuera de los modelos de puntales y tensores sin conectar. Como regla se puede aceptar que todo volumen de concreto más allá de 300 mm del nudo, es indispensable conectarlo con el modelo de puntales y tensores.

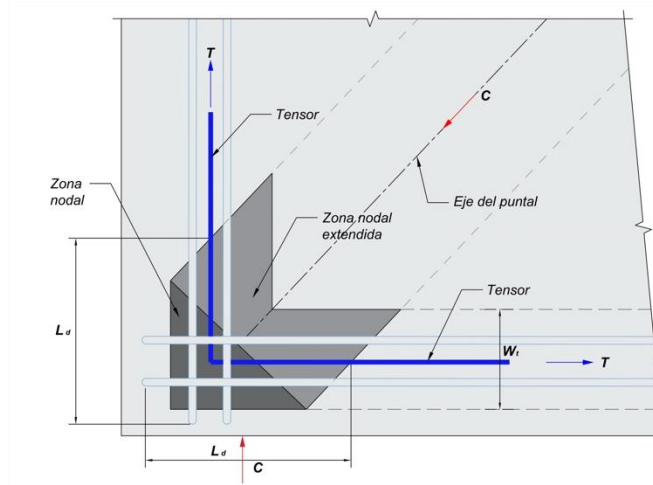


Figura C10.5.3.3 – Zona nodal extendida

10.6 Resistencia de las zonas nodales

10.6.1 La resistencia a la compresión de una zona nodal, F_{nn} , deberá ser:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (10.6.1)$$

donde f_{ce} se especifica en 10.4.2, y A_{nz} es la menor de a) y b):

- Área de la cara de la zona nodal en donde actúa F_u , tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_u
- Área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

Comentario:

Si los esfuerzos en todos los puntales que se encuentran en un nudo son iguales, se puede utilizar una zona nodal hidrostática (fig. C10.6.1). Las caras de esa zona nodal son perpendiculares al eje de los puntales, y los anchos de las caras de la zona nodal son proporcionales a las fuerzas en los puntales.

Suponiendo que las fuerzas en los puntales y tensores actúan paralelamente a sus ejes, los esfuerzos en las caras perpendiculares a esos ejes constituyen los esfuerzos principales, y se usa la condición a) de 10.6.1. Si como se muestra en la figura, la cara de una zona nodal no se encuentra perpendicular al eje del puntal, se producen tanto fuerzas de cortante como fuerzas normales en la cara de la zona nodal. Comúnmente, estos esfuerzos se reemplazan por el esfuerzo normal (compresión principal) que actúa en el área transversal A_c del puntal, tomada perpendicularmente al eje del puntal, como se indica en la fig. C10.6.1.a.

En algunos casos (10.6.1.b) se exige que los esfuerzos sean revisados en una sección a través de una zona nodal subdividida. Los esfuerzos se verifican en la menor sección que sea perpendicular a la fuerza resultante en la zona nodal. En la fig. C10.6.1.b, la cara vertical que divide a la zona nodal en dos partes es sometida a esfuerzos causados por la fuerza resultante que actúa a lo largo de A-B. El diseño de la zona nodal se encuentra determinado por la sección crítica de los incisos 10.6.1.a. o 10.6.1.b, la que conduzca al mayor esfuerzo.

En la zona nodal de la fig. C10.6.1.a, la reacción R equilibra las componentes verticales de las fuerzas C_1 y C_2 . Con frecuencia, los cálculos son más fáciles si la reacción R se divide en R_1 , que equilibra el componente vertical C_1 , y R_2 que equilibra la componente vertical de la fuerza C_2 , como se muestra en la fig. C10.6.1b.

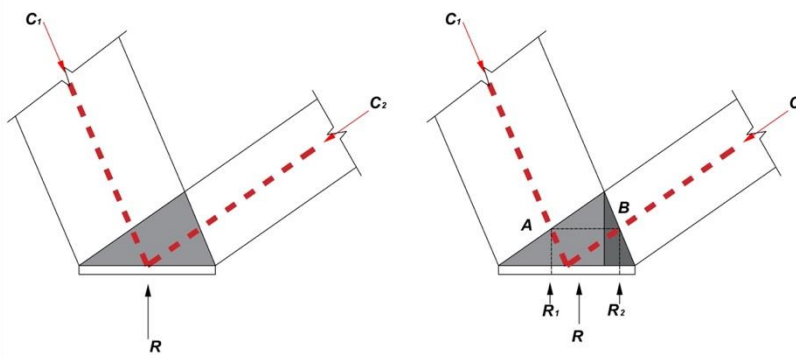


Figura C10.6.1 – Zona nodal subdividida

10.6.2 A menos que se coloque refuerzo de confinamiento dentro de la zona nodal y que sus efectos sean respaldados por ensayos y análisis, los esfuerzos de compresión efectivos, f_{ce} calculados en una cara de la zona nodal debidos a las fuerzas del modelo de puntales y tensores, no deberán exceder el valor dado por la ec. 10.6.2:

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f'_c \quad (10.6.2)$$

donde el valor de β_n está dado de acuerdo con a) a c):

- $\beta_n = 1.0$ en zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo
- $\beta_n = 0.8$ en zonas nodales que anclan un solo tensor
- $\beta_n = 0.6$ en zonas nodales que anclan dos o más tensores.

Comentario:

Los nudos en los elementos en dos dimensiones como vigas de gran peralte, pueden ser clasificados como C-C-C si todos los elementos que se intersecan en el nudo se encuentran en compresión; como nudos, C-C-T si uno de los elementos que actúa en el nudo se encuentra en tensión, y así sucesivamente, como se aprecia en la fig. C10.6.2. La resistencia efectiva a la compresión en una zona nodal está dada por la ec. 10.6.2, modificada por los valores de β_n en a), b) y c) que se aplican a los nudos C-C-C, C-C-T y C-T-T o T-T-T, respectivamente.

Los valores β_n reflejan el creciente grado de perturbación de las zonas nodales debido a la incompatibilidad de las deformaciones de tensión en los tensores y deformación de compresión en los puntales. El esfuerzo en cualquier cara de la zona nodal o en cualquier sección a través de la zona nodal no deberá exceder el valor dado en la ec. 10.6.2 modificada según los incisos a) a c).

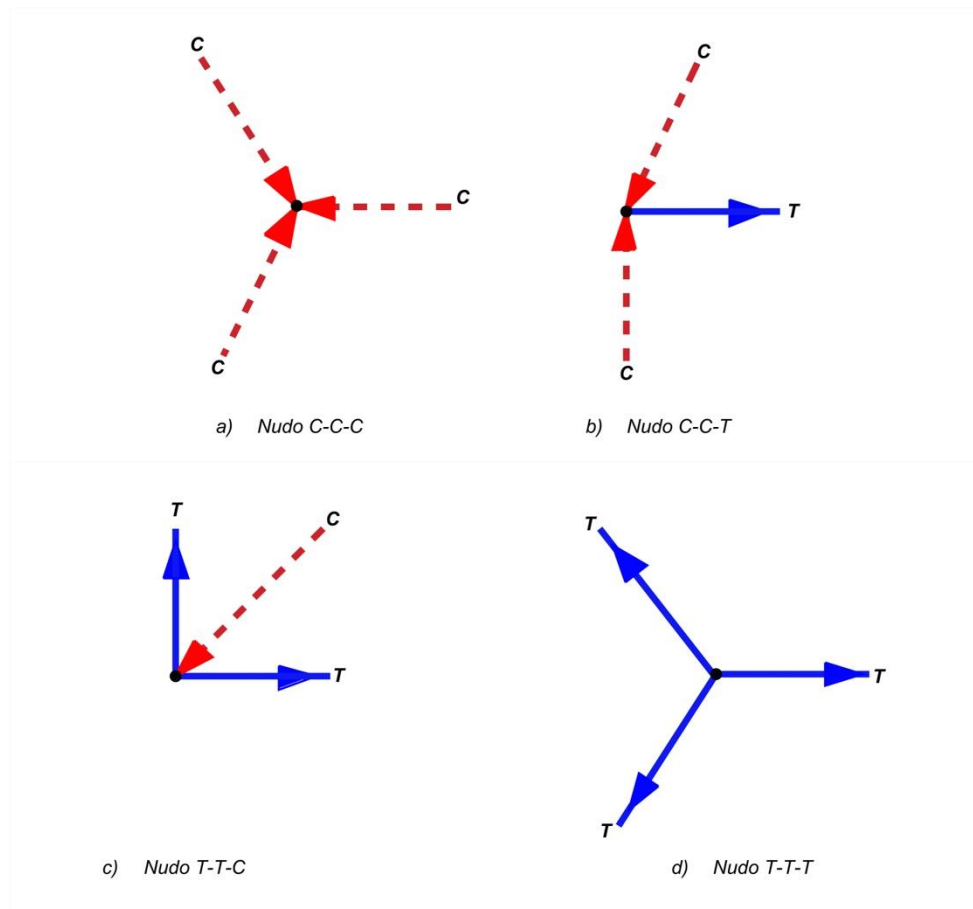


Figura C10.6.2 – Clasificación de nudos

10.6.3 El área de cada cara de una zona nodal, A_{nz} , deberá tomarse como la menor de a) y b):

- El área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción F_{ns}
- El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

10.6.4 En un modelo de puntales y tensores tridimensional, el área de cada cara de una zona nodal no deberá ser menor que la dada en el inciso a) de 10.6.3, y la forma de cada cara de las zonas nodales deberá ser similar a la forma de la proyección del extremo de los puntales sobre las caras correspondientes de las zonas nodales.

Comentario:

Esta descripción de la forma y orientación de las caras de las zonas nodales se introduce para simplificar los cálculos de la geometría de un modelo de puntales y tensores tridimensional, como se aprecia en la fig. C10.6.3.

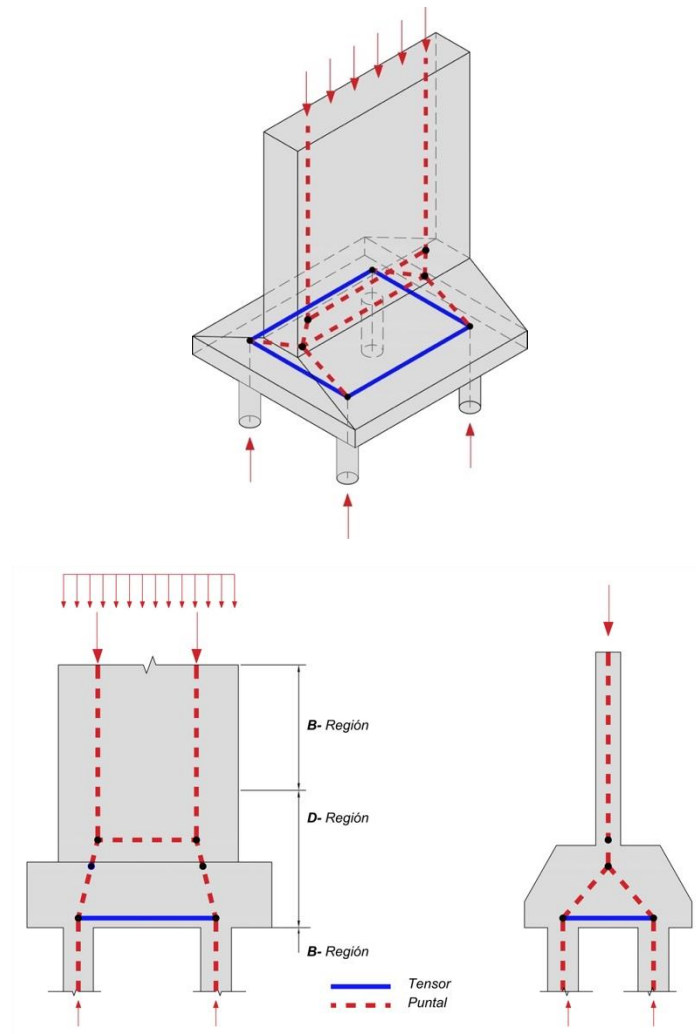


Figura C10.6.3 – Modelos de puntales y tensores tridimensionales

10.7 Nudos con barras curvas

10.7.1 Los nudos con barras curvas deberán diseñarse y detallarse de acuerdo con esta sección.

Comentario:

Un nudo de barra curva es formado por la región doblada de una barra, o barras de refuerzo continuas donde los tensores que se extiende desde la región del doblaz son intersecados por un puntal (o la resultante de dos o más puntales, como se aprecia en la fig. 10.7.5, o donde solo un tensor es anclado por medio de un doblaz de 180 grados (figura C10.7.2).

10.7.2 Si el recubrimiento libre especificado normal al plano del doblaz es $2d_b$ o mayor, el radio del doblaz r_b deberá cumplir con a) o b), pero no deberá ser menor que la mitad del diámetro de doblado especificado en 14.3:

a) Los nudos con barras curvas con dobleces de menos de 180 grados, según la ec. 10.7.2.a:

$$r_b \geq \frac{2A_{ts}f_y}{b_s f'_c} \tag{10.7.2.a}$$

b) Los tensores anclados por medio de dobleces de 180 grados, de acuerdo con la ec. 10.7.2.b

$$r_b \geq \frac{A_{ts} f_y}{w_t f'_c} \tag{10.7.2.b}$$

Comentario:

Las ecs. 10.7.2.a y 10.7.2.b tienen como intención evitar un f_{ce} que exceda el límite para nudos C-T-T dado en 10.6.2. En la ec. 10.7.2.a, b_s es el ancho del puntal perpendicular al plano del modelo de puntales y tensores. La ec. 10.7.2.a aplica sin distinción, si las fuerzas en el nudo son iguales o diferentes; cuando las fuerzas del tensor son diferentes, se usará la mayor fuerza en el tensor para determinar A_{ts} .

Los tensores anclados por dobleces de 180 grados pueden utilizarse en nudos C-C-T, como se aprecia en la fig. C10.7.2. Las ramas rectas paralelas de la barra o barras que se extienden dentro del miembro constituyen un solo tensor. La ec. 10.7.2.b tiene como intención asegurar que f_{ce} no exceda el límite en nudos C-C-T dado en 10.7.2. El ancho w_t es el ancho efectivo del tensor, como se aprecia en la fig. C10.7.2.

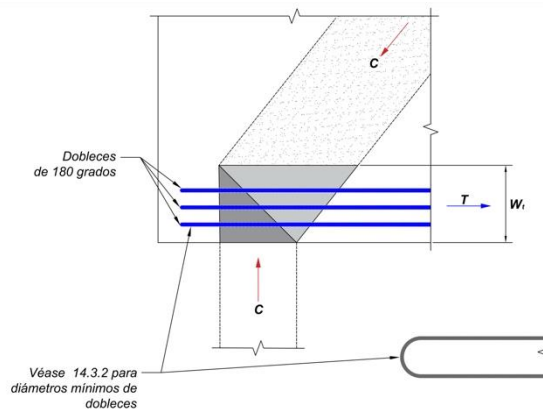


Figura C10.7.2 – Nudo C-C-T utilizando tensores anclados con dobleces de 180 grados

10.7.3 Si el recubrimiento libre especificado en la cara lateral normal al plano del dobléz es menor que $2d_b$, el valor de r_b requerido por 10.7.2 deberá multiplicarse por la relación $2d_b/c_c$, donde c_c es el recubrimiento libre especificado de la cara lateral.

Comentario:

Se requieren mayores radios de dobléz de las barras, en nudos de barras curvas para reducir las posibles fallas por hendimiento lateral, donde el recubrimiento de concreto perpendicular al plano del dobléz está limitado.

10.7.4 Si los nudos de barras curvas están formados por más de una capa de refuerzo, A_{ts} deberá tomarse como el área total de refuerzo del tensor, y r_b deberá ser el radio del dobléz de la capa de refuerzo localizada más adentro.

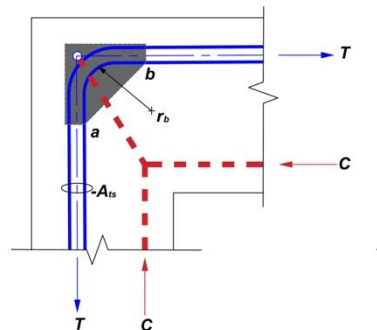


Figura 10.7.4 - Nudo de barra curva con dos capas de refuerzo (la zona nodal está sombreada)

Comentario:

En la figura 10.7.4 se ilustra el uso de un nudo de barra curva con dos capas de barras de refuerzo. En esos casos, el área total de refuerzo contribuye al esfuerzo de compresión en la cara de la zona nodal (cara a-b en la figura).

10.7.5 En uniones de rodilla, el nudo y el refuerzo deberán colocarse de tal manera que el centro de curvatura de la barra esté ubicado dentro del nudo. Las conexiones de estructuras prefabricadas deberán satisfacer 6.10.

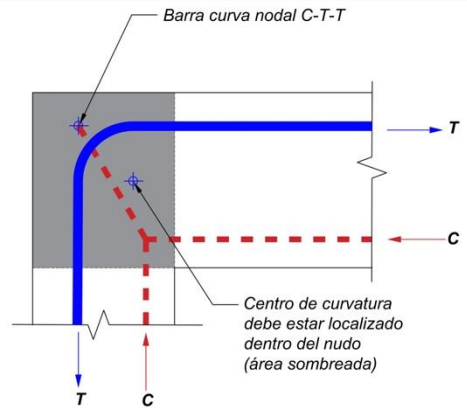


Figura 10.7.5 - Zona donde deberá localizarse el centro de curvatura en un nudo de barra curva en la esquina de un marco

Comentario:

El radio de dobléz deberá ser congruente con la geometría de la armadura usada en el modelo de puntales y tensores. En la figura 10.7.5 se ilustra la región en la cual el centro de curvatura deberá localizarse para una esquina típica del marco.

10.8 Diseño sismorresistente usando el modelo de puntales y tensores

10.8.1 Las disposiciones de esta sección se cumplirán para los elementos estructurales de ductilidad media y alta descritos en los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, respectivamente, además de los requisitos generales de las secciones precedentes, para el diseño sismorresistente usando el modelo de puntales y tensores. Las características mecánicas del concreto y del acero de refuerzo para estructuras diseñadas con ductilidad media y alta, serán las especificadas en dichos capítulos.

10.8.2 La resistencia efectiva a la compresión de los puntales determinada de acuerdo con 10.4 deberá multiplicarse por 0.8.

10.8.2.1 Los puntales deben reforzarse con al menos cuatro barras longitudinales localizadas en cada esquina del refuerzo transversal. El refuerzo transversal debe colocarse perpendicularmente a la dirección del puntal y además cumplir con a) a d):

- a) Detallado de acuerdo con el Capítulo 7 u 8, según corresponda
- b) A_{sh}/s_{bc} de acuerdo con la tabla 10.8.2.1.a
- c) La separación debe cumplir con los requisitos del Capítulo 7 u 8, según corresponda, y no deberá exceder los valores especificados en la tabla 10.8.2.1b
- d) Ser continuo a través de la zona nodal.

Tabla 10.8.2.1.a – Refuerzo transversal para puntales

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables	
A_{sh}/s_{bc} para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	Mayor de:	$0.3 \left(\frac{A_{cs}}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (a)$ $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (b)$

A_{sh} se mide desde los bordes extremos del refuerzo transversal del puntal.

Se permite configurar los estribos cerrados de confinamiento utilizando dos piezas de refuerzo como se especifica en 14.7.2.

Tabla 10.8.2.1.b – Limitaciones a la separación del refuerzo transversal

Grado del refuerzo	Separación máxima del refuerzo transversal	
Grado 42	Menor de:	$6d_b$
		150 mm
Grado 56	Menor de:	$5d_b$
		150 mm
Grado 70	Menor de:	$4d_b$
		150 mm

10.8.2.2 El refuerzo transversal deberá colocarse en cada dirección ortogonal y a través del espesor de toda la sección transversal del miembro o en la región del miembro que contenga puntales y de cumplir con a) a d):

- a) Detallado de acuerdo con el Capítulo 7 u 8, según corresponda
- b) A_{sh}/S_{bc} determinado de acuerdo con la tabla 10.8.2.2.a
- c) La separación medida a lo largo del eje longitudinal del miembro no puede exceder los valores especificados en la tabla 10.8.2.1.b
- d) La separación de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados tanto verticalmente como horizontalmente en el plano de la sección transversal del miembro no deberá exceder 200 mm. Cada gancho suplementario o cada rama de los estribos cerrados de confinamiento deberán abrazar una barra longitudinal de diámetro al menos igual o mayor.

Tabla 10.8.2.2.a – Refuerzo transversal para toda la sección del miembro

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables	
A_{sh}/S_{bc} para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	Mayor de:	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)

10.8.3 Para el refuerzo de tensores, la longitud de desarrollo deberá ser 1.25 veces la longitud determinada de acuerdo con el Capítulo 14.

10.8.4 La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal calculada de acuerdo con 10.6 deberá multiplicarse por 0.8.

Comentario:

Se aplica un factor de reducción para tener en cuenta el agrietamiento que es probable que se desarrolle en puntales ubicados en una región sometida a fuerzas cíclicas reversibles.

Debido a que el esfuerzo a fluencia real del refuerzo puede exceder el esfuerzo especificado a fluencia y es posible que se alcance endurecimiento por deformación del refuerzo, las longitudes de desarrollo para el refuerzo se determinan considerando un esfuerzo de 1.25f_y.

Se incluye una reducción de la resistencia nominal a compresión de los nudos para tener en cuenta la fluencia de los tensores y el efecto de las reversiones de carga cíclica.

11. REQUISITOS ADICIONALES PARA ELEMENTOS PRESFORZADOS

11.1 Alcance

11.1.1 Este capítulo se deberá usar para el diseño de elementos presforzados y serán aplicables todos los requisitos de los capítulos precedentes y los señalados en este capítulo. Este capítulo incluye requisitos sobre:

- Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados (véase 11.2)
- Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados (véase 11.3)
- Métodos detallados para el cálculo de pérdidas de presfuerzo (véase 11.4)
- Ganancias elásticas por cargas externas aplicadas (véase 11.5)
- Losas presforzadas (véase 11.6)
- Requisitos para el proyecto ejecutivo (véase 11.7).

11.2 Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados

11.2.1 Se deberá evaluar el presfuerzo efectivo mediante la resta de las pérdidas totales $\Delta f_{pTotal,pret}$, a corto plazo y diferidas, de acuerdo con 11.2.2 y 11.2.3, respectivamente, de conformidad con la ec. 11.2.1:

$$\Delta f_{pTotal,pret} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pT} + \Delta f_{pRA}(t) + \Delta f_{pAE} + \Delta f_{pFP} + \Delta f_{pCC} + \Delta f_{pGE} \quad (11.2.1)$$

11.2.2 Pérdidas de presfuerzo a corto plazo en elementos pretensados

11.2.2.1 Las pérdidas de presfuerzo a corto plazo que deberán ser evaluadas son las señaladas en a) a d):

- Asentamiento y deformación de anclajes, moldes y mesas de tensado, véase 11.2.2.2
- Efectos de temperatura, véase 11.2.2.3
- Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo, véase 11.2.2.4
- Acortamiento elástico en la transferencia, véase 11.2.2.5.

Comentario:

El método de estimación global de pérdidas en elementos pretensados se utiliza comúnmente, pero sólo como enfoque inicial y preliminar para diseñar dichos elementos. Las pérdidas se estiman mediante las fórmulas presentadas en 11.2.2 para pérdidas de corto plazo y en 11.2.3 para largo plazo, ya sea con los métodos simplificados. Es usual refinar, de manera iterativa, hasta llegar al diseño final definitivo. La sobreestimación o subestimación de las pérdidas pueden ser perjudiciales para el comportamiento del elemento. En normas de otros países, el método de pérdidas globales se considera obsoleto y, por tanto, ya no se incluye en ellas. En esta versión de la Norma se optó por dejar este método por la facilidad que reviste el cálculo de las pérdidas como una estimación preliminar solamente.

11.2.2.2 Pérdidas por deformación de anclaje, moldes y mesas de tensado en elementos pretensados

11.2.2.2.1 El cambio en el presfuerzo debido al acomodo del anclaje se calculará con la ec. 11.2.2.2.1:

$$\Delta f_{pA} = E_p \Delta \varepsilon_{pA} = E_p \frac{\Delta S}{L} \quad (11.2.2.2.1)$$

11.2.2.2.2 Se aceptará compensar las pérdidas calculadas mediante la aplicación de una fuerza adicional y de igual magnitud durante el tensado.

11.2.2.2.3 Para tomar en cuenta las deformaciones de acortamiento de los moldes presforzables, se deberá medir el acortamiento de manera periódica.

11.2.2.2.4 Para el caso de mesas largas de presfuerzo con muertos en ambos extremos, se deberá tomar en cuenta la rotación y deflexión vertical de la estructura donde se anclan los tendones.

11.2.2.3 Pérdida por efectos de temperaturag

11.2.2.3.1 Para presfuerzo concéntrico y para mesas de presfuerzo, las pérdidas por efectos de temperatura se calcularán con la ec. 11.2.2.3.1:

$$\Delta f_{pT} = E_p \Delta \varepsilon_{libre} = E_p \Delta T_2 \alpha_{ps} - \frac{\Delta P}{A_{ps}} \quad (11.2.2.3.1)$$

Comentario:

Cuando el acero de presfuerzo se ancla y tensa entre extremos fijos, los cambios de temperatura cambian la fuerza de tensión de los tendones. Este efecto es más notorio cuando la temperatura cambia notablemente entre el tensado y el colado.

Los esfuerzos térmicos no ocurren en moldes presforzables porque el molde se expande y contrae de manera similar a las deformaciones del tendón.

11.2.2.4 Pérdida por relajación del acero

11.2.2.4.1 Las pérdidas por relajación del acero para torones de baja relajación se deberán calcular con la ec. 11.2.2.4.1:

$$\Delta f_{pRA}(t) = f_{po} \left[1 - \frac{\log t}{45} \left(\frac{f_{po}}{f_{py}} - 0.55 \right) \right] \quad (11.2.2.4.1)$$

Comentario:

La relajación es una propiedad dependiente del tiempo después de la aplicación de la fuerza de presfuerzo, del acero de presfuerzo, que resulta en una pérdida de esfuerzo en una deformación constante. La relajación comienza inmediatamente después del tensado, por lo que por eso se considera en el cálculo de pérdidas antes de la transferencia.

11.2.2.5 Pérdida por acortamiento elástico en miembros pretensados

11.2.2.5.1 Se deberán calcular las pérdidas por acortamiento elástico por cualquiera de los tres métodos señalados en 11.2.2.5.2, 11.2.2.5.3 y 11.2.2.5.4.

Comentario:

Es importante hacer una estimación, lo más precisa posible, de las pérdidas por acortamiento elástico para cumplir los límites de esfuerzos establecidos en esta Norma inmediatamente después de la transferencia (13.3.2.2.1), que restringen la geometría del elemento, la cantidad de presfuerzo y la resistencia del concreto. También porque las deformaciones instantáneas y diferidas dependen de manera importante del acortamiento inicial y de los estados de esfuerzos en la transferencia. Un error en la estimación de pérdidas por acortamiento elástico puede resultar en errores más grandes en la predicción de flechas, contraflechas y pérdidas a largo plazo.

Las piezas con mayores esfuerzos por presfuerzo suelen experimentar mayores pérdidas por acortamiento elástico que las de menor presfuerzo. Es posible tener mayores pérdidas en miembros con concretos de menor rigidez, por lo que no se acepta usar concretos ligeros.

11.2.2.5.2 Método de la sección transformada

11.2.2.5.2.1 Las pérdidas por acortamiento elástico usando el método de la sección transformada se deberán calcular con la ec. 11.2.2.5.2.1:

$$\Delta f_{pAE} = -n_p \left(\frac{A_{ps}}{A_{transf}} + \frac{e_{transf}^2 A_{ps}}{I_{transf}} \right) f_{pbt} + n_{presf} \frac{M_{pp} e_{transf}}{I_{transf}} \quad (11.2.2.5.2.1)$$

Comentario:

En la ec. 11.2.2.5.2.1, los primeros dos términos (entre paréntesis) representan el efecto del acortamiento del torón mientras el concreto se comprime, el tercer término representa el efecto opuesto del momento debido al peso propio en la sección transversal actuando inmediatamente después de la transferencia.

11.2.2.5.3 Aproximación por sección bruta

11.2.2.5.3.1 Las pérdidas por acortamiento elástico usando el método de aproximación por sección bruta se deberán calcular con las ecs. 11.2.2.5.3.1.a y 11.2.2.5.3.1.b:

$$\Delta f_{pAE} = \left(\frac{E_p}{E_{ci}} \right) f_{ctr} \quad (11.2.2.5.3.1.a)$$

$$f_{ctr} = 0.9 \left[\left(\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i e_p^2}{I_g} \right) - \frac{M_{pp} e_p}{I_g} \right] \quad (11.2.2.5.3.1.b)$$

11.2.2.5.4 Método de un solo paso en lugar del método iterativo por sección bruta

11.2.2.5.4.1 Se permitirá calcular de manera alternativa al método iterativo por sección bruta, de manera más directa, usando la ec. (11.2.2.5.4.2.b):

$$\Delta f_{pAE} = \frac{e_p M_{pp} A_g - A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_p^2 A_g)}{A_{ps} (I_g + e_p^2 A_g) + \frac{A_g I_g}{n_p}} \quad (11.2.2.5.4.2.b)$$

Comentario:

Cuando el momento flexionante debido a carga muerta varíe a lo largo del elemento, al igual que el presfuerzo y la excentricidad, es adecuado calcular las pérdidas por acortamiento elástico en las diferentes secciones transversales críticas. Si las variaciones son pequeñas es usual hacerlo al centro del claro. El acortamiento elástico es dependiente de E_{ci} , por lo que es importante verificar el módulo de elasticidad real obtenido por medición en la transferencia, de modo de revisar y ajustar, en su caso, los valores de los cálculos de diseño. Queda abierta la posibilidad de utilizar el método iterativo por sección bruta, para obtener las pérdidas por acortamiento elástico según 11.2.2.5.4.2. Se deberá proponer un valor inicial de acortamiento elástico Δf_{pAE} utilizando propiedades de sección bruta para calcular f_{ctr} de la ec. 11.2.2.5.4.2.ac:

$$\Delta f_{pAE} = n_p f_{ctr} \quad (11.2.2.5.4.2.a.c)$$

Posteriormente, para calcular con 11.2.2.5.3.1 b y actualizar las pérdidas por acortamiento, se evaluará la precisión de la estimación inicial mediante iteraciones hasta llegar a un nivel de mejor coincidencia

11.2.3 Pérdidas de presfuerzo diferidas en elementos pretensados

11.2.3.1 Las pérdidas de presfuerzo diferidas que deberán ser evaluadas son las indicadas en a) a d):

- Flujo plástico del concreto, véase 11.3.3.2
- Contracción del concreto, véase 11.3.3.3
- Relajación del acero, véase 11.3.3.4
- Otras pérdidas, por ejemplo, por cargas externas aplicadas, véase 11.5.

11.3 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados

11.3.1 Se deberá evaluar el presfuerzo efectivo en elementos postensados mediante la resta de las pérdidas totales $\Delta f_{pTotal,post}$, a corto plazo y diferidas, de acuerdo con 11.3.2 y 11.3.3, respectivamente, de conformidad con la ec. 11.3.1

$$\Delta f_{pTotal,post} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pAE} + \Delta f_{pFP} + \Delta f_{pCC} + \Delta f_{pRA} + \Delta f_{pGE} \quad (11.3.1)$$

11.3.2 Pérdidas de presfuerzo a corto plazo en elementos postensados

11.3.2.1 Las pérdidas de presfuerzo a corto plazo que deberán ser evaluadas son las señaladas en a) a c):

- a) Fricción en el acero de presfuerzo debida a curvatura accidental o de diseño, véase 11.3.2.2
- b) Deslizamiento o penetración de los anclajes, véase 11.3.2.3
- c) Acortamiento elástico del concreto, véase 11.3.2.4.

11.3.2.2 Pérdidas por fricción en el acero de presfuerzo en elementos postensados

11.3.2.2.1 Se deberán evaluar las pérdidas por fricción a) y b):

- a) Por curvatura de diseño del tendón, representada por el coeficiente de fricción μ_p
- b) Por curvatura no intencional o por oscilación (efecto *wobble*), representada por un coeficiente de fricción k_w .

11.3.2.2.2 El efecto de la fricción en la fuerza a lo largo del torón en elementos postensados se deberá calcular de acuerdo con la ec. 11.3.2.2.2:

$$\Delta f_{PF} = T_x = T_0 e^{-(\mu_p \alpha + k_w x)} \tag{11.3.2.2.2}$$

Los valores de μ_p y k_w se tomarán de acuerdo con el tipo de acero de presfuerzo y de los ductos a utilizar según lo indicado en la tabla 11.3.2.2.2.

Tabla 11.3.2.2.2 – Valores de μ_p y k_w para el cálculo de pérdidas de presfuerzo por fricción

Tipo de acero de presfuerzo	Ducto de metal corrugado		Ducto de plástico corrugado		Ducto o tubo de acero liso		Ducto o tubo de plástico liso		Sin ducto de plástico	
	μ_p	k_w (m ⁻¹)	μ_p	k_w (m ⁻¹)	μ_p	k_w (m ⁻¹)	μ_p	k_w (m ⁻¹)	μ_p	k_w (m ⁻¹)
Tendón ^[1]	0.15 a 0.25	0.0002 a 0.0010	0.10 a 0.14	0.0002 a 0.0010	0.25 a 0.30	0	0.10 a 0.14	0	NA	NA
Tendón en elemento prefabricado y con curvatura constante ^[1]	0.15 a 0.25	0.0002 a 0.0010	0.10 a 0.014	0.0002 a 0.0010	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Tendones externos secos descubiertos ^[1]	NA	NA	NA	NA	0.25 a 0.30	0	0.12 a 0.15	0	NA	NA
Tendones lubricados ^[1]	0.12 a 0.18	0.0002 a 0.0010	NA	NA	0.25 a 0.30	0	NA	NA	NA	NA
Tendones recubiertos y extruidos	0.01 a 0.05	0.0002 a 0.0010	0.01 a 0.05	0.0002 a 0.0010	0.01 a 0.05	0	0.01 a 0.05	0	0.01 a 0.07	0.0002 a 0.0010
Barras, deformadas y lisas y redondas ^[1]	0.30	0 a 0.0007	0.30	0 a 0.0007	NA	NA	NA	NA	NA	NA

^[1] NA: no aplica.

11.3.2.2.3 Se deberá realizar el diagrama de distribución de esfuerzos en tendones, mismo deberá ser parte de la memoria de cálculo.

11.3.2.2.4 Cuando existan diferentes valores de fricción a lo largo de los tendones, se deberán considerar por separado las longitudes de tendones con fricción constante entre dos puntos (entre puntos de inflexión altos y bajos).

11.3.2.3 Pérdida por deslizamiento o penetración de los anclajes en elementos postensados

11.3.2.3.1 La pérdida debida a la fijación de los anclajes en elementos postensados, ya sea por deslizamiento o por penetración, se deberá calcular con la ec. 11.3.2.3.1:

$$\Delta f_{pA} = 2 \sqrt{\frac{E_p \Delta f_r \Delta s}{L}} \quad (11.3.2.3.1)$$

11.3.2.3.2 Se deberá tomar en cuenta el alargamiento de los tendones en el gato de presfuerzo. Para calcular el alargamiento esperado se usará la ec. 11.3.2.3.2:

$$\Delta s = \frac{f_p \text{ prom} L}{E_p} \quad (11.3.2.3.2)$$

11.3.2.3.3 La fuerza de presfuerzo promedio se calculará considerando las pérdidas por fricción causadas tanto por curvatura, como por oscilación (efecto *wobble*) y por asentamiento de anclaje.

11.3.2.3.4 Los valores de las áreas y de módulo de elasticidad de los tendones deberán verificarse con los fabricantes.

11.3.2.4 Pérdidas por acortamiento elástico en elementos postensados

11.3.2.4.1 Las pérdidas por acortamiento elástico en miembros postensados se calcularán con la ec. 11.3.2.4.1:

$$\Delta f_{pAE} = \frac{K_{AE} E_p f_{cpa}}{E_{ci}} \quad (11.3.2.4.1)$$

donde $K_{AE} = 0.5$ para miembros postensados cuando los tendones se tensan en orden secuencial a la misma tensión y $K_{AE} = 0$ si todos los tendones se tensan de manera simultánea. Con otros procedimientos de postensado, se aceptará interpolar linealmente K_{AE} entre 0 y 0.5 sólo en los casos en donde la separación de los tendones sea considerablemente amplia, tal que resulten en una mínima interacción entre los tendones adyacentes.

11.3.3 Pérdidas de presfuerzo diferidas en elementos postensados

11.3.3.1 Las pérdidas de presfuerzo diferidas en elementos postensados que deberán ser evaluadas son las indicadas en a) a d):

- Flujo plástico del concreto, véase 11.3.3.2
- Contracción del concreto, véase 11.3.3.3
- Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo, véase 11.3.3.4
- Otras pérdidas, por ejemplo, por cargas externas aplicadas, véase 11.5.

11.3.3.2 Pérdidas por flujo plástico del concreto en elementos postensados**11.3.3.2.1 Pérdidas por flujo plástico para tendones adheridos**

11.3.3.2.1.1 Las pérdidas por flujo plástico en elementos con tendones adheridos se calcularán mediante la ec. 11.3.3.2.1.1:

$$\Delta f_{pFP} = K_{FP} \left(\frac{E_p}{E_c} \right) (f_{cir} - f_{cds}) \quad (11.3.3.2.1.1)$$

Los valores de K_{FP} se tomarán de la tabla 11.3.3.2.1.1.

Tabla 11.3.3.2.1.1 - Valores de K_{FP}

K_{FP}	Tipo de elemento
2.0	Pretensado
1.6	Postensado

11.3.3.2.2 Pérdidas por flujo plástico para tendones no adheridos

11.3.3.2.2.1 Las pérdidas por flujo plástico en elementos con tendones no adheridos se determinarán mediante la ec. 11.3.3.2.2.1:

$$\Delta f_{pFP} = K_{FP} \left(\frac{E_p}{E_c} \right) f_{cpa} \tag{11.3.3.2.2.1}$$

Los valores de K_{FP} se tomarán de la tabla 11.3.3.2.1.1.

Comentario:

Las pérdidas por flujo plástico varían donde el nivel de esfuerzos del concreto cambia. Como el nivel de esfuerzos cambia constantemente a lo largo de la vida útil de la estructura, la tasa de pérdidas debido a flujo plástico también se modifica constantemente. Parte de la deformación inicial a compresión inducida en el concreto inmediatamente después de la transferencia se reduce en el concreto por la deformación a tensión resultante de las cargas muertas permanentes superimpuestas. En las ecs. 11.3.3.2.1.1 y 11.3.3.2.2.1 se supone que las pérdidas por flujo plástico son proporcionales a la deformación unitaria neta a compresión permanente en el concreto al nivel del presfuerzo.

11.3.3.3 Pérdidas por contracción del concreto en elementos postensados

11.3.3.3.1 Las pérdidas debidas a la contracción del concreto en elementos postensados se deberán calcular con la ec. 11.3.3.3.1:

$$\Delta f_{pCC} = 8.2 \times 10^{-8} K_{CC} E_p \left(1 - 0.0024 \frac{V}{S} \right) (100 - HR) \tag{11.3.3.3.1}$$

donde $K_{CC} = 1.0$ para elementos pretensados. Para elementos postensados, K_{CC} se tomará de la tabla 11.3.3.3.1.

Tabla 11.3.3.3.1 - K_{CC} para elementos postensados

Tiempo transcurrido entre el curado a vapor y la aplicación del presfuerzo, días	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{CC}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

11.3.3.4 Pérdidas por relajación del acero en elementos postensados

11.3.3.4.1 Las pérdidas debidas a relajación del acero en elementos postensados se calcularán con la ec. 11.3.3.4.1:

$$\Delta f_{pRA} = [K_{RA} - J(\Delta f_{pFP} + \Delta f_{pCC} + \Delta f_{pAE})]C \tag{11.3.3.4.1}$$

Los valores de K_{RA} y J se obtendrán de la tabla 11.3.3.4.1.a. Los valores de C para torones relevados de esfuerzo serán los indicados en la tabla 11.3.3.4.1.b y para torones de baja relación los de la tabla 11.3.3.4.1.c.

Tabla 11.3.3.4.1.a - Valores de K_{RA} y J

Tipo de tendón	K_{RA} , MPa (kg/cm ²)	J
Grado 270, cable o torón relevado de esfuerzos	140 (1 400)	0.150
Grado 250, cable o torón relevado de esfuerzos	130 (1 300)	0.140
Grado 240 o 235, cable relevado de esfuerzos	120 (1 200)	0.130
Grado 270, torón de baja relajación	35 (350)	0.040
Grado 250, cable de baja relajación	33 (330)	0.037
Grado 240 o 235, cable de baja relajación	31 (310)	0.035
Grado 145 o 160, barra relevada de esfuerzos	42 (420)	0.050

Tabla 11.3.3.4.1.b - Valores de C para torones relevados de esfuerzo

f_{pt}/f_{pu}	C
$0.75 \geq f_{pt}/f_{pu} > 0.70$	$1 + 9 \left(\frac{f_{pt}}{f_{pu}} - 0.7 \right)$
$0.70 \geq f_{pt}/f_{pu} \geq 0.51$	$1 + 9 \left[\frac{\left(\frac{f_{pt}}{f_{pu}} \right)}{0.19} \right] \left[\frac{\left(\frac{f_{pt}}{f_{pu}} \right)}{0.85} - 0.55 \right]$
$f_{pt}/f_{pu} < 0.51$	$\left(\frac{f_{pt}}{f_{pu}} \right) / 3.83$

Tabla 11.3.3.4.1.c - Valores de C para torones de baja relajación

f_{pt}/f_{pu}	C
$f_{pt}/f_{pu} \geq 0.54$	$\left[\frac{\left(\frac{f_{pt}}{f_{pu}} \right)}{0.21} \right] \left[\frac{\left(\frac{f_{pt}}{f_{pu}} \right)}{0.9} - 0.55 \right]$
$f_{pt}/f_{pu} < 0.54$	$\left(\frac{f_{pt}}{f_{pu}} \right) / 4.25$

Comentario:

La relajación de los tendones de presfuerzo depende del nivel de esfuerzos al que estará sometido dicho tendón. Debido a otras pérdidas de presfuerzo, hay una reducción continua de los esfuerzos a largo plazo del tendón, lo que ocasiona una reducción en la tasa de relajación en el tiempo. La reducción en el esfuerzo en el tendón debido al acortamiento elástico del concreto ocurre instantáneamente, mientras que las reducciones por contracción y flujo plástico suceden en un periodo de tiempo prolongado. El factor J se especifica para, de manera aproximada, tomar en cuenta estos efectos.

11.4 Métodos detallados para el cálculo de pérdidas de presfuerzo

11.4.1 Cuando el Proyectista lo juzgue pertinente, se aceptará el cálculo de pérdidas con métodos detallados. Sólo se aceptará usar los métodos presentados en ACI PRC-209.2R.

Comentario:

Los métodos detallados para estimar las pérdidas de presfuerzo son variados y pueden categorizarse como métodos basados en el paso del tiempo o métodos que ajustan el módulo de elasticidad efectivo con la edad. También es posible tomar en cuenta efectos adicionales en los esfuerzos a largo plazo de los tendones en sistemas compuestos

debido a las diferencias en contracción de los diferentes concretos. Aunque no son tan usuales en edificación pueden utilizarse para estructuras de claros muy largos que requieran obtener una estimación aproximada utilizando propiedades de materiales medidas o cuando hay secuencias constructivas inusuales con pretensados que involucran postensados posteriores o para estimar pérdidas en un determinado tiempo, ya que los métodos simplificados sólo pueden proporcionar un estimado al final de la vida útil. Al momento, no hay un consenso sobre cuál modelo es el mejor predictor del comportamiento a lo largo del tiempo ya que todos dan resultados distintos y, con frecuencia, con variabilidad significativa entre ellos.

11.5 Ganancia elástica ante cargas externas aplicadas

11.5.1 Cuando se apliquen cargas adicionales en etapas posteriores al postensado, que hagan que el acero de presfuerzo se pueda alargar, causar un incremento en la fuerza efectiva del presfuerzo y lograr una recuperación parcial de las fuerzas de presfuerzo, se deberá tomar en cuenta esta ganancia elástica.

11.5.2 Para miembros pretensados y postensados con tendones adheridos, la ganancia elástica se deberá calcular con la ec. 11.5.2:

$$\Delta f_{pGE} = n_p \Delta f_{cgp} \quad (11.5.2)$$

11.5.3 En elementos con tendones no adheridos no se aceptará considerar ganancia elástica ya que la longitud del tendón cambiará poco entre los anclajes.

11.6 Losas presforzadas

11.6.1 Losas presforzadas que trabajan en una dirección

11.6.1.1 Para el diseño de las losas presforzadas que trabajan en una dirección se deberán cumplir los requisitos aplicables de 6.6.

11.6.2 Losas presforzadas que trabajan en dos direcciones

11.6.2.1 Para el diseño de las losas presforzadas que trabajan en dos direcciones se deberán satisfacer lo establecido en 6.7 que sea aplicable.

11.6.3 Losas planas presforzadas apoyadas en columnas

11.6.3.1 Se aceptará el diseño de edificios a base de losas planas presforzadas (postensadas) apoyadas en columna si se cumple con a) a i):

- a) Se deberán cumplir los requisitos de 6.7, 7.7.2.1 y 8.11.6.1 aplicables
- b) Se deberá suministrar un sistema estructural resistente a fuerzas inducidas (SERFIS) primario reforzado con barras corrugadas capaz de resistir el sismo, sin contar con la contribución de la losa más que en su acción como diafragma para resistir cargas en su plano y distribuir las a los elementos verticales del SERCGFL
- c) La flexibilidad de la losa será tal que sus deformaciones fuera del plano no ocasionen comportamiento potencial de arco atirantado
- d) Se deberán considerar los efectos del presfuerzo de la losa en la estructura, así como los acortamientos elásticos y deformaciones a largo plazo del concreto
- e) Se revisará que la estructura no alcance ningún estado límite de falla frágil
- f) El valor de Q será el correspondiente al sistema estructural resistente a fuerzas inducidas (SERFIS) primario resistente a sismo. No se permitirá usar losas planas presforzadas para resistir el sismo en su totalidad en estructuras diseñadas con $Q=3.0$ y $Q=4.0$
- g) Para el diseño de las conexiones de la losa plana y las columnas, se hará un análisis sísmico de un modelo completo de la estructura que incluyan las losas planas y su interacción con las columnas y con el sistema estructural resistente a fuerzas inducidas (SERFIS) primario resistente a sismo. Las losas se modelarán según 3.5.3; se considerarán los momentos de inercia de las secciones de la losa sin agrietar utilizando $Q=2.0$

- h) Los tendones no adheridos estarán completamente recubiertos por un material idóneo que asegure su protección contra la corrosión. La funda o ducto deberá ser continua en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje deberán protegerse contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos estos deberán estar libres de productos corrosivos
- i) El recubrimiento mínimo sobre los tendones postensados será el mayor de 20 mm o el requerido en 4.13, 4.14 y 4.15.

11.7 Requisitos para el proyecto ejecutivo

11.7.1 Se deberán indicar las pérdidas de presfuerzo consideradas en el diseño en los planos estructurales, y se deberá asegurar que no se excederán dichas pérdidas en la planta de fabricación ni en la obra.

11.7.2 En elementos postensados deberán indicarse en los planos todos los conceptos a) a f):

- a) El valor de diseño del coeficiente de fricción por curvatura, μ_p
- b) El valor de diseño del coeficiente de fricción por desviación accidental, k_w
- c) Los intervalos aceptables para las fuerzas producidas en los cables por el gato
- d) El deslizamiento esperado en los anclajes
- e) El diagrama de tensado
- f) El detallado de las zonas de anclaje (véase 14.9).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

12. CONCRETO SIMPLE

12.1 Alcance

12.1.1 El uso de concreto simple con fines estructurales se limitará a los casos a) a e), con las excepciones de 12.1.4:

- a) Elementos que estén apoyados sobre el suelo en forma continua, o soportados por otros miembros estructurales capaces de proporcionar apoyo vertical continuo
- b) Elementos en los que la acción de arco origina compresiones bajo todas las condiciones de carga
- c) Muros restringidos lateralmente en estructuras de ductilidad baja ubicadas en la zona geotécnica I (Lomas) del Subgrupo B2
- d) Pedestales
- e) Inclusiones rígidas para el mejoramiento de suelos blandos, ya sean prefabricadas o coladas en sitio descritas en el Capítulo 9.

12.1.2 Se permitirá usar concreto simple en zapatas aisladas para soportar columnas reforzadas o pedestales, así como en zapatas corridas para soportar muros de edificaciones de no más de dos niveles construidas a base de muros de mampostería y/o de concreto diseñados con Q no mayor que 2 y ubicados en las zonas geotécnicas I (Lomas) y II (Transición).

12.1.2.1 Las zapatas corridas que soporten muros de mampostería y/o concreto deberán estar reforzadas longitudinalmente por al menos con dos barras continuas del no. 4 o más gruesas y que provean un área al menos igual a 0.002 veces el área gruesa de la sección transversal de la zapata. Se deberá dar continuidad al refuerzo longitudinal en esquinas e intersecciones.

12.1.3 En el diseño estructural de inclusiones rígidas para el mejoramiento de suelos blandos sólo será necesario revisar su resistencia al aplastamiento (véase 12.5.6). Se aceptará usar concretos Clase 1 o Clase 2 con f_c' de al menos 15 MPa (150 kg/cm²).

12.1.4 No se permite el uso del concreto simple en columnas, en losas, muros y cajones de cimentación, así como en pilas, pilotes y dados de pilotes.

Comentario:

Puesto que la integridad estructural de elementos de concreto simple depende únicamente de las propiedades del concreto, el uso de elementos estructurales de concreto simple se limita a elementos que principalmente se hallan sujetos a compresión, elementos que pueden tolerar grietas fortuitas sin detrimento de su integridad estructural y elementos en que la ductilidad no es un rasgo esencial de diseño. La resistencia a la tensión del concreto puede utilizarse en el diseño de elementos en que el aumento en los esfuerzos de tensión debido a la restricción del flujo plástico, la contracción, o los efectos de temperatura se ha considerado y reducido por medio de técnicas de construcción para evitar grietas no controladas, o cuando las grietas no controladas debidas a tales efectos restrictivos, pueden anticiparse que ocurran en tal forma que no conduzcan a una falla estructural o colapso. Puesto que el concreto simple no tiene la ductilidad necesaria que deberían tener las columnas, y debido a que una grieta fortuita en una columna no reforzada pondría en peligro, probablemente, su integridad estructural, la Norma no permite el uso de concreto simple en columnas, ni en elementos de cimentación con excepción de zapatas corridas y aisladas (véase 12.1.2), pilotes con ademe metálico permanente e inclusiones rígidas para mejoramiento de suelos blandos que no estén sujetas a esfuerzos de tensión en la cabeza. Dado que estos elementos sólo trabajan a compresión y están arriostados por el suelo en toda su altura, sólo es necesario revisar su resistencia al aplastamiento. Se acepta el uso de concreto simple en muros de contención sin esfuerzos de tensión que trabajan por gravedad.

12.2 Juntas

12.2.1 Se proporcionarán juntas de contracción o de aislamiento para dividir los miembros estructurales de concreto simple en elementos a flexión discontinuos. El tamaño de cada elemento se determinará de modo de limitar el incremento excesivo en los esfuerzos internos generados por las restricciones al movimiento originado por el flujo plástico, la contracción por secado, y los efectos de temperatura.

12.2.2 En la determinación del número y localización de las juntas de contracción o aislamiento se dará atención a los aspectos a) a f):

- a) Influencia de las condiciones climáticas
- b) Selección y proporcionamiento de materiales
- c) Mezclado, colocación y curado del concreto
- d) Grado de restricción al movimiento
- e) Esfuerzos debidos a las cargas que actúan sobre el elemento
- f) Técnicas de construcción.

12.2.2.1 No será necesario suministrar juntas de contracción transversal o constructivas donde las grietas debidas a flujo plástico, contracción y efectos de temperatura no afecten la integridad estructural y sean aceptables.

Comentario:

Las juntas en la construcción de concreto simple son una consideración importante para el diseño. En el concreto reforzado, el refuerzo se proporciona para resistir los esfuerzos debidos al flujo plástico, la contracción y los efectos de temperatura. En el concreto simple, las juntas son el único medio en el diseño para controlar y, por lo tanto, aliviar el incremento de tales esfuerzos de tensión. Un elemento de concreto simple, por lo tanto, debería ser suficientemente pequeño, o dividido en elementos más pequeños por medio de juntas, para controlar el aumento de esfuerzos internos.

La junta puede ser una junta de contracción, de aislamiento o una junta de construcción. Una reducción mínima de 25 por ciento del espesor del elemento se considera suficiente para juntas de contracción efectivas. El diseño de las juntas deberá ser tal que no se pueda desarrollar tensión axial o tensión por flexión a lo largo de la junta, después del agrietamiento.

Un ejemplo de la aplicación de 12.2.2.1 es una zapata continua que soporte un muro, en la cual las grietas por flujo plástico, contracción y cambios de temperatura no afectan su integridad estructural.

12.3 Límites de diseño

12.3.1 Los límites de diseño en elementos de concreto simple serán los señalados en la tabla 12.3.1.

Tabla 12.3.1 – Límites de diseño en elementos de concreto simple

Tipo de elemento	Alcance	Característica	Valor límite
Muro	Todos los casos (véase 12.1.1)	Espesor mínimo	El mayor de: 150 mm, $L/24$ donde L es la menor dimensión entre la longitud no restringida y la altura no restringida y $7t_{mag}$
Zapata	Todos los casos (véase 12.1.2)	Peralte mínimo	200 mm
Pedestal	Todos los casos	Altura/menor dimensión transversal	Menor o igual que 3

Comentario:

Los muros de concreto simple se limitan a estructuras ubicadas en la zona geotécnica I (Lomas) para las que no se anticipan demandas sísmicas que requieran ductilidad o refuerzo por integridad tras su agrietamiento y que estén restringidos lateralmente.

El espesor de las zapatas usualmente está controlado por la resistencia a flexión y no por la resistencia a cortante. La relación altura/menor dimensión transversal en pedestales de concreto simple no aplica para porciones del pedestal en suelos capaces de proveer restricción lateral.

12.4 Método de diseño

12.4.1 Los miembros de concreto simple se diseñarán para una resistencia adecuada de acuerdo con esta Norma, usando factores de carga y de resistencia.

12.4.2 La resistencia de diseño de miembros estructurales de concreto simple en flexión y carga axial se basarán en una relación esfuerzo–deformación lineal, tanto en tensión como en compresión.

12.4.3 No se transmitirá tensión a través de bordes externos, juntas de construcción, juntas de contracción o juntas de aislamiento de un elemento individual de concreto simple. No se supondrá continuidad en flexión debido a tensión entre elementos estructurales adyacentes de concreto simple.

12.4.4 Cuando se calcule la resistencia a flexión, carga axial y flexión combinadas, y cortante, en el diseño se considerará la sección transversal completa, con excepción de los elementos colados contra el suelo a los cuales se reducirán 50 mm al espesor total h .

12.4.5 La sección crítica para M_u será la requerida en la tabla 12.4.5.

Tabla 12.4.5 – Ubicación de la sección crítica para M_u

Elemento soportado	Ubicación de la sección crítica
Columnas o pedestal	Cara de la columna o pedestal
Columna con placa base de acero	A la mitad entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero
Muro de concreto	Cara del muro
Muro de mampostería	A la mitad entre el centro y la cara del muro de mampostería

12.4.6 La sección crítica para V_u será la requerida en 12.4.6.1 para cortante en una dirección y 12.4.6.2 para cortante en dos direcciones.

12.4.6.1 En elementos trabajando en una dirección, la sección crítica se localizará a una distancia igual a h medida desde a) y b), donde h es el peralte de la zapata:

- a) Ubicación requerida en la tabla 12.4.5
- b) La cara de cargas concentradas o áreas de reacción.

12.4.6.2 En elementos que trabajan en dos direcciones, la sección crítica se localizará de modo que el perímetro b_o sea mínimo pero que no sea más cercano que $h/2$ medido desde a) a c):

- a) Ubicación requerida en la tabla 12.4.5
- b) La cara de cargas concentradas o áreas de reacción
- c) Cambios en el peralte de la zapata.

Comentario:

Los elementos de concreto simple son dimensionados para alcanzar una resistencia suficiente utilizando cargas y fuerzas con factores de carga. Cuando las cargas factorizadas exceden la resistencia de diseño para la resistencia especificada del concreto, es posible incrementar la sección y/o la resistencia especificada del concreto de acuerdo con los requisitos de esta Norma. El diseñador debería notar, sin embargo, que el aumento de una sección de concreto puede tener un efecto perjudicial; el esfuerzo debido a la carga disminuirá, mientras que los esfuerzos debidos al flujo plástico, contracción y efectos de temperatura pueden incrementarse.

El espesor total h , para concreto colado contra suelo, es para absorber las desigualdades de la excavación y la contaminación del concreto adyacente al suelo.

12.5 Resistencia de diseño

12.5.1 El factor F_R se tomará igual a 0.60.

12.5.2 Flexión

12.5.2.1 M_R será el menor del valor calculado según la tabla 12.5.2.1, donde S_m es el módulo elástico de la sección.

Tabla 12.5.2.1 – Momento resistente M_R de elementos de concreto simple

Condición		M_R	
Compresión por flexión		$0.85 F_R f'_c S_m$	a)
Tensión por flexión	Concreto clase 1	$0.42 F_R \lambda \sqrt{f'_c} S_m$ $(1.33 F_R \lambda \sqrt{f'_c} S_m)$	b)
	Concreto Clase 2	$0.30 F_R \lambda \sqrt{f'_c} S_m$ $(1.0 F_R \lambda \sqrt{f'_c} S_m)$	c)

12.5.3 Compresión axial

12.5.3.1 P_R se calculará con la ec. 12.5.3.1:

$$P_R = 0.60 F_R f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{H_c}{32h} \right)^2 \right] \tag{12.5.3.1}$$

12.5.3.2 Se permitirá usar $H_c=0$ en la ec. 12.5.3.1 en el diseño de inclusiones rígidas para el mejoramiento de suelos blandos y de pilotes colados en sitio con ademe metálico permanente en cimentaciones profundas rodeados de suelo capaz de proveerle soporte lateral.

12.5.4 Flexocompresión

12.5.4.1 Cuando un elemento de concreto simple esté sujeto a flexocompresión, se sumarán los efectos de la carga axial y de momento suponiendo comportamiento elástico.

12.5.5 Fuerza cortante

12.5.5.1 V_R se calculará de acuerdo con la tabla 12.5.5.1, donde γ es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor. El factor λ se tomará de 2.3.3.2.

Tabla 12.5.5.1 – Cortante resistente V_R de elementos de concreto simple

Cortante	V_R		
En una dirección (elementos angostos)	$0.12 F_R \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$ $(0.35 F_R \lambda \sqrt{f'_c} b_w h)$		a)
En dos direcciones (falla cónica o piramidal alrededor de la carga)	El menor de:	$(0.5+\gamma) 0.22 F_R \lambda \sqrt{f'_c} b_o h$ $[(0.5+\gamma) 0.71 F_R \lambda \sqrt{f'_c} b_o h]$	b)
		$0.22 F_R \lambda \sqrt{f'_c} b_o h$ $[0.71 F_R \lambda \sqrt{f'_c} b_o h]$	c)

12.5.6 Aplastamiento

12.5.6.1 B_R se calculará de acuerdo con la tabla 12.5.6.1.

Tabla 12.5.6.1 – Resistencia al aplastamiento B_R de elementos de concreto simple

Condiciones geométricas	B_R		
La superficie de apoyo es más ancha en todos sus lados que el área cargada	La menor de:	$\sqrt{A_2/A_1} 0.85 F_R f'_c A_I$	a)
		$2(0.85 F_R f'_c A_I)$	b)
Otras	$0.85 F_R f'_c A_I$		c)

Comentario:

El factor de resistencia es el mismo para todas las fuerzas internas porque la resistencia a tensión por flexión y la resistencia a cortante de elementos de concreto simple dependen de la resistencia a tensión del concreto.

La tensión por flexión puede ser considerada en el diseño de elementos de concreto simple para resistir cargas, siempre que el esfuerzo calculado no exceda el permisible, y que las juntas de construcción, contracción o aislamiento sean provistas para aliviar la restricción y los esfuerzos resultantes de la tensión debida a los efectos de flujo plástico, temperatura y contracción.

En 12.5.3.1 es frecuente suponer, de manera conservadora, que el factor de longitud efectiva es igual a 1.0, tal que el muro requiera de restricción lateral.

Si la sección está sujeta a flexocompresión, es recomendable que la resultante de la carga axial esté dentro del tercio medio del espesor del muro.

Si bien es usual que la resistencia de un elemento de concreto simple está controlado por la resistencia a la tensión y no por su resistencia a fuerza cortante, en 12.5.5 se incluyen ecuaciones para calcular el cortante resistente ya que no se conocen todas las condiciones de carga a las que estará sujeto el elemento. Estos requisitos suponen una sección no agrietada y la falla por tensión diagonal cuando el esfuerzo próximo al eje centroidal iguale la resistencia a tensión del concreto. Para el cálculo de la demanda de cortante se podrán usar expresiones para vigas elásticas homogéneas.

12.6 Detallado del refuerzo en pasos y aberturas

12.6.1 Se deberán colocar al menos dos barras del no. 5, una en cada lecho, alrededor de cualquier paso o abertura. Estas barras se extenderán al menos 600 mm más allá de las esquinas de los pasos o aberturas o se deberán anclar para desarrollar f_y en tensión en las esquinas de los pasos o aberturas según 14.4.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

13 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

13.1 Alcance

13.1.1 Los estados límite de servicio para los que se establecen disposiciones reglamentarias en este capítulo son los siguientes de a) a g):

- a) Esfuerzos producidos por cargas y acciones a nivel de servicio, o sea, sin factorizar (véase 13.2)
- b) Esfuerzos permisibles en elementos de concreto presforzado bajo acciones de servicio (véase 13.3)
- c) Deflexiones en condiciones de servicio inmediatas y diferidas (véase 13.4)
- d) Agrietamiento en elementos que trabajan en una dirección (véase 13.5)
- e) Distribución de refuerzo a flexión en elementos que trabajan en una dirección (véase 13.6)
- f) Vibraciones de sistemas de piso (véase 13.7)
- g) Acero de refuerzo por contracción y temperatura (véase 13.8).

Comentario:

Para esta versión de la NTC-Concreto no se incluyó la resistencia al fuego como un estado límite de servicio particular para las estructuras de concreto; no obstante, deben revisarse los requerimientos de seguridad y resistencia al fuego indicados en la NTC-Proyecto Arquitectónico en función del uso y tamaño del edificio y del tipo de elemento, independientemente del material o sistema estructural.

13.2 Esfuerzos producidos por cargas a nivel de servicio

13.2.1 Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones exteriores en condiciones de servicio, podrán utilizarse las hipótesis de la teoría elástica de vigas señaladas en 3.6. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento producido por cargas externas, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento producido por cargas externas, se usará la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para calcular el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura, \overline{f}_f , prescrito en 2.2.7.

13.3 Esfuerzos producidos por acciones a nivel de servicio en elementos de concreto presforzado

13.3.1 Alcance

13.3.1.1 El diseño a flexión de elementos de concreto presforzado se deberá realizar usando esfuerzos permisibles en el concreto y en el acero bajo acciones de servicio y considerando los efectos de la contracción y el flujo plástico del concreto y de la relajación del acero de presfuerzo. La resistencia a flexión y a fuerza cortante de los miembros diseñados de esta manera deberá revisarse usando cargas factorizadas con lo dispuesto en el Capítulo 5.

13.3.2 Diseño por flexión de miembros de concreto presforzado

13.3.2.1 Clasificación de los miembros

13.3.2.1.1 Los elementos de concreto presforzado bajo flexión, incluyendo losas postensadas, deberán clasificarse de acuerdo con la tabla 13.3.2.1.1 con base en el esfuerzo en la fibra extrema a tensión en la zona de tensión precomprimada, suponiendo una sección sin agrietar.

Tabla 13.3.2.1.1 Clasificación de elementos presforzados

Clase	Clasificación	Comportamiento supuesto	Límites de f_t
SA	Miembro presforzado con cantidad de presfuerzo suficiente que asegura que no se agrieta en estado de servicio	Sin agrietamiento	$f_t \leq 0.6\sqrt{f_c'}$ ($f_t \leq 2\sqrt{f_c'}$)
T	Miembro presforzado o parcialmente presforzado que en estado de servicio se comporta entre no agrietado y agrietado	Transición entre agrietado y no agrietado	$0.6\sqrt{f_c'} < f_t \leq 1.0\sqrt{f_c'}$ ($2\sqrt{f_c'} \leq f_t \leq 3.2\sqrt{f_c'}$)
A	Miembro con poco presfuerzo que en estado de servicio se comporta como sección con refuerzo ordinario	Agrietado, se considera y diseña como un miembro con refuerzo ordinario	$f_t \geq 1.0\sqrt{f_c'}$ ($f_t \geq 3.2\sqrt{f_c'}$)

Comentario:

En este inciso se definen tres clases de comportamiento a flexión para miembros con presfuerzo, ya sea adherido o no adherido: sin agrietar, SA; en transición entre estado agrietado y no agrietado, T; y elementos que a pesar de tener presfuerzo se agrietan y se comportan básicamente como reforzados sin presfuerzo, A.

Las losas postensadas en ambas direcciones, que suelen tener poco refuerzo corrugado que trabaje junto con el presfuerzo, se deben diseñar como totalmente presforzadas.

Los límites entre los distintos comportamientos están dados por los esfuerzos permisibles de tensión en el concreto ante cargas de servicio.

13.3.2.2 *Requerimientos y esfuerzos permisibles para elementos presforzados bajo acciones de servicio*

13.3.2.2.1 Se usarán los requerimientos y esfuerzos establecidos en la tabla 13.3.2.2.1.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 13.3.2.2.1 - Requerimientos para estados límite de servicio

	Clase SA	Clase T	Clase A ^[1]
Comportamiento supuesto	Sin agrietamiento	Transición entre agrietado y no agrietado	Agrietado
Clasificación	Controlado a compresión	Transición	
Propiedades de las secciones para el cálculo de esfuerzos ante cargas de servicio	Sección bruta	Sección bruta	
Esfuerzo permisible en el concreto a compresión inmediatamente después de la transferencia	$0.70f_{ci}'$ para los extremos de elementos simplemente apoyados $0.60f_{ci}'$ para otros casos	$0.70f_{ci}'$ para los extremos de elementos simplemente apoyados $0.60f_{ci}'$ para otros casos	
Esfuerzo permisible en el concreto a compresión después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo	$0.45f_c'$ para presfuerzo más carga sostenida $0.60f_c'$ para presfuerzo más carga total	$0.45f_c'$ para presfuerzo más carga sostenida $0.60f_c'$ para presfuerzo más carga total	
Esfuerzo permisible de tensión en el concreto en miembros sin refuerzo en la zona de tensión, inmediatamente después de la transferencia, excepto en el extremo de vigas simplemente apoyadas	$f_t = 0.25 \sqrt{f_c'}$ ($f_t = 0.8 \sqrt{f_c'}$)	$f_t = 0.25 \sqrt{f_c'}$ ($f_t = 0.8 \sqrt{f_c'}$)	
Esfuerzo permisible de tensión en el concreto en los extremos de vigas simplemente apoyadas, inmediatamente después de la transferencia	$f_t = 0.62 \sqrt{f_c'}$ ($f_t = 2 \sqrt{f_c'}$)	$f_t = 0.62 \sqrt{f_c'}$ ($f_t = 2 \sqrt{f_c'}$)	
Esfuerzo permisible en el concreto a tensión después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo	$f_t = 0.5 \sqrt{f_c'}$ ($f_t = 1.6 \sqrt{f_c'}$)	$f_t = 0.5 \sqrt{f_c'}$ ($f_t = 1.6 \sqrt{f_c'}$)	
Esfuerzo permisible en el acero de presfuerzo por la fuerza aplicada por el gato	$\leq 0.94f_{yp}$ $\leq 0.8f_{sr}$	$\leq 0.94f_{yp}$ $\leq 0.8f_{sr}$	
Esfuerzo permisible en el acero de presfuerzo por la fuerza aplicada por el gato inmediatamente antes de la transferencia	$0.80f_{sr}$	$0.80f_{sr}$	
Esfuerzo permisible en el acero de presfuerzo después de la transferencia	$0.82f_{yp} \leq 0.74f_{sr}$	$0.82f_{yp} \leq 0.74f_{sr}$	
Esfuerzo permisible en cables de postensado, anclajes y acoplamientos después de la transferencia	$0.70f_{sr}$	$0.70f_{sr}$	
Bases para el cálculo de las deflexiones	Sección bruta	Momento efectivo de inercia de la sección agrietada	
Control del agrietamiento	Sin requerimientos	Sin requerimiento	
Cálculos de Δf_{ps} o f_s para el control del agrietamiento	Sin requerimientos	Sin requerimientos	
Refuerzo longitudinal superficial	Sin requerimiento	Sin requerimiento ^[2]	

^[1] Se deberán aplicar los requisitos para miembros con refuerzo ordinario no presforzado.

^[2] Ver 6.3.7.2.3 para el acero mínimo.

13.3.2.2.2 En elementos pretensados y prefabricados, f_{ci}' deberá ser al menos igual a 25 MPa (250 kg/cm²), concreto clase 1.

Comentario:

Sobre el esfuerzo permisible en el acero de presfuerzo por la fuerza aplicada por el gato, el límite $0.80f_{sr}$ controla para cables de baja relajación, tanto para estructuras pretensadas como postensadas. El dispositivo de anclaje debe resistir 95 por ciento de f_{sr} (véase 14.8). En el caso de elementos postensados, usualmente el límite $0.80f_{sr}$ es usado para contrarrestar las pérdidas en el proceso de tensado.

Consúltese 6.3.5.3 para el acero mínimo.

13.3.2.3 Acero de presfuerzo

13.3.2.3.1 Resistencia

13.3.2.3.1.1 La resistencia a tensión máxima, f_{sr} , para usarse en 13.3.2.2.1 deberá basarse en el tipo de presfuerzo y los datos de pruebas y del fabricante, pero no será mayor que los valores establecidos en la tabla 13.3.2.3.1.1.

Tabla 13.3.2.3.1.1 – Valores máximos de resistencia a tensión de acero de refuerzo para presfuerzo, f_{sr}

Tipo	Valor máximo f_{sr} permitido para cálculo de diseño	Norma aplicable
Torón (relevado de esfuerzo y de baja relajación)	1 860 MPa (18 600 kg/cm ²)	NMX-B-292-2018 Torón de siete alambres sin recubrimiento, con relevado de esfuerzos para concreto presforzado – Especificaciones y métodos de prueba.
Cable (relevado de esfuerzos y de baja relajación)	1 725 MPa (17 250 kg/cm ²)	NMX-B-293-2019 Alambre de acero, sin recubrimiento con relevado de esfuerzos para usarse en concreto presforzado - Especificaciones y métodos de prueba.
Barra de alta resistencia	1 035 MPa (10 350 kg/cm ²)	ASTM A-722/A722M-18-Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete.

13.3.2.3.1 Módulo de elasticidad

13.3.2.3.2.1 Se tomará el módulo de elasticidad de los datos garantizados por el fabricante.

13.4 Deflexiones en condiciones de servicio

13.4.1 Deflexiones límite

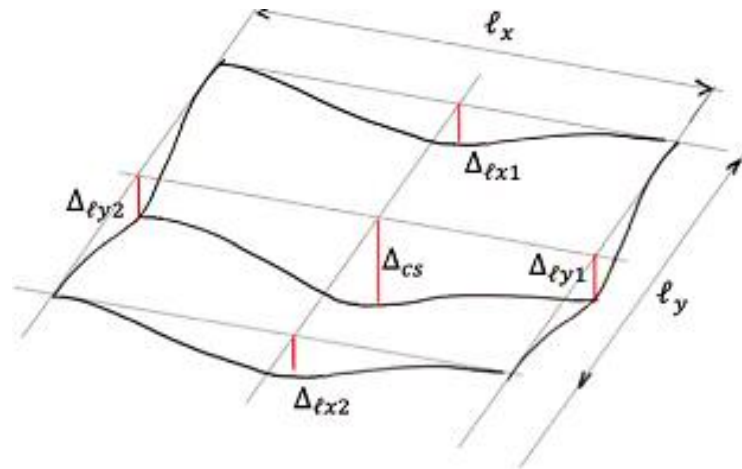
13.4.1.1 Las dimensiones de elementos de concreto deberán ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo no excedan los siguientes límites a) y b), considerando deflexiones a largo plazo:

- Si al flexionarse un elemento no se dañan otros elementos estructurales, 5 mm más el claro dividido entre 240
- Si al flexionarse un elemento se dañan otros elementos estructurales, 3 mm más el claro entre 480.

13.4.1.2 En losas en dos direcciones, los límites se considerarán usando las deflexiones relativas y el claro que producen el máximo cociente entre deflexión y claro.

Comentario:

En losas en dos direcciones es usual que los límites se revisen en más de una dirección. En la fig. C13.4.1.2 se muestran las deflexiones y los claros, medidos a centros de los apoyos, por ser revisadas en el caso de un tablero rectangular, así como las ecuaciones de los cocientes deflexión a claro.



a) $\frac{\Delta_{\ell x1}}{\ell_x}$

b) $\frac{\Delta_{\ell x2}}{\ell_x}$

c) $\frac{\Delta_{\ell y1}}{\ell_y}$

d) $\frac{\Delta_{\ell y2}}{\ell_y}$

e) $\frac{\Delta_{cs} - \left(\frac{\Delta_{\ell x1} + \Delta_{\ell x2}}{2}\right)}{\ell_y}$

f) $\frac{\Delta_{cs} - \left(\frac{\Delta_{\ell y1} + \Delta_{\ell y2}}{2}\right)}{\ell_x}$

g) $\frac{\Delta_{cs}}{\sqrt{\ell_x^2 + \ell_y^2}}$

Figura C13.4.1.2 – Deflexiones en una losa en dos direcciones para revisar los límites de deflexiones

13.4.2 Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

13.4.2.1 La deflexión total será la suma de la inmediata, calculada según 13.4.3, más la diferida, determinada de acuerdo con 13.4.4.

13.4.3 Deflexiones inmediatas

13.4.3.1 Las deflexiones que ocurren inmediatamente después de aplicar la carga en elementos no presforzados se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

13.4.3.2 A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal no presforzados se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con 2.2.8 o 2.3.2.4.2, según corresponda, y con el momento de inercia efectivo que corresponda de acuerdo con la tabla 13.4.3.2. Para elementos de concreto de peso ligero se usará el módulo de elasticidad congruente con 2.3.3.2.5.

Tabla 13.4.3.2 - Momento de inercia efectivo, I_e

Momento bajo cargas de servicio, M_{ser}	Momento de inercia efectivo, I_e	
$M_{ser} \leq (2/3) M_{ag}$	I_g	a)
$M_{ser} > (2/3) M_{ag}$	$\frac{I_{ag}}{1 - \left(\frac{(2/3)M_{ag}}{M_{ser}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{ag}}{I_g}\right)}$	b)

13.4.3.3 El momento de agrietamiento se calculará con la ec. 13.4.3.3:

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2} \tag{13.4.3.3}$$

13.4.3.4 En forma opcional, y como simplificación de la estimación anterior, se puede emplear el momento de inercia de la sección transformada agrietada, I_{ag} , en vez del momento de inercia efectivo.

13.4.3.5 En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado con la ec. 13.4.3.5:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \tag{13.4.3.5}$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la ec. 13.4.3.5 el denominador será igual a 3.

13.4.3.6 Para elementos a flexión clasificados como Clase SA según la tabla 13.3.2.2.1, se permitirá calcular las deflexiones con el momento de inercia bruto, I_g .

13.4.3.7 Para elementos a flexión clasificados como Clases A o T según la tabla 13.3.2.2.1, los cálculos de deflexiones deberán basarse en secciones agrietadas transformadas. También podrá usarse un momento de inercia efectivo, I_e , calculado con la ec. 13.4.3.7.a:

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{max}}\right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{max}}\right)^3\right) I_{ag} \tag{13.4.3.7.a}$$

donde M_{ag} se calculará según la ec. 13.4.3.7.b:

$$M_{ag} = \frac{(f_r + f_{pe})I_g}{h_2} \tag{13.4.3.7.b}$$

Comentario:

La aproximación de considerar un momento de inercia efectivo, desarrollada por Bischoff (2005) ha demostrado que las deflexiones calculadas son suficientemente cercanas a las medidas para un amplio intervalo de cuantías de refuerzo longitudinal (Bischoff y Scanlon, 2007). El momento de agrietamiento se multiplica por dos tercios para considerar la restricción que puede reducir el momento de agrietamiento efectivo, así como para considerar una resistencia reducida a tensión del concreto durante la construcción que puede causar agrietamiento y, por ello, afectar las deflexiones de servicio. Mayor información sobre los distintos métodos para calcular I_e se puede obtener en ACI 435R.

El momento efectivo de inercia de la tabla. 13.4.3.2 no es aplicable a elementos presforzados. Para ello, se usa la ec. 13.4.3.7.a. Se ha demostrado que usando el método de I_e se pueden calcular deflexiones de elementos a flexión presforzados Clases A o T, en donde el momento de agrietamiento tome en cuenta el efecto del presfuerzo de la ec. 13.4.3.7.b.

Si bien existen varios enfoques opcionales para calcular deflexiones en elementos presforzados, Bischoff et al. (2018) han recomendado un procedimiento basado en una relación momento-deflexión trilineal. Normalmente este

método sobreestima las deflexiones medidas en ensayos.

Los elementos presforzados se acortan más con el tiempo que elementos sin presfuerzo debido a la precompresión en la losa o en la viga, la cual causa flujo plástico. El acortamiento a lo largo del tiempo, producto del flujo plástico y la contracción, tienden a reducir la tensión en el acero de presfuerzo, disminuyendo la precompresión en el elemento y causando, entonces, un aumento en las deflexiones dependientes del tiempo. En Shaikh y Branson (1970) se encuentra un método para estimar el efecto del refuerzo a tensión no presforzado en la reducción del efecto por flujo plástico; una forma aproximada se puede consultar en ACI 209R y en Branson (1970).

13.4.4 Deflexiones diferidas

13.4.4.1 A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros no presforzados de concreto Clase 1 sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la deflexión inmediata, calculada de acuerdo con 13.4.3, para la carga muerta y la porción de la carga viva que actúa en forma permanente y, en su caso, el efecto del presfuerzo, por el factor determinado según la ec. 13.4.4.1:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50p'} \quad (13.4.4.1)$$

donde p' es la cuantía de acero a compresión en el centro del claro, para vigas simplemente apoyadas o continuas, y en el empotramiento, para voladizos, y ξ es un factor que depende de la duración de la carga sostenida de acuerdo con la tabla 13.4.4.1.

Tabla – 13.4.4.1 - Factor dependiente del tiempo para calcular deflexiones diferidas

Duración de la carga sostenida, meses	Valor del factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 o más	2.0

13.4.4.2 Para concreto Clase 2, los factores de la tabla 13.3.4.1 se multiplicarán por 2.

13.4.4.3 La deflexión adicional diferida en miembros de concreto presforzado se calculará tomando en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos de la contracción y del flujo plástico del concreto, así como de la relajación del acero de presfuerzo, de acuerdo con 11.2.3 y 11.3.3 para elementos pretensados y postensados, respectivamente.

13.4.5 Deflexiones en elementos de sección compuesta

13.4.5.1 Si el elemento de concreto a flexión de sección compuesta se apuntala durante la construcción, de tal manera que después del retiro de los puntales, la carga muerta se resista completamente por la sección compuesta, se aceptará considerar el elemento compuesto como equivalente de uno monolítico para el cálculo de deflexiones.

13.4.5.2 Si el elemento de concreto a flexión de sección compuesta no se apuntala durante la construcción, se deberán considerar la magnitud y duración de las cargas antes y después de alcanzar el trabajo como sección compuesta en el cálculo de las deflexiones diferidas.

13.4.5.3 Se deberán considerar las deflexiones producto de la contracción diferencial en elementos precolados y colados en sitio, así como los efectos de flujo plástico axial en elementos presforzados.

Comentario:

Si bien para el cálculo de la resistencia no se hace distinción entre elementos a flexión apuntalados y no apuntalados, sí es importante la distinción para determinar las deflexiones.

13.5 Agrietamiento en elementos que trabajan en una dirección

13.5.1 Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia igual o mayor que 420 MPa (4 200 kg/cm²) para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que el parámetro **GL** definido en la ec. 13.5.1 no exceda los valores indicados en la tabla 13.5.1, de acuerdo con la agresividad del medio a que se encuentre expuesta la estructura, según el Capítulo 4.

$$GL = f_s \sqrt[3]{d_c A} \frac{h_2}{h_1} \tag{13.5.1}$$

Tabla – 13.5.1 - Límites del parámetro GL para la condición de agrietamiento

Clasificación de exposición (según tabla 4.4.1)	Valores máximos de GL, N/mm (kg/cm)
A1	40 000 (40 000)
A2 B1 B2	30 000 (30 000)
C D	20 000 (20 000)

13.5.2 De forma alternativa a 13.5.1, se aceptará cumplir con 13.6 para determinar la separación del refuerzo en elementos que trabajan en una dirección.

Comentario:

En diversas investigaciones se ha determinado que una manera de disminuir y limitar el agrietamiento en miembros sometidos a flexión consiste en distribuir adecuadamente el refuerzo en la zona a tensión del elemento, no dejar separaciones grandes entre las barras de refuerzo y usar recubrimientos generosos. Esto se puede lograr a través del parámetro especificado en la ec. 13.5.1 propuesto por Gergely y Lutz, (1968). El significado de los términos que aparecen en esta ecuación se ilustra en la fig. C13.5.1. Se ha visto que el ancho de grietas que resultan de aplicar el método de Gergely y Lutz varía entre 0.2 y 0.4 mm, según el grado de exposición de la estructura.

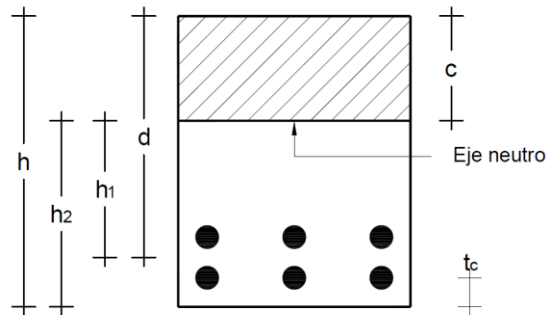


Fig. C13.5.1 – Términos que aparecen en la ec. 13.5.1

El ancho de las grietas en una estructura es muy variable. Las disposiciones de separación dadas por el método alternativo tienen la intención de limitar el ancho de las grietas superficiales de tal forma que éstas sean, en general, aceptables, pero pueden variar considerablemente en una estructura determinada.

13.6 Distribución del refuerzo a flexión en elementos que trabajan en una dirección

13.6.1 El refuerzo adherido deberá estar distribuido para controlar el agrietamiento por flexión en las zonas a tensión de losas, no presforzadas y presforzadas Clase A, y de vigas reforzadas para resistir flexión en una sola dirección.

13.6.2 La separación del refuerzo adherido más cercano a la cara a tensión no deberá exceder los límites de la tabla 13.6.2, donde c_c es la menor distancia medida desde la superficie del acero de refuerzo presforzado o de la barra corrugada hasta la cara de tensión. Los esfuerzos calculados en la barra corrugada, f_s , y la variación del esfuerzo en el acero de presfuerzo, Δf_{ps} , deberán ser determinados según 13.6.2.1 y 13.6.2.2, respectivamente.

Tabla– 13.6.2 - Separación máxima del refuerzo adherido en vigas y losas que trabajan en una dirección, no presforzadas o presforzadas Clase A

Tipo de refuerzo	Separación máxima, s , mm (cm)		
Barras corrugadas o malla de alambre corrugado soldado	La menor de:	$380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c$ $\left(38 \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5c_c \right)$	a)
		$300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$ $\left(30 \left(\frac{2800}{f_s} \right) \right)$	b)
Refuerzo presforzado adherido	La menor de:	$\frac{2}{3} \left[380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \right]$ $\left(\frac{2}{3} \left[38 \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5c_c \right] \right)$	c)
		$\frac{2}{3} \left[300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \right]$ $\left(\frac{2}{3} \left[30 \left(\frac{2800}{f_s} \right) \right] \right)$	d)
Combinación de barras o alambres corrugados y refuerzo presforzado adherido	La menor de:	$\frac{5}{16} \left[380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \right]$ $\left(\frac{5}{16} \left[38 \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5c_c \right] \right)$	e)
		$\frac{5}{16} \left[300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \right]$ $\left(\frac{5}{16} \left[30 \left(\frac{2800}{f_s} \right) \right] \right)$	f)

13.6.2.1 El esfuerzo f_s en las barras corrugadas más cercanas a la cara a tensión cuando actúan las cargas de servicio deberá calcularse a partir del momento sin factorizar, o se permitirá considerar f_s igual a $(2/3)f_y$.

13.6.2.2 La variación del esfuerzo, Δf_{ps} , en el acero de refuerzo presforzado cuando actúan las cargas de servicio deberá ser igual al esfuerzo calculado con base en el análisis de sección agrietada menos el esfuerzo de descompresión f_{dc} . Se permitirá considerar f_{dc} igual al esfuerzo efectivo en el acero de refuerzo presforzado f_{se} . El valor de Δf_{ps} no deberá ser mayor que 250 MPa (2 500 kg/cm²). Si Δf_{ps} no es mayor que 140 MPa (1 400 kg/cm²), no será necesario cumplir los límites de separación de la tabla 13.6.2.

13.6.3 Si solo hay una barra corrugada, un torón presforzado o un tendón cercano a la cara extrema a tensión, el ancho de esta cara no deberá ser mayor que el valor de s determinado a partir de la tabla 13.6.2.

13.6.4 Si el patín de una viga T se encuentra a tensión, la parte del refuerzo de flexión de tensión adherido que no se encuentra en el alma deberá distribuirse dentro de la menor distancia entre el ancho efectivo del patín, que se define en 5.2.1.4.2, y $L_n/10$. Si $L_n/10$ controla, se deberá proporcionar refuerzo adherido longitudinal adicional que cumpla con 13.8.2 en las partes externas del patín.

13.6.5 La separación del refuerzo a flexión adherido en losas que trabajan en una dirección, no presforzadas o presforzadas Clase A, y vigas sujetas a fatiga, diseñadas para ser impermeables, o expuestas a ambientes corrosivos, deberá seleccionarse con base en investigaciones y tomando en cuenta estas condiciones. En ningún caso deberá exceder los límites de 13.6.2.

Comentario:

Este criterio alternativo a 13.5 es aplicable a barras hasta de Grado 70.

Ante cargas de servicio que resulten en altos esfuerzos en el refuerzo, es de esperar agrietamiento visible y, por tanto, se requiere un detallado del refuerzo que permita controlar dicho agrietamiento. En todos los casos, por razones de durabilidad y apariencia, es preferible tener muchas grietas de poca anchura que pocas grietas de gran anchura. En estudios de laboratorio sobre barras corrugadas, se ha demostrado que el ancho de las grietas es proporcional al esfuerzo del refuerzo en condiciones de carga de servicio. Las variables más relevantes son el espesor del recubrimiento del concreto y la separación del refuerzo (Gergely y Lutz 1968; Kaar 1966; Base et al. 1966). Se ha encontrado que varias barras con una separación moderada son mucho más efectivas para controlar el agrietamiento que una o dos barras de mayor diámetro con área equivalente.

Con la separación del refuerzo requerida en 13.6.2 se limita al control del agrietamiento (Beeby 1979; Frosch 1999). Para el caso de vigas reforzadas con refuerzo Grado 42 y recubrimiento de 50 mm al refuerzo principal de flexión, con f_s igual a 280 MPa (2 800 kg/cm²), la separación máxima de las barras será 250 mm.

La contribución de las grietas a la corrosión del refuerzo es controversial. Datos experimentales (Darwin et al. 1985; Oesterle 1997) muestran que la corrosión del refuerzo no está claramente correlacionada con el ancho de las grietas superficiales cuando éstas se encuentran en el intervalo de esfuerzos debidos a cargas de servicio. Por esta razón, en el método alternativo de 13.6, no se hace diferencia entre exposición interior y exterior.

Solo el refuerzo a tensión más cercano a la cara a tensión del elemento será considerado en la selección del valor de c_c utilizado para calcular los requisitos de separación. Para tener en cuenta el refuerzo presforzado, como los torones, que tienen características de adherencia menos eficientes que el refuerzo corrugado, en la tabla 13.6.2 se utiliza un factor de eficiencia de dos tercios.

En elementos postensados diseñados como agrietados (Clase A) es conveniente usar acero de refuerzo corrugado para controlar el agrietamiento; éste es el caso cubierto por las disposiciones de los renglones a) y b) de la tabla 13.6.2. El refuerzo adherido requerido en otras disposiciones de esta Norma también es aceptable como refuerzo para el control de agrietamiento.

En casos de que el control del agrietamiento sea crítico, es recomendable reducir el valor de f_s .

La hipótesis de tomar a f_{dc} igual a f_{se} , y de establecer un límite de 250 MPa (2 500 kg/cm²) para Δf_{ps} es equivalente a la tensión máxima permitida en el refuerzo de Grado 42 (f_s igual a 280 MPa o 2 800 kg/cm²). La exención para miembros con Δf_{ps} menores que 140 MPa (1 400 kg/cm²) refleja que muchas estructuras diseñadas por el método de esfuerzos de trabajo (o esfuerzos permisibles) y con esfuerzos del refuerzo bajos han cumplido con el estado límite de servicio de agrietamiento debido a esfuerzos por flexión bajos.

En vigas T, la distribución del refuerzo a momento negativo para el control de agrietamiento deberá tener en cuenta dos consideraciones: 1) una gran separación del refuerzo a lo largo de todo el ancho efectivo del patín puede provocar la formación de algunas grietas anchas en la losa cerca del alma; y 2) poca separación cerca del alma deja sin protección las partes exteriores del patín. La limitación de una décima parte del claro es para evitar una separación demasiado amplia, y se requiere algún refuerzo adicional para proteger las partes exteriores del patín. Si las vigas T son diseñadas para resistir momentos negativos debido a cargas gravitacionales y de viento, todo el refuerzo de tensión requerido para resistencia se ubica dentro del ancho efectivo del patín y $L_n/10$, lo que sea menor. La práctica común es colocar más de la mitad del refuerzo sobre el alma de la viga. Para vigas T que resisten combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos, todo el refuerzo colocado dentro del ancho efectivo del patín puede contribuir a la resistencia a flexión de la viga para la distorsión de diseño, como se indica en 8.4.3.2 para estructuras de ductilidad alta.

Aunque se han realizado varios estudios, no se dispone de pruebas experimentales claras con respecto al ancho de grieta más allá del cual existe peligro de corrosión (ACI 222R). Las pruebas de exposición indican que la calidad del concreto, una compactación adecuada y un recubrimiento de concreto amplio pueden ser de mayor importancia para la protección contra la corrosión que el ancho de la grieta en la superficie del concreto (Schießl y Raupach 1997). Los requerimientos relacionados con el aumento del recubrimiento de concreto y la durabilidad del refuerzo, así como con la durabilidad del concreto se encuentran en el Capítulo 4., mientras que los necesarios para lograr resistencia al fuego de dos o más horas, se encuentran en el Apéndice A de la NTC-Proyecto Arquitectónico.

13.7 Vibración en sistemas de piso

13.7.1 Criterios generales

13.7.1.1 Los sistemas de piso con elementos estructurales cuyos peraltes sean menores que los señalados en las tablas 6.6.3.1.1 y 6.7.3.1.2 deberán revisarse por vibración de acuerdo con lo señalado en 13.7.2.

13.7.1.2 También deberán revisarse por vibración de acuerdo con lo señalado en 13.7.2 los elementos estructurales señalados en a) a c).

- a) Los que formen parte de edificios para salas de espectáculos, centros de reunión, clubes deportivos y de todas las construcciones en que pueda ocurrir aglomeración de personas
- b) Los que formen parte de edificios utilizados para actividades rítmicas como danza, conciertos, ejercicios a saltos o gimnásticos cuya frecuencia de vibración sea menor que 10 Hz
- c) Edificios industriales en los que coloquen maquinaria y equipo que produzcan vibraciones.

13.7.1.3 Los edificios susceptibles de vibración lateral bajo cargas de viento serán diseñados para que las vibraciones no tengan efectos adversos significativos en el confort de los usuarios del edificio. Se aplicará lo especificado en el Capítulo 8 de la NTC-Viento.

13.7.2 Percepción humana

13.7.2.1 Se aceptará considerar que la sensibilidad humana a la vibración estructural sea principalmente función de la aceleración. Se permitirá cuantificar la sensibilidad humana en términos de la amplitud y de la frecuencia empleando un factor de sensibilidad, **K**, definido en la ec. 13.7.2.1, donde $f_0=10$ Hz:

$$K = \frac{\delta}{2} \frac{f^2}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^2}} \tag{13.7.2.1}$$

13.7.2.2 En la tabla 13.7.2.2 se relacionan valores de **K** y la intensidad perceptible de vibración.

Tabla 13.7.2.2 - Percepción humana para distintos valores de K

Valores de K	Percepción humana
$K \leq 1.60$	Aceptable
$1.60 < K \leq 10$	Soportable
$K > 10$	No soportable

13.7.2.3 Los parámetros δ , amplitud de la vibración del elemento estructural en mm, y f , frecuencia de vibración en Hz, de la ec. 13.7.2.1, se podrán determinar experimentalmente o se podrán calcular como se indica en 13.7.2.4 a 13.7.2.8.

13.7.2.4 Para calcular δ , se deberá aplicar la ec. 13.7.2.4:

$$\delta = \rho \Delta_s \tag{13.7.2.4}$$

donde ρ es un factor de amplificación dinámica que puede calcularse con la ec. 13.7.2.5, y Δ_s es el desplazamiento estático del elemento que puede calcularse como se indica en 13.7.2.7.

13.7.2.5 El factor de amplificación dinámica ρ se calculará con la ec. 13.7.2.5:

$$\rho = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{f_e}{f}\right)^2\right]^2 + \left(2\beta \frac{f_e}{f}\right)^2}} \quad (13.7.2.5)$$

donde la frecuencia de excitación, f_e , puede suponerse igual a 1.5 Hz, cuando la excitación sea debida a actividades como bailes, saltos o eventos deportivos, y que el factor de amortiguamiento, β , tenga un valor de al menos 0.05.

13.7.2.6 La frecuencia natural fundamental, f , para sistemas de piso, apoyados sobre muros o sobre vigas (fig. 13.7.2.6), se podrá calcular con las ecs. 13.7.2.6.a y 13.7.2.6.b, respectivamente:

$$f = \frac{0.87}{\pi} C \sqrt{\frac{(15a_2^4 + 8a_1^4)E_c h^3}{(a_1 a_2)^3 (m_{losa})}} \quad (13.7.2.6.a)$$

$$f = 0.18 \sqrt{\frac{g}{C_1 \Delta_{viga} + 0.59 C_2 \Delta_{losa}}} \quad (13.7.2.6.b)$$

donde

$$C = 0.83 + 0.43 \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2 \quad (13.7.2.6.c)$$

$$C_1 = 1.56 \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^{0.29} \quad (13.7.2.6.d)$$

$$C_2 = 1.18 \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^{-0.69} \quad (13.7.2.6.e)$$

y m_{losa} es la masa de la losa calculada del peso propio de la losa más las cargas de servicio (sin factorizar).

13.7.2.7 El desplazamiento estático Δ_s de la ec. 13.7.2.4 será igual a Δ_{losa} en el caso de losas apoyadas sobre muros (ec. 13.7.2.7.b), e igual a $\Delta_{losa} + \Delta_{viga}$, afectadas de los parámetros C_1 y C_2 , en el caso de losas apoyadas sobre vigas (ec. 13.7.2.7.a y 13.7.2.7.c) (véase fig. 13.7.2.6).

$$\Delta_{viga} = \frac{w(0.5a_1 a_2 - 0.25a_1^2)a_2^3}{384EI_v} + \frac{w_v a_2^4}{384EI_v} \quad (13.7.2.7.a)$$

$$\Delta_{losa} = \frac{w a_1^4}{384EI_{losa}} \quad (13.7.2.7.b)$$

$$\Delta_s = w_p \left(\frac{(0.5a_1 a_2 - 0.25a_1^2)a_2^3}{384EI_v} C_1 + \frac{a_1^4}{384EI_{losa}} C_2 \right) \quad (13.7.2.7.c)$$

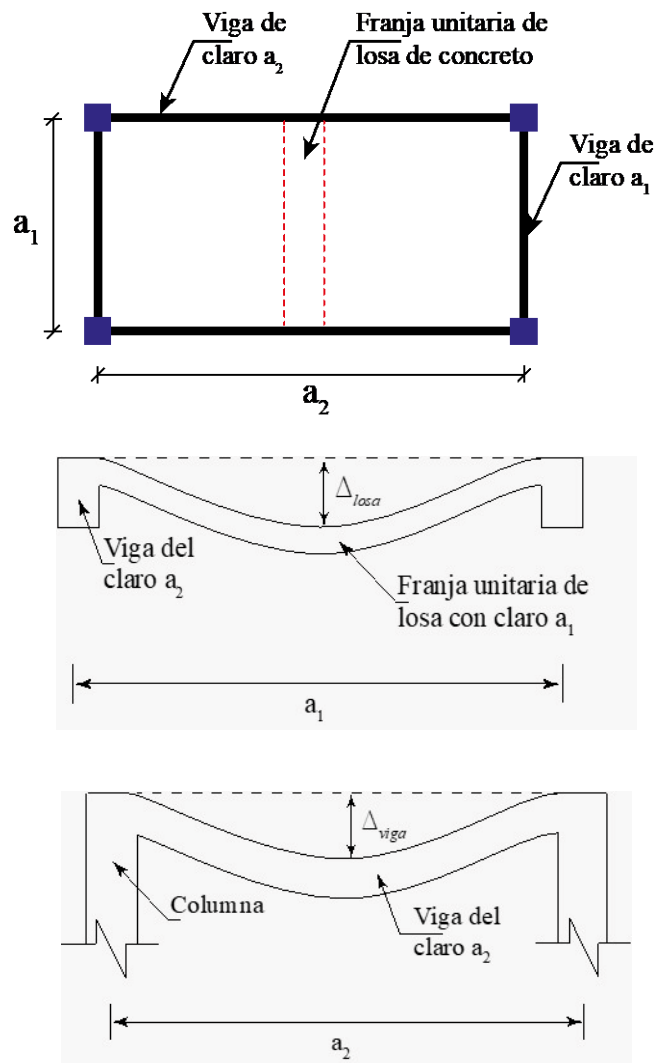


Figura 13.7.2.6 – Parámetros para calcular frecuencia natural y desplazamientos estáticos de losas y vigas

13.8 Acero de refuerzo por contracción y temperatura

13.8.1 Alcance

13.8.1.1 Se deberá colocar acero por contracción y temperatura de acuerdo con 13.8.1.2 y 13.8.2.

13.8.1.2 En elementos estructurales restringidos a cambios volumétricos, se desarrollan esfuerzos de tensión que deben considerarse en el diseño y durante la construcción.

13.8.2 Acero por contracción y temperatura

13.8.2.1 Criterios generales

13.8.2.1.1 Se aceptará omitir el cálculo de las fuerzas internas (momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales) producidas por contracción y temperatura, pero el porcentaje de refuerzo colocado no deberá ser menor que 0.0018 en cualquier sección.

13.8.2.1.2 En todas las secciones donde se requiera, las barras corrugadas que resistan esfuerzos de contracción y temperatura se deberán detallar para desarrollar f_y a tensión.

13.8.2.1.3 El acero de presfuerzo usado para resistir los esfuerzos debidos a contracción y temperatura deberá cumplir con la tabla 13.3.2.3.1.1 y el presfuerzo efectivo después de pérdidas deberá proveer un esfuerzo de compresión promedio, basado en el área gruesa de concreto, de al menos 0.7 MPa (7 kg/cm²).

13.8.2.1.4 Para losas prefabricadas en una dirección y tableros de muros en una dirección presforzados y prefabricados, no se requiere el refuerzo de contracción y temperatura en dirección perpendicular al refuerzo para flexión si se cumplen los requisitos a) a c):

- a) Los miembros prefabricados no tienen un ancho mayor que 4 m
- b) Los miembros prefabricados no están conectados mecánicamente como para causar una restricción en la dirección transversal
- c) No se requiere refuerzo para resistir esfuerzos transversales de flexión transversal.

Comentario:

Los cambios volumétricos del concreto por contracción y temperatura producen esfuerzos de tensión que, sumados a los producidos por flexión, pueden provocar grietas en los elementos estructurales. Una manera de controlar estos agrietamientos se basa en establecer un porcentaje mínimo de acero de refuerzo por contracción y temperatura, una adecuada distribución y colocación del acero de refuerzo y una limitación a los esfuerzos de tensión por flexión en el acero.

Se coloca refuerzo por contracción y temperatura ortogonal al refuerzo principal con objeto de minimizar el agrietamiento y para amarrar las partes de la estructura. Estos requisitos no son aplicables a losas sobre rasante. La cuantía mínima de acero corrugado (en forma de barras y mallas de alambre soldado), basada en el área gruesa de concreto, de 0.0018 es un valor empírico que ha resultado satisfactorio. El área de refuerzo resultante se puede distribuir cerca de alguna de las caras del elemento o se puede distribuir entre las dos caras del elemento, según se estime conveniente.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

14. DETALLADO DEL REFUERZO

14.1 Alcance

14.1.1 Este capítulo se aplicará para el detallado del refuerzo, incluidos:

- a) Separación mínima entre barras (véase 14.2)
- b) Doblecés (véase 14.3)
- c) Longitud de desarrollo del refuerzo (véase 14.4)
- d) Uniones de refuerzo (véase 14.5)
- e) Paquetes de barras (véase 14.6)
- f) Refuerzo transversal (véase 14.7)
- g) Anclaje y uniones en concreto postensado (véase 14.8)
- h) Zonas de anclaje para postensado (véase 14.9)
- i) Anclaje de conectores postinstalados (véase 14.10)
- j) Inclusiones (véase 14.11).

Comentario:

Este capítulo fue reorganizado para la versión 2023 de esta Norma. Se ordenaron las secciones de acuerdo con el proceso de detallado seguido durante el diseño. Se revisaron los requerimientos sobre separación mínima entre barras y dobleces. Se actualizaron los correspondientes al cálculo de longitudes de desarrollo de barras sujetas a tensión, rectas y con dobleces, así como de traslape de barras. Asimismo, se incluyeron requisitos específicos sobre la longitud de desarrollo de barras con cabeza. Se añadió una sección sobre anclaje de conectores postinstalados. Se incluye en este capítulo lo relativo al anclaje y uniones en concreto postensado, así como al detallado de zonas de anclaje.

Todos los requisitos relativos a las barras, alambres y torones están basados en el diámetro nominal del refuerzo, de conformidad con los estándares NMX y ASTM aplicables. Las dimensiones nominales son equivalentes a aquellas de un refuerzo de sección circular que tiene el mismo peso por unidad de longitud que las designaciones en los estándares mencionados. Las áreas transversales del refuerzo se determinan a partir de las dimensiones nominales.

14.2 Separación mínima entre barras de refuerzo

14.2.1 La separación mínima libre entre barras paralelas no presforzadas (excepto entre capas de barras en vigas y en columnas) no será menor que 25 mm, d_b , ni que $1.5t_{mag}$.

14.2.2 Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre capas no será menor que d_b , ni que 20 mm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

14.2.3 En columnas, pedestales, puntales y elementos de borde de muros, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que $1.5d_b$, $1.5t_{mag}$ ni que 40 mm.

14.2.4 En el caso de torones pretensados en los extremos de un miembro, la separación mínima a centros, s , será el mayor valor entre el obtenido de la tabla 14.2.4 y $(1.5t_{mag} + d_b)$.

Tabla 14.2.4 - Separación mínima a centros de torones pretensados en los extremos de un miembro

f'_{ci} , MPa (kg/cm ²)	Diámetro nominal del torón, mm (pulg)	Separación mínima, s
< 30 (300)	Todos	$4d_b$
≥ 30 (300)	< 12.7 mm (0.5 pulg)	$4d_b$
	12.7 mm (0.5 pulg)	45 mm
	15.2 mm (0.6 pulg)	50 mm

14.2.5 En el caso de alambres pretensados en los extremos de un miembro, la separación mínima a centros, s , será la mayor de $5d_b$ y $(1.5t_{mag} + d_b)$.

14.2.6 Se aceptará reducir la separación vertical del acero de presfuerzo en el tramo central del claro, incluyendo la formación de paquetes.

14.2.7 La separación mínima libre entre barras paralelas no presforzadas en elementos hechos con concreto lanzado deberá cumplir con a) o b):

- a) La separación libre entre barras será al menos $6d_b$ o 65 mm
- b) Si se coloca el refuerzo en dos capas, la separación libre entre barras en la capa más cercana a la boquilla de lanzado será de al menos $12d_b$. La separación libre entre barras en la otra capa satisfará a).

14.2.7.1 Se permitirá usar una separación distinta de lo establecido en 14.2.7.a y 14.2.7.b si se elaboran paneles de prueba con los que se demuestre que todas las barras de refuerzo quedan embebidas en el concreto y que cumplan con a) y b). La aprobación deberá ser suscrita por el Director, con el visto bueno del Corresponsable, si es el caso.

- a) Los paneles de prueba serán representativos de la configuración del acero de refuerzo más compleja en el proyecto
- b) Con objeto de verificar que el concreto rodea las barras de refuerzo, el Proyectista especificará el número y espesor de los paneles, así como la frecuencia de lanzado por operador y por cada tipo de miembro.

14.2.8 En el caso de torones de presfuerzo en elementos hechos con concreto lanzado, la separación mínima a centros, s , deberá satisfacer 14.2.4, con la excepción permitida en 14.2.6.

14.2.9 En el caso de alambres de presfuerzo en elementos hechos con concreto lanzado, la separación mínima a centros, s , deberá satisfacer 14.2.5, con la excepción permitida en 14.2.6.

14.2.10 En el caso de estribos en columnas hechas con concreto lanzado, la separación mínima libre será 70 mm. Si se usa refuerzo helicoidal (zunchos) en columnas hechas con concreto lanzado, la separación máxima será 70 mm.

14.2.10.1 Se aceptará usar una separación libre distinta de 70 mm si se demuestra, mediante paneles de prueba que cumplan con 14.2.7.1, que el concreto rodea los estribos o el refuerzo helicoidal. La aceptación deberá ser suscrita por el Director.

Comentario:

Los límites mínimos de separación entre barras se establecieron originalmente con el fin de permitir el flujo rápido del concreto en los espacios comprendidos entre barras y entre las barras y la cimbra sin que se presente segregación, así como con el propósito de evitar la concentración de barras en el mismo plano que pueda causar agrietamiento por cortante o contracción. El uso del diámetro nominal de las barras y el tamaño máximo del agregado para definir la separación mínima permite establecer criterios uniformes para barras de todos los tamaños y agregados de diferentes tamaños máximos. Las longitudes de desarrollo de 14.4 dependen de la separación entre barras y del recubrimiento. Por tanto, en algunos casos puede ser ventajoso usar separaciones y recubrimientos mayores que los valores mínimos.

Las separaciones máximas se pueden encontrar en 13.6.

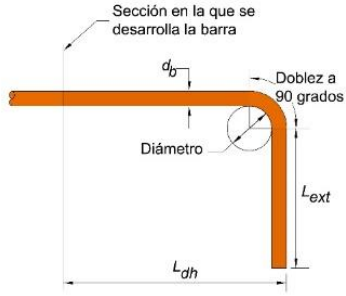
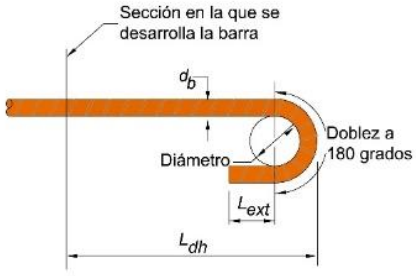
La disminución de la separación entre torones para resistencias del concreto al momento de transferencia iguales a o mayores que 30 MPa (300 kg/cm²) se tomó del ACI CODE-318-19 (Russell y Burns, 1996).

Para la construcción de paneles de prueba de concreto lanzado se recomienda consultar el ACI PRC-506R; más información sobre la evaluación de concreto lanzado se puede revisar en ACI PRC-506.4R. No es usual construir columnas con concreto lanzado en estructuras nuevas debido a la baja separación del refuerzo transversal (estribos y refuerzo helicoidal). En caso de usar separaciones del refuerzo transversal menores que las señaladas en 14.2.10 se considera necesaria la aprobación del Director, la cual se fundamentaría en la verificación en paneles de prueba de que el concreto lanzado rodea el acero de refuerzo.

14.3 Dobleces estándar del refuerzo

14.3.1 Los dobleces estándar para desarrollar fluencia en barras de refuerzo deben satisfacer la tabla 14.3.1.

Tabla 14.3.1—Geometría de dobleces estándar para desarrollar fluencia en barras corrugadas a tensión

Tipo de doblez estándar	Tamaño de la barra	Diámetro interior del doblez, mm	Tramo recto ^[1] L_{ext} , mm	Tipo de doblez estándar ^[2]
90 grados	No. 3 a no. 8	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 9 a no. 12	$8d_b$		
	No. 14 a no. 18	$10d_b$		
180 grados	No. 3 a no. 8	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 9 a no. 12	$8d_b$		
	No. 14 a no. 18	$10d_b$		

^[1] Un doblez estándar de barras corrugadas en tensión incluye el diámetro interior del doblez y la longitud de la extensión recta. Se permitirá usar una extensión recta mayor que la especificada al final de un doblez. Una extensión recta mayor que la especificada no deberá considerarse para incrementar la resistencia de anclaje del doblez.

^[2] Véase 14.4.3 para calcular la longitud de desarrollo de barras con dobleces.

14.3.2 Los diámetros interiores mínimos para doblar barras usadas como refuerzo transversal y la geometría de los dobleces estándar para anclar estribos, grapas y refuerzo helicoidal (zunchos) deberán cumplir con la tabla 14.3.2. Los dobleces estándar deberán abrazar al refuerzo longitudinal.

Tabla 14.3.2 - Diámetros interiores mínimos y geometría de dobleces estándar para estribos, grapas y refuerzo helicoidal

Tipo de doblez estándar	Tamaño de la barra	Diámetro interior del doblez, mm	Tramo recto ^[1] L_{ext} , mm	Tipo de doblez estándar
90 grados	No. 3 a no. 5	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 80 mm	
	No. 6 a no. 8	$6d_b$	$12d_b$	
135 grados	No. 3 a no. 5	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 80 mm	
	No. 6 a no. 8	$6d_b$		
180 grados	No. 3 a no. 5	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 70 mm	
	No. 6 a no. 8	$6d_b$		

^[1] Un doblez estándar de estribos y refuerzo helicoidal incluye el diámetro interior del doblez y la longitud de la extensión recta. Se permitirá usar una extensión recta mayor que la especificada al final de un doblez. Una extensión recta mayor que la especificada no deberá considerarse para incrementar la resistencia de anclaje del doblez.

14.3.3 Los diámetros interiores mínimos para doblar estribos hechos con alambres soldados no deberán ser menores que $4d_b$ si se usan alambres corrugados mayores que calibre 0 (7.79 mm de diámetro) y que $2d_b$ para cualquier otro tipo de alambre. Los dobleces con diámetros interiores menores que $8d_b$ deberán ubicarse a una distancia al menos igual a $4d_b$ medida desde la siguiente intersección soldada.

14.3.4 Para estructuras de ductilidad baja (Capítulo 6), ductilidad media (Capítulo 7) y ductilidad alta (Capítulo 8), los dobleces de estribos y refuerzo helicoidal deben satisfacer a) y b):

- a) El doblez mínimo será de 90 grados para refuerzo helicoidal (zunchos) y estribos circulares y de 135 grados para el resto
- b) El doblez deberá rodear el refuerzo longitudinal y la extensión deberá proyectarse al interior del estribo.

14.3.5 Para estructuras de ductilidad baja (Capítulo 6), las grapas deben cumplir con a) a d):

- a) Las grapas deben ser hechas de una sola pieza
- b) En sus dobleces, deben abrazar las barras perimetrales de refuerzo longitudinal perimetral
- c) Se aceptarán grapas con un doblez de 135 grados en un extremo y de al menos 90 grados en el otro extremo si los dobleces a 90 grados, alrededor de una misma barra longitudinal, se alternan con los de 135 grados
- d) El tramo recto del doblez de las grapas deberá cumplir con lo señalado en la tabla 14.3.2.

14.3.6 Para estructuras de ductilidad media (Capítulo 7) y ductilidad alta (Capítulo 8), las grapas deben cumplir con a) a c):

- a) Las grapas deben ser hechas de una sola pieza
- b) Deberán tener dobleces en cada extremo de al menos 135 grados con un tramo recto cuya longitud sea la indicada en la tabla 14.3.2
- c) En sus dobleces, deben abrazar las barras perimetrales de refuerzo longitudinal perimetral.

14.3.7 El refuerzo debe doblarse en frío antes de su colocación, a menos de que el Responsable permita otros métodos.

14.3.8 Se aceptará doblar el acero de refuerzo embebido en el concreto con calor en estructuras de ductilidad baja (Capítulo 6) y que cumplan con a) a f):

- a) Se aceptarán dobleces de hasta 90 grados y cuyos diámetros internos cumplan con 14.3.1
- b) Si se presentan casos de agrietamiento o rotura de las barras, se aceptará calentar a una temperatura máxima de 1 088 K (815 °C)
- c) Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden traslaparse fuera de la región de doblado y se deberá cumplir con 14.5
- d) Si la zona de doblado se encuentra a 150 mm o menos del concreto, se deberá aplicar algún sistema de aislamiento de protección del concreto
- e) Se acepta controlar la temperatura de calentamiento por medio de crayones térmicos o cualquier otro medio adecuado
- f) No se aceptará enfriar las barras calentadas por medios artificiales (agua o aire a presión) sino hasta que su temperatura haya descendido a por lo menos 588 K (315°C).

14.3.7.1 No se permitirá doblar acero de refuerzo con calor en estructuras de ductilidad media (Capítulo 7) y de ductilidad alta (Capítulo 8).

Comentario:

En esta Norma se usa el término “doblez” como equivalente al término “gancho” empleado en la práctica de diseño y construcción. Los dobleces estándar de barras de refuerzo se expresan como múltiplos del diámetro interno de la barra porque éste es más sencillo de medir que el radio del doblez. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de doblado son la capacidad de la barra de refuerzo a doblarse sin rotura y la prevención del aplastamiento del concreto dentro del doblez.

Los dobleces de estribos y refuerzo helicoidal están limitados para barras del no. 8 o menores. Los dobleces a 90 grados, con extensión de $6d_b$, están limitados a barras del no. 5 o menores como resultado de investigaciones que han mostrado que barras de diámetros mayores con dobleces a 90 grados tienden a desprender el recubrimiento cuando el refuerzo se deforma y el doblez se endereza. El diámetro interno mínimo de $4d_b$ es consistente con la práctica mexicana para el doblado del acero de refuerzo. Además, permite el uso de equipo de doblado automático y el doblado de varios estribos simultáneamente.

Se acepta el uso de estribos que forman parte de mallas de alambre soldado. En este tipo de configuraciones, el alambre en las intersecciones soldadas normalmente no tiene la misma ductilidad y capacidad de ser doblado que en áreas en donde no se ha calentado como parte del proceso de fabricación. Los efectos de la temperatura de soldado se disipan usualmente a una distancia igual a cuatro veces el diámetro del alambre. Los diámetros permitidos (o calibres) son consistentes con los señalados en la NMX-B-253-CANACERO.

Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras que se encuentran embebidas en el concreto. En estos casos se requiere determinar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces tienen que ser graduales y enderezarse según se requiera. En la versión 2023 se ha limitado la aplicación de calor para doblar barras a estructuras de ductilidad baja ya que se reconoce que las demandas de deformación inelástica para estas estructuras son pequeñas.

14.4 Longitud de desarrollo del refuerzo

14.4.1 Requisito general

14.4.1.1 La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección deberá desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barras rectas, barras con dobleces, barras con cabeza, barras con algún dispositivo mecánico, o una combinación de ellas.

14.4.1.2 No se aceptará usar dobleces o barras con cabeza para desarrollar barras en compresión.

14.4.1.3 Las longitudes de desarrollo no requieren aplicar un factor de resistencia F_R .

14.4.1.4 Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en el cálculo no deberán exceder 8.3 MPa (83 kg/cm²).

Comentario:

El concepto de longitud de desarrollo está basado en el esfuerzo de adherencia promedio que se alcanza a lo largo del refuerzo anclado (ACI 408, 1966). La falla de anclaje por adherencia puede ocurrir de dos modos: en uno, se forman grietas longitudinales, paralelas al eje de la barra, causadas por la presión radial hacia fuera que ejercen las corrugaciones sobre el concreto, al tratar de deslizar la barra y, la otra, ocurre porque las corrugaciones aplastan al concreto y la barra desliza dejando sólo un agujero circular sin agrietamiento; esta última forma de falla se presenta en barras de diámetros pequeños con amplias separaciones entre ellas y recubrimientos grandes. El concepto de longitud de desarrollo requiere proporcionar una longitud mínima del refuerzo más allá de los puntos de máximo esfuerzo en el acero de refuerzo o donde éste se dobla o termina. Esta longitud de desarrollo es necesaria a ambos lados del punto de esfuerzo máximo, si bien es usual que los cálculos sólo involucren un lado ya que en el otro el refuerzo puede ser continuo sobre una distancia considerable. El requisito de colocar una cuantía mínima de refuerzo transversal, mediante un valor mínimo de K_{tr} (consultar en 14.4.2.2) permite mejorar la ductilidad del elemento.

Los dobleces y barras con cabeza no son efectivos en compresión; es por ello que no se permite considerar a los dobleces o a las cabezas para reducir la longitud de desarrollo de barras a compresión.

No es necesario afectar el cálculo de la longitud de desarrollo por un factor de resistencia ya que en la formulación de las expresiones se ha incluido.

El límite en el valor de $\sqrt{f'_c}$ proviene del ACI CODE-318-19 en el cual se seleccionó establecerlo en lugar de cambiar el valor tradicional del exponente de la resistencia a la compresión de $1/2$. El límite supone una resistencia de diseño máxima del concreto de 10,000 lb/pulg², aproximadamente equivalente a 70 MPa o 700 kg/cm².

Ensayos recientes han demostrado que cuando se deja ahogado en el concreto un grupo de barras que se somete a tensión, es necesario considerar su resistencia a desprendimiento del concreto. Se sugiere revisar las publicaciones de Worsfold et al. (2022 y 2023) y Worsfold y Moehle (2023).

14.4.2 Longitud de desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a tensión

14.4.2.1 La longitud de desarrollo de barras corrugadas, alambres corrugados y barras corrugadas postinstaladas (anclas) L_d será la mayor de a) o b):

- a) Longitud calculada según 14.4.2.3 o 14.4.2.4 usando los factores de 14.4.2.5 aplicables
- b) 300 mm.

14.4.2.2 En barras de Grado 56 o mayor separadas a menos de 150 mm entre centros, se deberá suministrar refuerzo transversal a lo largo de la longitud de desarrollo tal que $K_{tr} \geq 0.5d_b$.

14.4.2.3 En barras no. 14 y no. 18, se deberá suministrar refuerzo transversal tal que se satisfaga a) o b):

- a) Para barras Grado 42, $K_{tr} \geq 0.5d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo
- b) Para barras Grado 56 y Grado 70, $K_{tr} \geq 0.75d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo.

14.4.2.4 L_d para barras corrugadas y alambres corrugados se deberá calcular de acuerdo con la tabla 14.4.2.4 donde los factores ψ_p , ψ_e , ψ_g y λ se tomarán de 14.4.2.6 y K_{tr} corresponderá al especificado en 14.4.2.2 y 14.4.2.3, según aplique.

Tabla 14.4.2.4 - Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambres corrugados a tensión

Separación y recubrimiento	Barras no. 6 y menores y alambres corrugados	No. 7 a no. 11	No. 14 y no. 18
Separación libre entre barras o alambres por ser anclados por adherencia o entre los traslapes no menor que d_b , recubrimiento libre al menos de d_b , y estribos a lo largo de L_d con cuantía no menor que la mínima establecida en esta Norma o Separación libre entre barras o alambres por ser desarrollados o unidos mediante traslapes con al menos $2d_b$ y recubrimiento libre al menos de d_b	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{5.3 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{4.2 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$
Otros casos	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{4.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$	$\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{0.9 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$ $\left(\frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{2.8 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$

14.4.2.5 De manera optativa a 14.4.2.4, L_d para barras corrugadas y alambres corrugados se calculará con la ec. 14.4.2.5.a:

$$L_d = \frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_p \psi_e \psi_t \psi_g}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} d_b \tag{14.4.2.5.a}$$

$$\left(L_d = \frac{f_y}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_p \psi_e \psi_t \psi_g}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} d_b \right)$$

en donde el término de confinamiento $(c_b + K_{tr}) / d_b$ no excederá 2.5 y

$$K_{tr} = \frac{1.6 A_{tr}}{sn} \quad \left(K_{tr} = \frac{1.6 A_{tr}}{sn} \right) \tag{14.4.2.5.b}$$

donde c_b es la menor de: a) la distancia del centro de la barra o alambre a la superficie de concreto más cercana, y b) la mitad de la separación a centros de barras o alambres que se desarrollan, mm (cm); A_{tr} es el área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación S , y que cruza el plano potencial de agrietamiento y n es el número de barras o alambres por ser desarrollados o unidos mediante traslape a lo largo del plano potencial de agrietamiento.

14.4.2.5.1 Se permite usar $K_{tr}=0$ como una simplificación en el diseño aun cuando se haya colocado o se requiera refuerzo transversal.

14.4.2.6 Los factores de modificación para el cálculo de L_d se tomarán de la tabla 14.4.2.6.

Tabla 14.4.2.6 - Factores de modificación para el cálculo de la longitud de desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a tensión

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto ligero λ	Concreto ligero	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 42 o Grado 52	1.0
	Grado 56	1.15
	Grado mayor que 56	1.3
Refuerzo cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico ^[1] ψ_e	Acero de refuerzo cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico o con revestimiento epóxico y galvanizado con un recubrimiento libre menor que $3d_b$ o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Acero de refuerzo cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico o con revestimiento epóxico y galvanizado en cualquier otra condición	1.2
	Acero de refuerzo sin revestimiento de resina epoxi o sin lodo bentonítico o galvanizado	1.0
Tamaño ψ_t	No. 14 y no. 18	1.25
	No. 7 a no. 11	1.0
	No. 6 y más pequeñas y alambres corrugados	0.8
Posición en el colado ^[1] ψ_p	Más de 300 mm de concreto fresco colocado debajo del refuerzo horizontal o inclinado	1.3
	Otro	1.0

^[1] El producto $\psi_p\psi_e$ no necesita exceder 1.7.

14.4.2.7 El refuerzo transversal usado para confinar una barra recta por ser desarrollada o traslapada deberá desarrollarse a cada lado de los potenciales planos de hendimiento y consistirá en estribos que cumplan con 14.7.2, estribos cerrados que satisfagan 14.7.3 o de refuerzo helicoidal según 14.7.4.

Comentario:

Las fórmulas propuestas para calcular la longitud de desarrollo requerida de una barra corrugada o alambre corrugado a tensión son las mismas que en el ACI CODE-318-19. Se permiten dos métodos para calcular la longitud de desarrollo. Uno, simplificado en 14.4.2.4 y el método general mediante las ecuaciones 14.4.2.5.a y 14.4.2.5.b. El uso de uno u otro método puede depender del valor del término $(c_b + K_{tr}) / d_b$ usado. En el desarrollo de las expresiones de la tabla 14.4.2.4, se supuso que los valores de recubrimiento libre y separación mínima eran tales que $(c_b + K_{tr}) / d_b$ es, al menos, igual a 1.5. Ello permite una reducción de 20 por ciento en la longitud de desarrollo si se usan barras o alambres corrugados del no. 6 o menores. Esta reducción está ya incluida en la tabla. Las expresiones para los "Otros casos" de la tabla 14.4.2.4 se derivaron suponiendo que el recubrimiento libre es menor que los casos anteriores (segundo renglón de la tabla) y que la cuantía de estribos es menor que la mínima, de modo que $(c_b + K_{tr}) / d_b = 1.0$. Dependiendo de la aplicación, el Proyectista puede desarrollar expresiones simples dependiendo del tipo de concreto, acero de refuerzo, posición del refuerzo durante el colado, por ejemplo. De este modo, si se satisface el recubrimiento mínimo y la separación mínima entre barras de $2d_b$ o el recubrimiento mínimo y la separación mínima de barras de d_b con cuantía mínima de estribos, $L_d = 47d_b$. Si las barras se colocan a una menor separación o se dispone de un recubrimiento menor, $L_d = 71d_b$.

La ec. 14.4.2.5.a toma en cuenta, en forma explícita, todas las variables que controlan el cálculo de la longitud de desarrollo, como son: recubrimiento lateral, recubrimiento de la barra o alambre, la separación de las barras o alambres de refuerzo longitudinal, la contribución del refuerzo transversal en el control de agrietamiento

longitudinal paralelo a las barras, la posición del acero de refuerzo durante el colado, tipo de revestimiento, el grado del acero, así como el diámetro nominal. El límite de $(c_b + K_{tr}) / d_b = 2.5$ se incluyó para evitar las fallas de extracción de barras o alambres del concreto. Por tanto, en esta versión de la Norma ya no es necesario revisar el cálculo de L_a para el modo de falla de extracción de barras como se pedía en la versión de 2017.

Es recomendable colocar acero de refuerzo transversal a lo largo de la longitud de desarrollo, en especial en concretos de muy alta resistencia, con objeto de mejorar el comportamiento dúctil del anclaje (Azizinamini et al., 1999a,b).

El factor λ es aplicable a todos los concretos ligeros. El factor ψ_g toma en cuenta que la longitud de desarrollo requerida aumenta de manera no proporcional con f_y (Orangun et al., 1977). El factor ψ_e refleja la pérdida de adhesión por el revestimiento de resina epoxi y la reducción de la resistencia a una falla por agrietamiento. Este mismo factor se aplica a barras embebidas en lodo bentonítico. El factor ψ_p refleja el efecto de la posición de la barra durante el colado y la magnitud de revenimiento. La adherencia en barras colocadas en concreto de mayor espesor debajo y con mayor revenimiento es menor debido a que debajo de las barras es más fácil que queden burbujas de aire atrapado, y se acumule agua y concreto de menor resistencia (Jirsa y Breen, 1981). El límite superior de 1.7 para el producto $\psi_p \psi_e$, en el caso de barras y alambres con más de 300 mm de concreto colado debajo y con revestimiento epóxico o galvanizadas, es para no duplicar la consideración de la pérdida de adhesión y de un menor factor de fricción entre acero y concreto. El factor ψ_t refleja el mejor desempeño a adherencia de barras o alambres de menor diámetro.

Se espera que las barras corrugadas postinstaladas (anclas) tengan un desempeño equivalente, en términos de adherencia y respuesta a tensión cíclica, a barras del mismo diámetro ahogadas en concreto. Para su aceptación, se considera la resistencia, rigidez, idoneidad para distintas aplicaciones y estabilidad de largo plazo de los materiales adhesivos. Se ha de prestar atención a condiciones de humedad que puedan afectar negativamente este sistema de refuerzo. Los requisitos de este inciso son aplicables para el cálculo de la longitud de desarrollo. En la ec. 14.4.2.5.a se puede tomar el factor ψ_p igual a 1.0. Donde exista refuerzo que satisfaga los requisitos de A_{tr} , se podrá incluir en los cálculos.

14.4.3 Desarrollo de barras con dobleces a tensión

14.4.3.1 La longitud de desarrollo de una barra corrugada que termina con un doblez a 90 o 180 grados, L_{dh} , será la mayor de a) a c). Se toma como L_{dh} la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño externo de la barra después del doblez (fig. 14.4.3.1):

- a) $\frac{0.24 f_y \psi_e \psi_r \psi_c}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \left(\frac{0.075 f_y \psi_e \psi_r \psi_c}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$, donde los factores ψ_e , ψ_r , ψ_c y λ se tomarán de 14.4.3.2
- b) $8d_b$
- c) 150 mm.

14.4.3.2 En el cálculo de L_{dh} se usarán los factores de modificación de la tabla 14.4.3.2 aplicables. En extremos discontinuos de elementos se cumplirá con 14.4.3.4.

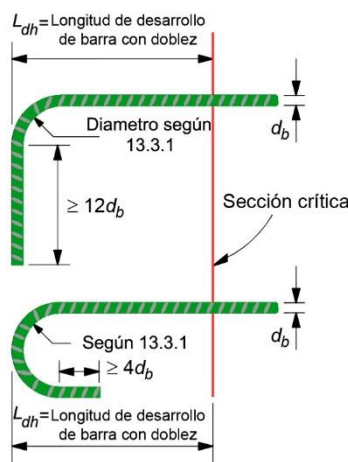


Figura 14.4.3.1 - Longitud de desarrollo de barras con dobleces

Tabla 14.4.3.2 - Factores de modificación para la longitud de desarrollo de barras con dobleces a tensión

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto ligero λ	Concreto ligero	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Refuerzo cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico ψ_e	Acero de refuerzo cubierto con resina epoxi o con lodo bentonítico o con revestimiento epóxico y galvanizado	1.2
	Acero de refuerzo sin revestimiento epóxico o sin revestimiento de lodo bentonítico o galvanizado	1.0
Recubrimiento ψ_r	Para dobleces de barras no. 11 y más pequeñas con un recubrimiento lateral normal al plano del doblé ≥ 65 mm y para dobleces a 90 grados con un recubrimiento de la extensión del doblé ≥ 50 mm	0.7
	Otro	1.0
Refuerzo de confinamiento ψ_c ^[2]	Para dobleces a 90 grados de barras del no. 11 y más pequeñas 1) contenidos a lo largo de L_{dh} dentro de estribos ^[1] perpendiculares a L_{dh} con $s \leq 3 d_b$ o 2) contenidos a lo largo de la extensión de la barra más allá del gancho, incluido el doblé, dentro de estribos ^[1] perpendiculares a la extensión con $s \leq 3 d_b$	0.8
	Para dobleces a 180 grados de barras del no. 11 y más pequeñas contenidos a lo largo de L_{dh} dentro de estribos ^[1] perpendiculares a L_{dh} con $s \leq 3 d_b$	
	Otro	1.0

^[1] El primer estribo debe contener a la porción doblada del gancho en una distancia de $2d_b$ medida desde el paño externo del doblé.

^[2] d_b es el diámetro nominal de barras con doblé.

14.4.3.3 Se deberán suministrar estribos cerrados que cumplan con 14.7.3 para confinar barras con dobleces de acuerdo con 14.4.3.3.1. El área total de refuerzo de confinamiento de barras con dobleces A_{th} se deberá calcular de conformidad con 14.4.3.3.2 y 14.4.3.3.3.

14.4.3.3.1 Se colocarán al menos dos estribos cerrados de confinamiento de barras con dobleces de acuerdo con a) o b):

- a) Se deberán suministrar dos o más estribos paralelos a L_{dh} , distribuidos uniformemente dentro de una distancia de $15d_b$ a partir del eje del tramo recto de las barras con dobleces y con una separación a centros que no exceda $8d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con doblé
- b) Se deberán suministrar dos o más estribos perpendiculares a L_{dh} , distribuidos uniformemente a lo largo de $0.75L_{dh}$ medida desde la extensión de las barras con doblé por confinar en la dirección de las barras a tensión y con una separación centro a centro máxima de $8d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con doblé.

14.4.3.3.2 En el cálculo de A_{th} , se considerará el área transversal de todas las ramas de los estribos de confinamiento.

14.4.3.3.3 Si los estribos de confinamiento se colocan paralelos y perpendiculares a L_{dh} , se permitirá usar el mayor valor de A_{th} obtenido de 14.4.3.3.1.a y 14.4.3.3.1.b.

14.4.3.4 Las barras con dobleces estándar que deban anclarse en los extremos discontinuos de un elemento y que tengan un recubrimiento lateral y superior (o inferior) al doblé menor que 65 mm, deberán satisfacer a) y b):

- a) El doblé deberá estar confinado a lo largo de L_{dh} con estribos perpendiculares a L_{dh} con $s \leq 3d_b$

- b) El primer estribo deberá abarcar la porción doblada dentro de una distancia igual a $2d_b$ medida desde el paño del dobléz, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con dobléz.

Comentario:

Las disposiciones para el anclaje de las barras con dobleces están basadas en el criterio del ACI CODE-318-14. Se optó por este criterio ya que sus resultados son consistentes con ensayos de laboratorio que reproducen las condiciones de una barra con dobléz a 90 o 180 grados. La mayor parte de los esfuerzos se desarrolla por la reacción de compresión del concreto ante el dobléz de la barra, mientras que el resto se resiste por adherencia a lo largo de la porción recta, entre la sección crítica y el dobléz. De ahí que la longitud de desarrollo de una barra con dobléz se mida a lo largo del eje de la barra, desde la sección crítica hasta el plano vertical que define el tramo recto de la barra, posterior al dobléz. Por otra parte, al actuar la fuerza de tensión, la barra tiende a enderezarse y su tramo vertical presiona al concreto frente a él. Ello evidencia la necesidad de que el tramo recto mencionado cuente con suficiente recubrimiento o quede confinado con estribos horizontales. En cuanto a los esfuerzos axiales en la barra, resulta que toda ella, desde la sección crítica hasta su extremo después del dobléz se encuentran a tensión con un valor máximo en la sección crítica que va disminuyendo gradualmente hasta cero en el extremo mencionado, es decir, aun el tramo vertical está a tensión. Los esfuerzos de aplastamiento del concreto en el dobléz hacen ver la importancia de que el diámetro del dobléz cumpla con el requisito de 14.3.1. Las variables que controlan la longitud de desarrollo de una barra con dobléz son f_y , la separación y la presencia de estribos de confinamiento. En ensayos de laboratorio se ha observado que barras con dobléz con baja separación entre ellas tienen una resistencia por barra menor que cuando se separan más. Esto se deberá a que el área de la superficie de falla del concreto es menor cuando las barras se colocan menos separadas (Sperry et al, 2017; Ajaam et al, 2018). El menor valor de L_{dh} es para evitar una falla por extracción directa en casos donde el dobléz se localice muy cerca de la sección crítica.

El factor λ es aplicable a todos los concretos ligeros. El factor ψ_e proviene de ensayos de laboratorio que han indicado que la longitud de desarrollo de barras con dobléz con revestimiento epóxico es del orden de 20 por ciento mayor debido a la reducción de la adherencia de barras revestidas con resina epoxi (Hamad et al., 1993). En esta Norma, el mismo factor se aplica a barras embebidas en lodo bentonítico. El factor ψ_r refleja el efecto benéfico de colocar las barras dentro del núcleo de la columna con un recubrimiento de al menos 65 mm o en otros elementos con recubrimiento lateral de al menos $6d_b$ (Johnson y Jirsa, 1981).

El factor ψ_e tiene un valor de 0.8 si los dobleces se incluyen dentro de estribos que proporcionan confinamiento a las barras. En la fig. C14.4.3.3.1.a se muestran los estribos cerrados de confinamiento paralelos a la barra por anclar, distribuidos a lo largo de la extensión o rama vertical. Esta distribución es característica de una unión viga-columna. En la fig. C14.4.3.3.1.b se ilustra la colocación de estribos cerrados perpendiculares a la barra por anclar, distribuidos a lo largo de $0.75L_{dh}$. Para ambos arreglos de estribos, estudios experimentales han demostrado que el refuerzo de confinamiento, paralelo o perpendicular a la longitud de desarrollo de una barra con dobléz, y colocado como se dispone en 14.4.3.3.1.a o 14.4.3.3.1.b, mejora la resistencia al anclaje en proporción directa al área del refuerzo de confinamiento. Ello es válido para barras con dobleces a 90 y 180 grados (Sperry et al., 2017; Ajaam et al., 2018).

Todas las ramas de los estribos y grapas se consideran efectivas en el cálculo A_{th} . El inciso 14.7.2.5.3 no permite el uso de refuerzo transversal anclado con cabeza que contribuya a A_{th} ni a A_{tt} .

Los estribos requeridos en 14.4.3.4 son para prevenir fallas por agrietamiento y separación del concreto cuando el recubrimiento lateral (perpendicular al plano del dobléz) y el recubrimiento superior e inferior (en el plano del dobléz) son pequeños. Este requisito se aplica en los extremos de vigas simplemente apoyadas, en el extremo libre de vigas en voladizo (fig. C14.4.3.4) y en uniones viga-columna exteriores en las cuales los elementos terminan en el nudo y no continúan más allá de él. Lo aquí establecido no es aplicable a los bordes discontinuos de losas si el confinamiento lateral es provisto por la losa a ambos lados de la barra con dobléz.

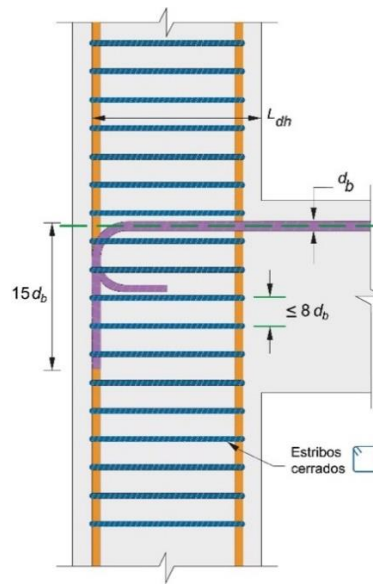


Figura C14.4.3.3.1.a – Estribos paralelos a la barra por anclar con dobléz a 90 o 180 grados y que contribuyen a la resistencia del anclaje

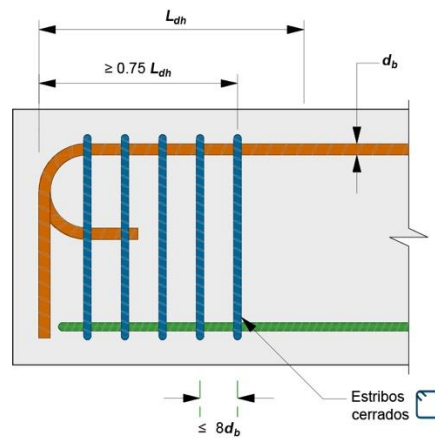


Figura C14.4.3.3.1.b Estribos cerrados perpendiculares a la barra por anclar con dobléz a 90 o 180 grados, separados a lo largo de L_{dh} y que contribuyen al anclaje

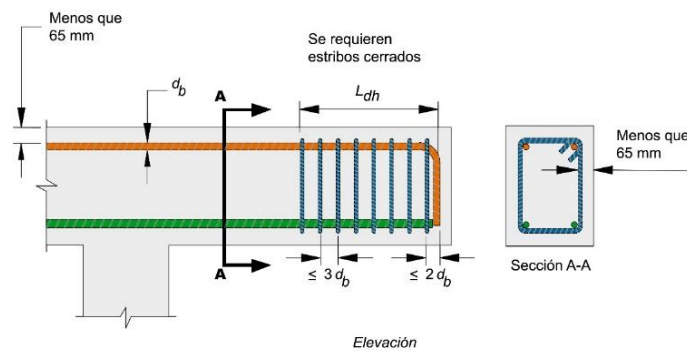


Figura C14.4.3.4 - Recubrimiento y separación de estribos cerrados en un voladizo

14.4.4 Longitud de desarrollo de barras corrugadas con cabeza sujetas a tensión

14.4.4.1 Se aceptará el uso de cabezas para desarrollar barras corrugadas sujetas a tensión si cumplen con a) a g):

- Las barras deben cumplir con la norma ASTM A970/A970M o similar
- El f_y de las barras no excederá 420 MPa (4 200 kg/cm²)
- Las barras no serán mayores que no. 11
- El área neta de apoyo de la cabeza A_{apoyo} será al menos $4A_b$
- El concreto deberá ser de peso normal
- El recubrimiento libre de la barra será al menos $2d_b$
- La separación libre entre barras será al menos $4d_b$.

14.4.4.2 La longitud de desarrollo de barras corrugadas con cabeza sujetas a tensión L_{dt} será la mayor de a) a c). Se toma como L_{dt} la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y la cara de apoyo o de reacción de la cabeza de la barra (fig. 14.4.4.2):

- $\frac{0.19f_y\psi_e}{\sqrt{f_c'}} d_b$ $\left(\frac{0.06f_y\psi_e}{\sqrt{f_c'}} d_b \right)$, donde el factor ψ_e se tomará de 14.4.4.3 y f_c' no deberá exceder 40 MPa (400 kg/cm²)
- $8d_b$
- 150 mm.

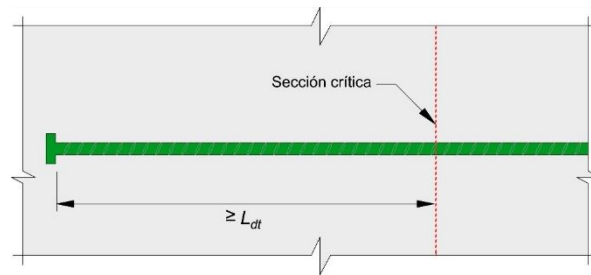


Figura 14.4.4.2 - Longitud de desarrollo de una barra con cabeza sujeta a tensión

14.4.4.3 El factor ψ_e en 14.4.4.2 será igual a 1.2 para refuerzo cubierto con resina epoxi y 1.0 para barras sin revestimiento alguno o galvanizadas.

14.4.4.4 En uniones viga-columna, se deberán colocar estribos cerrados paralelos a la barra con un área total A_{tr} que deberá satisfacer 14.4.4.4.1 y 14.4.4.4.2. Los estribos cerrados deberán cumplir con 14.7.3.

14.4.4.4.1 Los estribos cerrados paralelos a L_{dt} deberán colocarse dentro de una distancia igual $8d_b$ medida del eje de la barra con cabeza hacia el centro de la unión, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con cabeza.

14.4.4.4.2 En el cálculo de A_{tr} , se considerará el área transversal de todas las ramas de los estribos cerrados de confinamiento.

14.4.4.6 Si el refuerzo longitudinal de la viga para resistir momento negativo (lecho superior) cuenta con cabezas y termina en un nudo, la columna se deberá extender arriba de la cara superior del nudo a lo largo de una distancia al menos igual a h , donde h es la dimensión horizontal del nudo en la dirección de las fuerzas consideradas. Alternativamente, el refuerzo de la viga se deberá confinar por medio de acero de refuerzo vertical suplementario en el nudo que provea un confinamiento equivalente a la cara superior del nudo.

Comentario:

El desarrollo de barras con cabeza supone que la fuerza en la barra se transfiere al concreto mediante una combinación de fuerza de reacción en la cabeza y fuerzas de adherencia a lo largo de la barra (Thompson et al., 2005, 2006a,b). Este mecanismo es distinto del supuesto en anclajes postinstalados, por ejemplo, en donde la fuerza de la barra se supone que se transfiere al concreto solamente por la reacción de la cabeza.

Si las barras están sujetas a tensión, las cabezas permiten que las barras desarrollen f_y en una longitud menor que la requerida para barras con dobleces estándar. No obstante, su comportamiento es similar. Se deberá considerar la cabeza de la barra como parte integral de la misma en el cálculo de recubrimientos y para cumplir con los requisitos de tamaño de agregados del Capítulo 16. En esta Norma se requiere que las barras con cabeza cumplan con lo establecido en el estándar ASTM A970/970M ya que los requisitos de 14.4.4 se basan en él.

Si una barra longitudinal con cabeza de una viga, losa o ménsula se ancla en un elemento de apoyo, como es una columna, es conveniente que la barra se extienda lo más posible dentro del núcleo de la columna con objeto de mejorar la transferencia de fuerzas y el comportamiento del nudo, incluso excediendo L_{dt} (véase fig. C14.4.4.2.a). Si las barras se colocan a una baja separación, la probabilidad de una falla del concreto aumenta. Una regla útil es que L_{dt} sea al menos igual a $d/1.5$, donde d es el peralte efectivo de la viga (fig. C.14.4.4.2.b) o bien que se coloquen estribos cerrados que permitan desarrollar un flujo de fuerzas consistente con los principios de modelación usando puntales y tensores, de acuerdo con el Capítulo 10 (fig. C14.4.4.2.c).

El factor de modificación aplicable a barras con cabeza refleja el mismo fenómeno que en barras con dobleces (Thompson et al, 2005, 2006a,b). En el caso de barras con cabeza, sólo los estribos paralelos a las barras con cabeza contribuyen a la resistencia al anclaje y reducen la longitud de desarrollo (figs. C14.4.4.4.a y C.14.4.4.4.b). Los estribos paralelos a las barras con cabeza contribuyen a aumentar la resistencia de anclaje en proporción de su área (Shao et al., 2016). Este refuerzo permite mantener unido el concreto cerca de la cabeza con concreto del otro lado de la superficie de falla, lo que resulta en una resistencia adicional. Los estribos perpendiculares a las barras con cabeza no incrementan sensiblemente la resistencia del anclaje.

Todas las ramas de los estribos paralelos a las barras con cabeza se consideran efectivas en el cálculo A_{dt} .

El inciso 14.4.4.6 se refiere a uniones viga-columna en las que las barras de refuerzo de la viga terminan con cabezas. En estos casos, las uniones requieren confinamiento de las barras con cabeza a lo largo de la cara superior de la junta. Este confinamiento se puede proveer ya sea mediante una columna que se extienda arriba de la unión, o por medio de refuerzo transversal vertical que rodee las barras de refuerzo del lecho superior de la viga y que se extienda de forma vertical en la junta, en adición al refuerzo longitudinal de la columna.

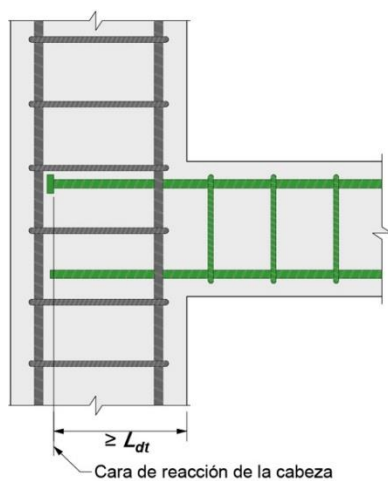


Figura C14.4.4.2.a – Colocación de una barra dentro de una columna con una extensión mayor que L_{dt}

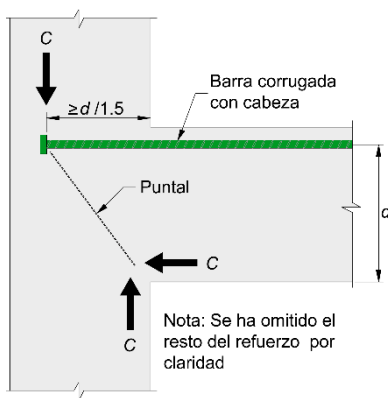


Figura C14.4.4.2.b – La falla del concreto, caracterizada por una pirámide de extracción, se evita si L_{dt} es al menos igual a $d/1.5$

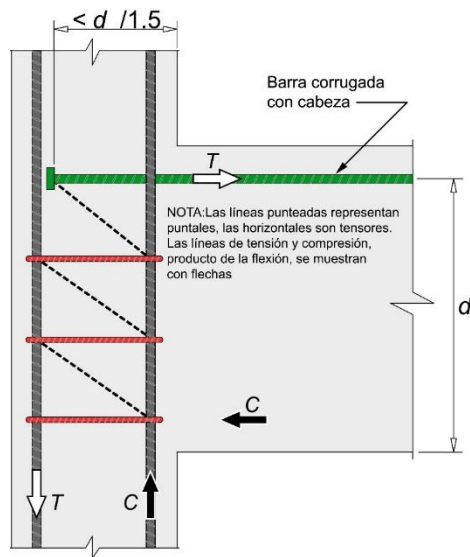


Figura C14.4.4.2.c – Una falla del concreto, caracterizada por una pirámide de extracción, se puede evitar si se coloca refuerzo transversal que contribuya a la formación de un mecanismo de puntales y tensores

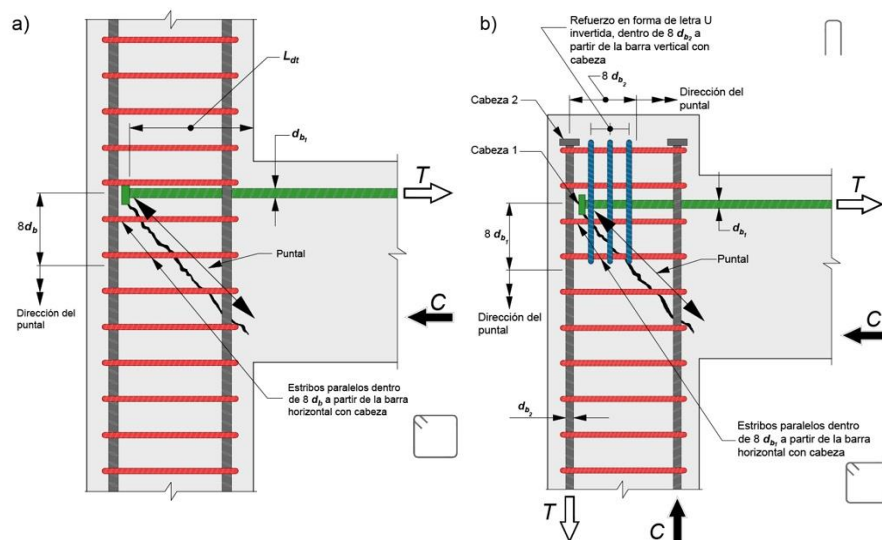


Figura C14.4.4 – Refuerzo transversal paralelo a barras corrugadas con cabeza dentro de una unión viga columna: a) barras corrugadas con cabeza horizontales y b) barras corrugadas con cabeza horizontales y verticales

14.4.5 Longitud de desarrollo de barras corrugadas con anclajes mecánicos a tensión

14.4.5.1 Se aceptará cualquier dispositivo mecánico que permita desarrollar f_y sin que se dañe el concreto. Este dispositivo deberá ser aprobado por el Director de conformidad con 16.7.4. En su caso, el diseño deberá comprobarse por medio de ensayos.

14.4.5.2 Bajo cargas estáticas, se aceptará que el desarrollo total de los esfuerzos se logre por la combinación del anclaje mecánico y de la longitud de la barra corrugada entre la sección crítica y el dispositivo mecánico.

Comentario:

En ménsulas generalmente es necesario suministrar anclaje mecánico en los extremos de las barras superiores, soldándolas a una barra transversal, a la placa de apoyo, o a un ángulo metálico. En vigas diafragma se puede tener que recurrir a dar anclaje mecánico a las barras inferiores en los extremos de las vigas; también a las barras inferiores de vigas no peraltadas y en columnas cuando por alguna razón no hay espacio suficiente para el doblado adecuado de las barras, se recurre al anclaje mecánico. En cualquier caso, es recomendable que se demuestre mediante pruebas que el sistema es capaz de desarrollar la fuerza requerida en la barra.

14.4.6 Longitud de desarrollo de mallas de alambre corrugado y soldado a tensión

14.4.6.1 La longitud de desarrollo de mallas de alambre corrugado y soldado a tensión L_d , medida desde la sección crítica hasta la punta del alambre, será la mayor de a) y b), si los alambres en la dirección de L_d son corrugados y tienen diámetros que no exceden 16 mm.

- a) Longitud calculada con 14.4.6.2
- b) 200 mm.

14.4.6.2 L_d en mallas de alambre corrugado y soldado se calculará a partir de 14.4.2.3 o 14.4.2.4, multiplicando el resultado por el factor de modificación de mallas de alambre soldado ψ_w de 14.4.6.3 o 14.4.6.4. Si la malla de alambre soldado está revestida con resina epoxi o con lodo bentonítico y cumple 14.4.6.3, se podrá usar $\psi_w = 1.0$ en 14.4.2.3 o 14.4.2.4.

14.4.6.3 En mallas de alambre corrugado y soldado con al menos un alambre transversal dentro de L_d y que está a menos de 50 mm de la sección crítica, ψ_w será el mayor de a) o b); en ningún caso deberá ser mayor que 1.0:

- a) $\frac{f_y - 240}{f_y} \left(\frac{f_y - 2460}{f_y} \right)$
- b) $\frac{5d_b}{s} \left(\frac{5d_b}{s} \right)$

donde s es la separación entre alambres por ser anclados.

14.4.6.4 En mallas de alambre corrugado y soldado en las cuales no se tengan alambres transversales dentro de L_d o que no estén colocados a una distancia menor que 50 mm de la sección crítica, se usará $\psi_w = 1.0$.

14.4.6.5 Si la malla de alambre soldado tiene alambres lisos o alambres corrugados con diámetro nominal mayor que 16 mm en la dirección de la longitud de desarrollo, el refuerzo deberá desarrollarse según 14.4.7.

14.4.6.6 Mallas de alambre corrugado y soldado galvanizado (recubiertas con zinc) se deberán desarrollar como se indica en 14.4.7.

Comentario:

El estándar NMX-B-290-CANACERO-2013 establece que la resistencia a fuerza cortante de la soldadura entre alambres longitudinales y transversales será la misma para mallas de alambres lisos y corrugados. El anclaje de mallas de alambre corrugado y soldado se supone que ocurre una parte en las soldaduras entre alambres longitudinales y transversales y la otra a lo largo del alambre corrugado. Ensayes de laboratorio han demostrado que la longitud de desarrollo y de traslape de mallas de alambre corrugado y soldado revestidas con resina epoxi son iguales que las de mallas sin revestimiento epóxico, por lo que $\psi_w = 1.0$ (Bartoletti y Jirsa, 1995).

En la fig. C14.4.6.1 se ilustran los requisitos para una malla de alambre corrugado y soldado con un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo.

En la Norma se recomienda tratar los alambres corrugados de mayor diámetro que 16 mm como alambres lisos (Rutledge and DeVries, 2002).

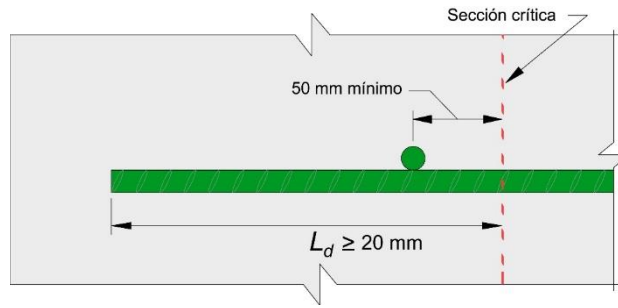


Figura C14.4.6.1 – Longitud de desarrollo de mallas de alambre corrugado y soldado a tensión

14.4.7 Desarrollo de mallas de alambre liso y soldado a tensión

14.4.7.1 La longitud de desarrollo de mallas de alambre liso y soldado a tensión L_d , medida desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado, será la mayor de a) o b) y requerirá un mínimo de dos alambres transversales dentro de L_d :

- a) Longitud calculada con 14.4.7.2
- b) 150 mm.

14.4.7.2 L_d será la mayor de a) y b):

- a) Separación de alambres transversales + 50 mm

b) $3.3 \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \frac{A_b}{s}$ $\left(\frac{f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \frac{A_b}{s} \right)$

donde s es la separación entre los alambres por ser anclados y λ se toma de la tabla 14.4.2.5.

Comentario:

NMX-B-290-CANACERO-2013 establece que la resistencia a fuerza cortante de la soldadura entre alambres longitudinales y transversales será la misma para mallas de alambres lisos y corrugados. El desarrollo de mallas de alambre liso y soldado se supone que ocurre en las soldaduras entre alambres longitudinales y transversales. Por ello, se requiere que se coloquen al menos dos alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo (fig. C14.4.7.1). Se requerirá una longitud de desarrollo mayor si los alambres son de mayor diámetro y su separación es menor.

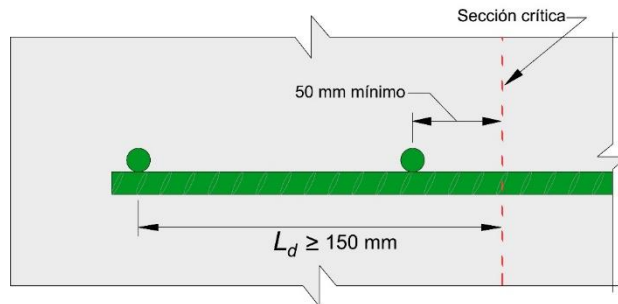


Figura C14.4.7.1 – Desarrollo de mallas de alambre liso y soldado a tensión

14.4.8 Longitud de desarrollo de torones de presfuerzo de siete alambres a tensión

14.4.8.1 La longitud de desarrollo de un torón de presfuerzo de siete alambres a tensión L_d se calculará con a) y b):

$$a) \quad L_d = \frac{f_{se}}{21} d_b + \frac{f_{ps} - f_{se}}{7} d_b \quad \left(L_d = \frac{f_{se}}{210} d_b + \frac{f_{ps} - f_{se}}{70} d_b \right) \quad (14.4.8.1)$$

- b) Si la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento y en el diseño se prevé que ocurra tensión en la zona a tensión precomprimida ante cargas de servicio, se duplicará la L_d calculada con la ecuación 14.4.8.1.

14.4.8.2 Un torón de siete alambres deberá adherirse a lo largo de L_d más allá de la sección crítica, con excepción de lo requerido en 14.4.8.3.

14.4.8.3 Se aceptará una longitud menor que L_d en una sección de un miembro, si el esfuerzo de diseño del torón en esa sección no excede los valores obtenidos de la relación definida por la ecuación 14.4.8.1.

Comentario:

Los requisitos para el desarrollo de torones de presfuerzo tienen la intención de promover la integridad de la adherencia con el concreto que permita alcanzar la resistencia del elemento. Los ensayos que sirvieron de base fueron hechos en elementos de concreto de peso normal y recubrimientos mínimos de 50 mm.

La adherencia de un torón es función de la configuración y condición de la superficie de acero, del esfuerzo en torón, del espesor de concreto debajo del torón y del método usado para transferir la fuerza del torón al concreto, entre otros (Rose y Russell, 1997).

Este inciso de la Norma no es aplicable a alambres lisos o torones no tensados. La longitud de desarrollo de alambres lisos es considerablemente mayor debido a la ausencia de la trabazón mecánica que proviene de los seis alambres distribuidos de manera helicoidal a lo largo del torón. Por otro lado, no hay información suficiente para estimar la longitud de desarrollo de un torón no tensado.

En la ecuación 14.4.8.1, el primer término representa la longitud de transferencia del torón, entendida como la distancia sobre la que el torón deberá adherirse al concreto para desarrollar el esfuerzo efectivo de presfuerzo f_{se} . El segundo término representa la longitud adicional sobre la que el torón deberá adherirse de modo que se pueda alcanzar el esfuerzo en el torón a la resistencia nominal f_{ps} . En la fig. C14.4.8.1 se muestra la distribución idealizada de esfuerzos en el acero a lo largo del torón adherido en el concreto (Kaar y Magura, 1965; Hanson y Kaar, 1959; Kaar et al., 1963).

El requisito de duplicar L_d en torones no adheridos en el extremo de un elemento proviene de ensayos que demostraron que esta longitud aumentada permite reproducir el comportamiento de elementos con torones totalmente adheridos en los extremos.

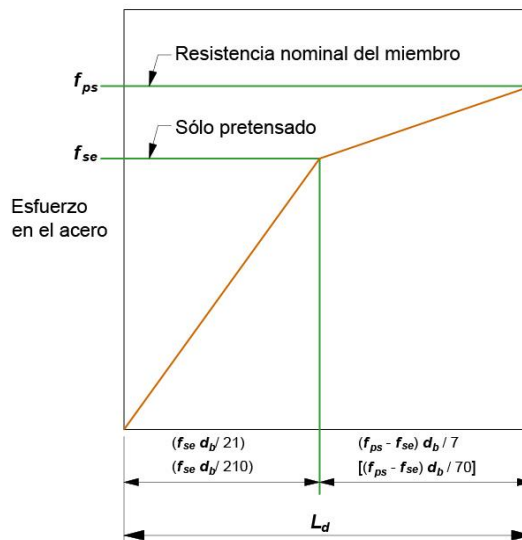


Figura C14.4.8.1 – Distribución idealizada de esfuerzos en el acero a lo largo del torón adherido en el concreto

14.4.9 Longitud de desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

14.4.9.1 La longitud de desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a compresión L_{dc} será la mayor de a) y b):

- a) Longitud calculada con 14.4.9.2
- b) 200 mm.

14.4.9.2 L_{dc} será la mayor de a) y b), aplicando los factores de modificación de 14.4.9.3:

$$a) \frac{0.24 f_y \Psi_c}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \quad \left(\frac{0.075 f_y \Psi_c}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \right)$$

$$b) 0.043 f_y \Psi_c d_b \quad (0.0044 f_y \Psi_c d_b)$$

donde la constante 0.043 tiene unidades de 1/MPa y 0.0044 de cm²/kg.

14.4.9.3 Para calcular L_{dc} , se usarán los factores de modificación de la tabla 14.4.9.3, en donde Ψ_c se podrá suponer igual a 1.0.

Tabla 14.4.9.3 – Factores de modificación para barras corrugadas y alambres corrugados a compresión

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto ligero λ	Concreto ligero	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Refuerzo de confinamiento Ψ_c	Refuerzo confinado por (1) o (2): (1) refuerzo helicoidal con $d_b \geq 6.4$ mm (no. 2) y paso de 100 mm (2) Estribos cerrados del no. 4 o estribos de alambre de 12.7 mm de diámetro que cumplan con 14.3.2, ambos con separación centro a centro ≤ 100 mm	0.75
	Otra	1.0

14.4.9.4 De manera alternativa, se aceptará calcular $L_{dc} = 0.6L_d$, donde L_d se obtiene de 14.4.2.3 sin considerar efectivas las porciones dobladas. En ningún caso L_{dc} será menor que 200 mm.

Comentario:

La longitud de desarrollo requerida en las barras a compresión es menor que las especificada a tensión porque parte del esfuerzo de adherencia que se requiere desarrollar para evitar su deslizamiento en el concreto es proporcionado por el apoyo de la sección transversal de la barra en el concreto. Esta longitud es menor, además, porque no existe el efecto que producen las grietas de tensión por flexión de debilitamiento del mecanismo de transferencia de fuerzas barra-concreto. El factor λ en 14.4.9.2.a toma en cuenta que la falla por agrietamiento y desprendimiento del concreto es más factible en concretos ligeros. El factor Ψ_c reconoce el efecto benéfico de confinar las barras longitudinales mediante refuerzo helicoidal o estribos cerrados.

14.4.10 Reducción de la longitud de desarrollo por exceso de refuerzo

14.4.10.1 Se permitirá reducir la longitud de desarrollo calculada en 14.4.2.1.a, 14.4.6.1.a, 14.4.7.1.a y 14.4.9.1.a multiplicándola por el cociente ($A_{s,requerida}/A_{s,proporcionada}$) con las excepciones señaladas en 14.4.10.2. La longitud así reducida no será menor que el mínimo respectivo requerido en 14.4.2.1.b, 14.4.6.1.b, 14.4.7.1.b y 14.4.9.1.b. $A_{s,requerida}$ es el área de refuerzo longitudinal calculada a partir del análisis.

14.4.10.2 La reducción de la longitud de desarrollo según 14.4.10.1 no se permite para los casos a) a f):

- a) En apoyos no continuos
- b) En lugares donde el anclaje o desarrollo de f_y es requerido
- c) Donde se requiere que las barras sean continuas
- d) Para barras con dobleces, cabezas y con dispositivos mecánicos de anclaje
- e) Para estructuras de ductilidad media (Capítulo 7) y ductilidad alta (Capítulo 8)
- f) En anclaje de pilas y pilotes en estructuras de ductilidad media (Capítulo 7) y ductilidad alta (Capítulo 8).

Comentario:

Se permite reducir la longitud de anclaje requerida si se coloca exceso de refuerzo bajo ciertas condiciones. Esta reducción no es aplicable en barras con dobleces, cabeza y dispositivos mecánicos de anclaje. La razón de esta limitación se explica porque el modo de falla de barras con dobleces, cabeza o dispositivos mecánicos está controlado por la rotura de un bloque de concreto, de forma piramidal con vértice en el doblez o cabeza, que depende de la longitud de anclaje de la barra (Shao et al., 2016; Sperry et al., 2017b). Una disminución de esta longitud contribuye a incrementar la probabilidad de que el concreto falle. Tampoco se permite en estructuras sujetas a sismos en las cuales se anticipe la reversión del signo de momentos en los apoyos, en las cuales, el acero de refuerzo positivo (en el lecho inferior) deberá desarrollarse completamente dentro del apoyo. Esta longitud de desarrollo es necesaria para promover una respuesta dúctil, en especial, ante demandas extremas. En estos casos, no es suficiente con colocar más refuerzo menos esforzado.

No se permite reducir la longitud de desarrollo donde se requiera que el acero de refuerzo desarrolle f_y . Este es el caso de refuerzo para control de cambios volumétricos, por ejemplo.

14.5 Uniones del refuerzo

14.5.1 Requisitos generales

14.5.1.1 Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos.

14.5.1.2 Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos.

14.5.1.3 En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando mucho se unan barras alternadas.

14.5.1.4 En traslapes de contacto, la separación mínima libre entre traslapes de contacto y traslapes o barras adyacentes será la señalada para barras individuales en 14.2.1 y 14.2.3.

14.5.1.5 En traslapes sin contacto en elementos a flexión, la separación transversal a centros de las barras traslapadas no excederá el menor de $1/5$ de la longitud de traslape requerida y 150 mm.

14.5.1.6 No se permite reducir la longitud de desarrollo señalada en 14.4.10.1 para calcular la longitud de traslape.

14.5.1.7 En barras de Grado 56 o mayor separadas a menos de 150 mm entre centros, se deberá suministrar refuerzo transversal a lo largo del traslape tal que $K_{tr} \geq 0.5d_b$.

14.5.1.8 En barras no. 14 y 18, se deberá cumplir con a) a d):

- a) Se deberá colocar refuerzo transversal que cumpla con 14.4.2.3
- b) El recubrimiento libre de las barras traslapadas no deberá ser menor que d_b de las barras traslapadas
- c) Se deberán usar traslapes de contacto
- d) Las barras deberán ser de Grado 42 o 56.

14.5.1.9 Traslapes sin contacto de refuerzo en concreto lanzado deberán tener una separación libre como se señala en a) o b):

- a) Para barras del no. 6 y menores, la separación libre entre barras será el mayor de $6d_b$ y 65 mm

- b) Para barras del no. 8 y mayores, la separación libre entre barras se determinará a partir de paneles de prueba en los que se aplique el concreto lanzado en los que se demuestre que el refuerzo queda adecuadamente rodeado por el concreto.

14.5.1.10 Traslapes de contacto de refuerzo en concreto lanzado deberán orientarse con el plano de las barras traslapadas perpendicular a la superficie del concreto lanzado. Deberán ser aprobados por el Proyectista con base en paneles de prueba de concreto lanzado para demostrar que el refuerzo queda rodeado por el concreto.

14.5.1.11 Los traslapes de paquetes de barras deben cumplir 14.6.1.7.

Comentario:

Esta sección fue revisada y ampliada con base en el ACI CODE-318-19. Se permite el traslape de barras del no. 14 y no. 14, sujetas a tensión o a compresión, siempre que se suministre refuerzo transversal que tiene por objetivo incrementar la ductilidad de los elementos. Es preferible usar barras de menor diámetro con una menor separación cuando sea práctico.

Se acepta diseñar traslapes de barras en contacto o traslapes de barras sin contacto. En este último caso, se limita la separación con objeto de evitar una sección no reforzada. Las separaciones requeridas se basan en resultados experimentales disponibles. Si se colocan los traslapes en concreto lanzado, es recomendable consultar las publicaciones ACI PRC-506R y PRC-506.4R para la elaboración e interpretación de los resultados de ensayos de paneles de prueba.

Se ha demostrado que los traslapes de barras del no. 14 y no. 18 exhiben mayor ductilidad cuando se suministra refuerzo transversal a lo largo del traslape (Rulon et al., 2022). Los límites de 14.5.1.8.c y 14.5.1.8.d reflejan el alcance de los datos de ensayos disponibles.

14.5.2 Traslape de barras corrugadas y alambres corrugados sujetos a tensión

14.5.2.1 La longitud de traslape a tensión L_t de barras corrugadas y alambres corrugados a tensión se obtendrá de la tabla 14.5.2.1, donde L_d se calcula de 14.4.2.1.a.

Tabla 14.5.2.1 - Longitudes de traslape de barras corrugadas y alambres corrugados a tensión

$A_s,proporcionada/A_s,requerida^{[1]}$ a lo largo del traslape	Máximo porcentaje de A_s traslapado dentro de la longitud de traslape requerida	Tipo de traslape	L_t	
≥ 2.0	50	Clase A	El mayor de:	$1.0L_d$ y 300 mm
	100	Clase B	El mayor de:	$1.3L_d$ y 300 mm
< 2.0	Todos los casos	Clase B		

14.5.2.2 Si se traslapan barras de diferentes diámetros, L_t será el mayor de L_d para la barra de mayor diámetro y de L_t para la barra de menor diámetro.

Comentario:

En esta versión de la Norma se adopta la clasificación del tipo de traslape del ACI CODE-318-19. La longitud de traslape es función de la longitud de desarrollo calculada con 14.4.2.3 y 14.4.2.4. Los requisitos fomentan la unión de barras por traslape en puntos de esfuerzo mínimo y la alternancia de los traslapes para mejorar el comportamiento. Es decir, se prefieren los traslapes en zonas donde el área del acero de refuerzo provista es al menos el doble de la requerida por análisis. En la fig. C14.5.2.1 se ilustra el criterio de considerar a la separación libre entre traslapes adyacentes para calcular L_d en traslapes alternados.

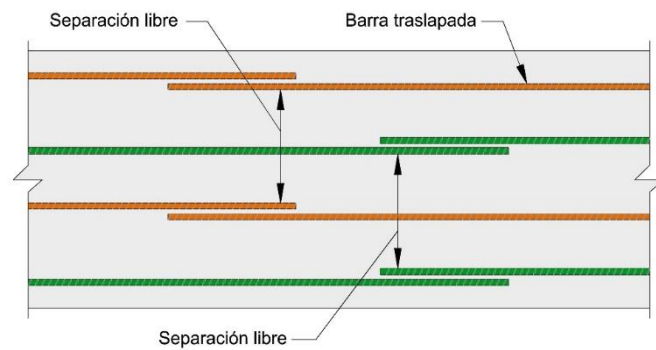


Figura C14.5.2.1 – Separación libre entre traslapes para calcular L_d en traslapes alternados

14.5.3 Traslape de mallas de alambre corrugado y soldado sujetas a tensión

14.5.3.1 La longitud de traslape a tensión L_{tt} de mallas de alambre corrugado y soldado sujetas a tensión con alambres transversales dentro de la longitud de traslape será la mayor de $1.3L_d$ y 200 mm, donde L_d se calcula de acuerdo con 14.4.6.1.a y se cumplen a) y b):

- a) El traslape entre los alambres transversales extremos de cada malla deberá ser al menos de 50 mm
- b) Los alambres en la dirección de L_{tt} deben ser alambres corrugados de 16 mm de diámetro o menores.

14.5.3.1.1 Si 14.5.3.1.a no se satisface, L_{tt} se calculará de acuerdo con 14.5.2.

14.5.3.1.2 Si 14.5.3.1.b no se cumple, L_{tt} se calculará de acuerdo con 14.5.4.

14.5.3.1.3 Si se traslapan mallas de alambre corrugado, soldado y galvanizado, L_{tt} se calculará de acuerdo con 14.5.4.

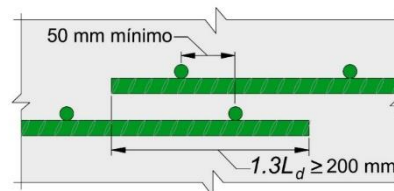
14.5.3.2 En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño sea mayor que $0.5f_y$.

Comentario:

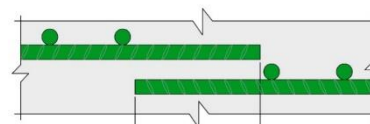
En la fig. C14.5.3.1 se muestran detalle del traslape de dos mallas que cumplen con lo requerido en 14.5.3.1 y con 14.5.2.

Cuando se traslapan mallas en las cuales una o las dos tienen alambres lisos, la longitud de traslape se calculará de acuerdo con lo establecido para traslape de mallas de alambres lisos y soldados.

Los alambres corrugados de mayor diámetro que 16 mm se recomienda tratarlos como alambres lisos (Rutledge y DeVries, 2002).



El traslape satisface 13.5.3.1



Igual que para alambre corrugado
El traslape satisface 13.5.2

Figura C14.5.3.1 – Traslape de mallas de alambre corrugado y soldado sujetas a tensión

14.5.4 Traslape de mallas de alambre liso y soldado sujetas a tensión

14.5.4.1 La longitud de traslape a tensión L_{tt} de mallas de alambre liso y soldado sujetas a tensión con alambres transversales dentro de la longitud de traslape será la mayor de a) a c):

- a) $s + 50$ mm
- b) $1.5L_d$
- c) 150 mm.

donde s es la separación entre alambres transversales y L_d se calcula de acuerdo con 14.4.7.2.b.

14.5.4.2 Si $A_{s,proporcionada}/A_{s,requerida} \geq 2.0$ sobre la longitud del traslape, L_{tt} medida entre los alambres transversales extremos de cada malla será la mayor de a) y b):

- a) $1.5L_d$
- b) 50 mm.

donde L_d se calcula de acuerdo con 14.4.7.2.b.

Comentario:

La resistencia de los traslapes de malla de alambre liso y soldado depende fundamentalmente del anclaje obtenido con los alambres transversales y no de la longitud de alambre en el traslape. Por esta razón se especifica el traslape en términos de traslape de los alambres transversales y no en diámetros de alambre o en milímetros. El requisito de traslape adicional de 50 mm es con objeto de asegurar la superposición de los alambres transversales y proporcionar espacio para la compactación satisfactoria del concreto entre éstos. Si los alambres de la malla son de diámetro grande (de 16 mm o más) y están colocados a baja separación, se necesitará una longitud de traslape mayor. En las figs. C14.5.4.1 y C14.5.4.2 se muestran los requisitos cuando $A_{s,proporcionada}/A_{s,requerida} < 2.0$ y $A_{s,proporcionada}/A_{s,requerida} \geq 2.0$.

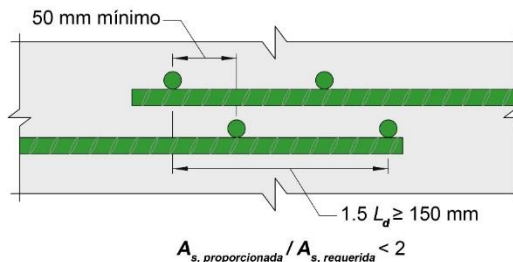


Figura 14.5.4.1 – Traslape de mallas de alambre liso y soldado cuando $A_{s,proporcionada}/A_{s,requerida} < 2.0$

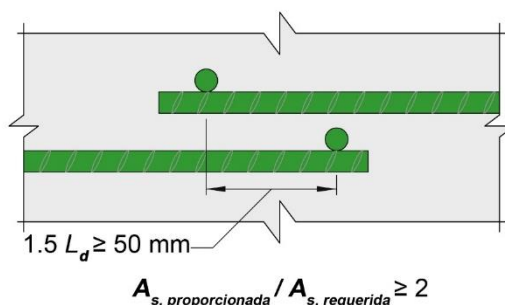


Figura 14.5.4.2 – Traslape de mallas de alambre liso y soldado cuando $A_{s,proporcionada}/A_{s,requerida} \geq 2.0$

14.5.5 *Traslape de barras corrugadas sujetas a compresión*

14.5.5.1 La longitud de traslape a compresión L_{tc} de barras corrugadas del no. 11 y menores se obtendrá de a) a c):

- En barras con $f_y \leq 420 \text{ MPa}$ ($4\ 200 \text{ kg/cm}^2$): L_{tc} será el mayor de $0.071f_y d_b$ ($0.0073f_y d_b$) y 300 mm
- En barras de Grado 56: L_{tc} será el mayor de $(0.13f_y - 24) d_b$ [$(0.013f_y - 24) d_b$] y 300 mm
- En barras de Grado mayor que 56: L_{tc} será el mayor de $(0.13f_y - 24) d_b$ [$(0.013f_y - 24) d_b$] y L_{tc} calculado con 14.5.2.1.

14.5.5.1.1 Si el concreto es Clase 2 con $f'_c < 25 \text{ MPa}$ (250 kg/cm^2), L_{tc} calculado con 14.5.5.1 se multiplicará por 4/3.

14.5.5.1.2 Los traslapes de barras mayores que no. 11 deberán satisfacer 14.5.1.8 y deberá tener una longitud no menor que el mayor de L_{tc} calculada con 14.5.5.1 y L_{tt} calculada según 14.5.2.1.

14.5.5.2 Si se traslapan barras de diferentes diámetros sujetas a compresión, L_{tc} será el mayor de L_{dc} para la barra de mayor diámetro según 14.4.9.1 y de L_{tc} para la barra de menor diámetro de acuerdo con 14.5.5.1, según corresponda.

Comentario:

La investigación sobre adherencia ha estado principalmente relacionada con barras en tensión. El comportamiento por adherencia de las barras en compresión no se complica por el problema del agrietamiento transversal de tensión, por lo que los traslapes en compresión no requieren de disposiciones tan estrictas como las especificadas para los traslapes en tensión. Los ensayos de laboratorio han mostrado que la resistencia de traslapes de barras a compresión depende de la reacción en los extremos y que no aumenta proporcionalmente cuando la longitud de traslape se duplica (Comité ACI 408, 1966; Pfister y Mattock, 1963).

Las limitantes en los traslapes de barras del no. 14 y no. 18 reflejan la falta de datos disponibles de ensayos de traslapes a compresión.

14.5.6 *Unión de barras corrugadas a tensión o compresión por medio de dispositivos mecánicos y soldadura*

14.5.6.1 Se podrán usar uniones con dispositivos mecánicos o soldadas cuya eficacia se haya comprobado experimentalmente y que cumpla con los requisitos establecidos en 14.5.6.2 a 14.5.6.10 que correspondan. El Proyectista deberá autorizar el uso de este tipo de uniones.

14.5.6.2 Toda unión soldada o con dispositivo mecánico deberá ser capaz de transferir por lo menos $1.25f_y$ de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas. Para marcos de ductilidad media y alta, se respetarán, adicionalmente, los requisitos de 7.3.5.1.3, 8.3.3.6 y 8.4.4.6.

14.5.6.2.1 No se permitirá soldar barras que cumplan la norma ASTM A1035M.

14.5.6.3 *Uniones con dispositivos mecánicos para marcos de ductilidad media y alta*

14.5.6.3.1 Se aceptarán dos tipos de dispositivos mecánicos:

- El Tipo 1 que deberá cumplir los requisitos especificados en 14.5.6.1
- El Tipo 2 que además de cumplir con los requisitos para el Tipo 1, deberá ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.

14.5.6.3.2 Los dispositivos mecánicos Tipo 1 no se deberán usar en una distancia igual a $2h$ medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

14.5.6.3.3 Se podrán usar los dispositivos mecánicos Tipo 2 en cualquier lugar.

14.5.6.4 *Uniones soldadas para marcos de ductilidad media y alta*

14.5.6.4.1 Las uniones soldadas de barras deberán cumplir con 14.5.6.1.

14.5.6.4.2 No se deberán usar en una distancia igual a $2h$ medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.

14.5.6.4.3 No se permite soldar estribos, grapas, accesorios u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por diseño.

14.5.6.5 La verificación de las uniones con dispositivos mecánicos se realizará de acuerdo con lo establecido en 16.7.4.

14.5.6.6 Las barras por ser unidas por soldadura deben cumplir con el requisito de carbono equivalente establecido en la norma NMX-B-457-CANACERO.

14.5.6.7 Las uniones con soldadura se deberán realizar siguiendo las especificaciones y métodos expuestos en el “*Structural Welding Code Reinforcing Steel*”, AWS D1.4 y AWS D12.1.

14.5.6.8 La verificación de las soldaduras se realizará de acuerdo con lo establecido en 16.7.3.

14.5.6.9 En una misma sección transversal no deberá unirse más del 50 por ciento del refuerzo con soldadura o con dispositivos mecánicos. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de $20d_b$.

14.5.6.10 En elementos que trabajen a tensión solamente, las uniones con dispositivos mecánicos o con soldadura cumplirán con 14.5.6.2. Las uniones se alternarán al menos cada 750 mm.

Comentario:

Con el propósito de que las uniones con dispositivos mecánicos o por soldadura tengan suficiente resistencia para permitir la fluencia en el elemento, se seleccionó un incremento de 25 por ciento sobre el esfuerzo especificado de fluencia del acero f_y de modo de obtener un valor mínimo seguro y un límite máximo que fuera práctico y económico. El requisito de resistencia a la tensión, de $1.25f_y$ pretende lograr una soldadura sana y que sea adecuada también en compresión. Para que el acero de refuerzo sea soldable es indispensable que se cumpla con el requisito de carbono equivalente.

El calentamiento y soldadura de barras ASTM A1035M está prohibido, ya que el calor altera la microestructura del acero y altera sus propiedades mecánicas.

La restricción de no usar uniones con dispositivos mecánicos o uniones soldadas en las zonas donde se pueden formar articulaciones plásticas como resultado de los desplazamientos laterales es para garantizar el comportamiento dúctil de la articulación. El dispositivo mecánico tipo 2 puede desarrollar este comportamiento dúctil hasta la falla a esfuerzo equivalentes al esfuerzo máximo de falla de las barras que unen.

Se recomienda que las uniones con dispositivos mecánicos o soldadas se alternen, de modo de facilitar la construcción y la instalación de los dispositivos, así como cumplir con los requisitos de separación de barras. En particular, en elementos que trabajen a tensión únicamente, como aquellos tensores en arcos y en armaduras, es conveniente separar y alternar las uniones. Ello depende de la importancia, función, dimensiones y estado de esfuerzos en el elemento. Si el elemento posee redundancia, como un tanque circular de concreto en el que se tienen muchas barras de refuerzo y uniones alternadas y con gran separación, se puede suponer que este refuerzo no es un tensor y, por tanto, se pueden usar traslapes Clase B. No así el caso de un tensor de una armadura.

Los criterios de desempeño y aceptación de los dispositivos mecánicos en esta Norma están basados en la resistencia a la tensión de las barras y del conector. En caso de uniones mecánicas en zonas de deformaciones inelásticas significativas es conveniente aplicar criterios de diseño y aceptación basados en deformaciones unitarias en el sistema. Se recomienda revisar las publicaciones Ghannoum y Slavin (2016), Sokoli et al. (2019) y ACI33 (2020). Este tipo de criterio de diseño y aceptación es especialmente relevante para estructuras de ductilidad alta.

14.6 Paquetes de refuerzo

14.6.1 Acero de refuerzo sin presfuerzo

14.6.1.1 Los paquetes de barras en contacto con la intención de que trabajen como una unidad estarán limitados a dos barras en columnas y tres barras en vigas, con excepción de lo señalado en 8.3.3.5.

14.6.1.2 Los paquetes de barras deberán quedar alojados en un ángulo de refuerzo transversal. En elementos a compresión, el refuerzo transversal que encierre a los paquetes será hecho con barras de al menos no. 4.

14.6.1.3 No se aceptará formar paquetes de barras mayores del no. 11 en vigas.

14.6.1.4 Las barras individuales dentro de un paquete se terminarán a lo largo del claro de elementos a flexión en puntos distintos, con una distancia entre ellos de al menos $40d_b$, siendo d_b el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

14.6.1.5 La longitud de desarrollo de barras individuales que forman parte de un paquete, a tensión o compresión, será el calculado para la barra individual, incrementada en 20 por ciento para un paquete de tres barras. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

14.6.1.6 Un paquete podrá ser tratado como una barra con área equivalente a la del paquete y con centroide coincidente con el del paquete. El diámetro de la barra equivalente se usará como d_b en a) a e):

- a) Limitaciones de separación basadas en d_b
- b) Requisitos de recubrimiento en función de d_b
- c) Valores de separación y recubrimientos de 14.4.2.3
- d) El término relativo al confinamiento $(c_b + K_{tr})/d_b$ en 14.4.2.4
- e) El factor ψ_e en 14.4.2.5.

14.6.1.6.1 En las expresiones de 14.4.2.3 y en la ecuación 14.4.2.4.a, el diámetro d_b que multiplica al cociente se refiere al diámetro de la barra individual.

14.6.1.7 Los traslapes de barras en un paquete se basarán en la longitud de traslape requerida para las barras individuales que forman el paquete, aumentada como se señala en 14.6.1.5. Los traslapes de las barras individuales que forman el paquete se deben alternar al menos cada 750 mm. No se deberá traslapar el paquete completo.

14.6.1.8 Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete.

Comentario:

En esta Norma, sólo se aceptan paquetes de dos barras para columnas y tres barras para vigas. No se permiten paquetes de tres o más barras en columnas debido al deficiente comportamiento exhibido en sismos intensos. Las columnas con paquetes de tres o más barras han experimentado un rápido desprendimiento del recubrimiento y severo deterioro de su resistencia a la adherencia, y, por ende, a momento flexionante.

Los paquetes de barras se pueden atar, amarrar con alambre o sujetar de alguna manera, a fin de asegurar que permanezcan en su posición y trabajen como una unidad. Se recomienda evitar el empleo de paquetes de más de dos barras en un mismo plano. Las formas características de los paquetes de tres barras son la triangular o la hecha en forma de L. Cuando se requiera cortar o terminar las barras con dobleces, es preferible escalonar los cortes o los dobleces de las barras individuales que forman el paquete.

Los requisitos para el control del agrietamiento de 14.3 conducen a evitar el uso de paquetes de barras mayores que no. 11 como refuerzo por flexión en elementos que trabajan en una dirección.

El incremento en la longitud de desarrollo para barras individuales que forman un paquete de tres barras se explica porque el agrupamiento dificulta desarrollar la resistencia a la adherencia del núcleo que se forma entre las barras.

El aumento en la longitud de traslape de barras que forman un paquete se basa en la reducción del diámetro de la barra en contacto con el concreto. Sólo se permite el traslape de barras individuales a lo largo del paquete (Comité ACI 408, 1966).

14.6.2 Ductos de postensado

14.6.2.1 Se aceptará formar paquetes de ductos de postensado si se demuestra que el concreto se puede colocar satisfactoriamente y si se toman medidas para evitar que el acero de presfuerzo se pueda romper dentro del ducto.

Comentario:

Si en una viga, los ductos de postensado se colocan próximos entre sí en dirección vertical, es necesario tomar precauciones para evitar que el acero de presfuerzo se rompa cuando se tense. En campo ha resultado satisfactoria una separación libre entre ductos en dirección horizontal de 4/3 del tamaño nominal máximo del agregado y de al menos 25 mm. Si se considera que la concentración de ductos puede crear un plano de falla en el recubrimiento, es recomendable proveer refuerzo para controlar el agrietamiento.

14.7 Refuerzo transversal

14.7.1 Requisitos generales

14.7.1.1 El refuerzo transversal se deberá extender tan cerca de las fibras extremas a compresión y tensión de un elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y separación con otro tipo de refuerzo; el refuerzo transversal se deberá anclar en ambos extremos.

14.7.1.2 Entre los extremos anclados, cada ángulo en la parte continua de un estribo simple o compuesto deberá abrazar una barra longitudinal o un torón.

14.7.1.3 El anclaje de barras corrugadas y de alambre mediante dobleces (véase 14.3) que sean parte del refuerzo transversal deberá satisfacer a) o b):

- a) Dobleces estándar más una extensión entre la mitad del peralte del elemento y el extremo externo del doblez igual o mayor que $0.17d_b f_{yt} / (\lambda \sqrt{f'_c})$ $[0.053d_b f_{yt} / (\lambda \sqrt{f'_c})]$ en caso de barras no. 6 a no. 8 con $f_{yt} \geq 420$ MPa (4 200 kg/cm²)
- b) Dobleces estándar en nervaduras y viguetas en caso de barras no. 4 y alambre de 13 mm de diámetro o más delgados.

Comentario:

La razón de que el refuerzo transversal se extienda lo más posible a la cara de compresión de un elemento es que cerca de la carga última, las grietas de tensión por la flexión penetran en la zona de compresión. El refuerzo transversal requerido para resistir la fuerza cortante y el momento torsionante deberá estar anclado en sus extremos para que sea efectivo a ambos lados de la potencial grieta inclinada. En esta Norma, el refuerzo transversal por cortante y por torsión lo integran estribos cerrados rematados con dobleces a 135 grados, como se requiere en 14.2.1 y en 5.8.

14.7.2 Estribos abiertos y grapas

14.7.2.1 No se permitirá el uso de estribos abiertos o en forma de U, salvo las excepciones señaladas en 14.7.2.2, 14.7.2.3, 14.7.2.4 y 14.7.2.5.

14.7.2.2 Se aceptará el uso de refuerzo transversal con una rama o grapa en un elemento prefabricado y pretensado y en nervaduras de losas reticulares que no excedan 50 mm de espesor. Este refuerzo consistirá en barras corrugadas o de alambre soldado.

14.7.2.2.1 Si se usan barras corrugadas para las grapas, sus extremos estarán anclados con dobleces estándar de al menos 135 grados como se indica en 14.3.2 en estructuras de ductilidad alta y media (capítulos 7 y 8, respectivamente). En estructuras de ductilidad baja (Capítulo 6), se aceptarán grapas con dobleces de 135 y 90 grados.

14.7.2.2.2 Si se emplea refuerzo hecho con alambre soldado, el anclaje en cada extremo será mediante dos alambres longitudinales con una separación mínima de 50 mm de acuerdo con a) y b):

- a) El alambre interior a una distancia igual a $d/4$ o 50 mm a partir de un eje ubicado a $d/2$
- b) El alambre exterior en la cara a tensión no se colocará más alejado de esa cara que el refuerzo principal de flexión próximo a la cara a tensión.

14.7.2.3 Se aceptará el uso de refuerzo transversal vertical en uniones viga-columna de esquina en estructuras de ductilidad baja, media y alta, de acuerdo con 6.9.7.1.2.

14.7.2.4 Se aceptará el uso de estribos abiertos con ramas múltiples como refuerzo por cortante en losas (véase fig. C6.7.7.6.b) en estructuras de ductilidad baja.

14.7.2.5 Refuerzo transversal anclado con cabeza

14.7.2.5.1 Se aceptará usar refuerzo transversal anclado con cabeza si se satisfacen a) a d), con excepción de lo prohibido en 14.7.2.5.3:

- La barra corrugada cumple con 2.4.2.1. Con excepción de cimentaciones que tengan un peralte total mayor que 1.2 m, se deberá limitar el diámetro de la barra corrugada al no. 9 o más delgadas
- La cabeza de la barra satisface 2.4.2.1.5
- El peralte total del elemento h no será menor que 450 mm
- El concreto será de peso normal.

14.7.2.5.2 El arreglo del refuerzo transversal anclado con cabeza deberá satisfacer a) a e):

- El recubrimiento lateral libre a una rama que termine en una cabeza será al menos $8d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra transversal
- Se deberá colocar al menos una barra longitudinal entre el costado de la rama del refuerzo que termine con cabeza y cualquier superficie del elemento paralela a dicha rama
- Con excepción de losas de cimentación que tengan peraltes mayores que 1.2 m, la cabeza con la que termine la rama deberá estar en contacto con una barra longitudinal
- La separación a centros entre ramas de refuerzo transversal que termine en una cabeza será al menos $6d_b$
- En barras no. 6 y más gruesas que terminen en una cabeza, la longitud de anclaje entre la mitad del peralte del elemento y la superficie de apoyo de la cabeza será igual o mayor que $0.17d_b f_{yt} / (\sqrt{f'_c})$ ($0.053d_b f_{yt} / (\sqrt{f'_c})$).

14.7.2.5.3 No se permitirá usar refuerzo transversal anclado con cabeza en los casos a) a e) siguientes:

- Como alternativa o parte de estribos cerrados
- Como refuerzo por torsión
- Como refuerzo por integridad
- Como refuerzo de confinamiento de barras con dobleces o refuerzo paralelo a barras con cabezas
- Como refuerzo de confinamiento de barras rectas por ser desarrolladas o traslapadas.

Comentario:

En general, en esta Norma no se acepta el uso de estribos abiertos (o en forma de U). La razón de ello es promover un mejor confinamiento en el concreto en las edificaciones sometidas a fuerzas inducidas por sismo. Incluso para aquellos edificios en los que no se anticipan deformaciones inelásticas o se prevén que sean muy bajas (como las estructuras de ductilidad baja del Capítulo 6), se considera conveniente que los estribos sean cerrados.

Una de las excepciones a lo anterior se refiere a refuerzo transversal vertical en forma de U invertida para confinar nudos de azotea o nudos sin columna superior. También se permite el refuerzo en forma de U en zonas de anclaje de postensado. Otra excepción marcada es el traslape de estribos en forma de U y de U invertida para resistir fuerza cortante en elementos muy peraltados (fig. C14.7.2.1).

Se acepta usar refuerzo hecho con mallas de alambre soldado. Este tipo de refuerzo es común en la industria de concreto prefabricado. Los requisitos para su anclaje pretenden que el refuerzo longitudinal quede a la misma profundidad que el refuerzo principal a flexión con objeto de evitar el problema de agrietamiento y rompimiento del concreto a ese nivel del refuerzo. En la fig. C14.7.2.2 se ilustran los requisitos de anclaje de una malla de alambre soldado como refuerzo del alma de una viga sin necesidad de usar dobleces en los extremos.

Para un adecuado comportamiento, es crucial que el refuerzo por cortante y por torsión esté anclado en sus extremos de modo que sea efectivo hacia ambos lados ante la formación de una grieta inclinada. Este anclaje se resuelve mediante un doblez (o gancho) o una cabeza colocada en el extremo del refuerzo.

En esta Norma se acepta el uso de refuerzo transversal terminado con cabeza (14.7.2.5). Ensayes en losas y vigas han demostrado que el uso de este refuerzo en lugar de refuerzo con ganchos es efectivo, ya que permite alcanzar resistencias similares con una variación estadística comparable. Los ensayos incluyeron grapas con cabezas en los dos extremos, barras en forma de U con cabezas extremas o grapas con una cabeza en un extremo y un doblez estándar en el otro (Yang et al., 2021 y Al-Sabawy et al., 2020). No se permite el uso de refuerzo transversal con cabeza cerca de las caras de los elementos paralelas al refuerzo transversal para evitar una falla de desprendimiento lateral del concreto. Este tipo de refuerzo no es permitido cuando las barras deban ser continuas alrededor o cerca del perímetro de la sección transversal. En la fig. C14.7.2.5.3 se presentan algunos ejemplos de aplicación del refuerzo transversal que termina en cabeza. La separación mínima de $8d_b$ con respecto a las caras laterales de elemento es para evitar fallas por desprendimiento lateral del concreto. Este requisito se cumple fácilmente en losas, cimentaciones o muros, en combinación con ganchos o con cabezas únicamente. Cuando el

ancho de las grietas inclinadas en condiciones de servicio sea una preocupación, es conveniente usar estribos con ganchos, cuyas ramas se colocarían a lo largo de las caras del elemento. La excepción de 14.7.2.5.2.c se aplica en cimentaciones de peralte superior a 1.2 m en las cuales la cabeza del fondo debería estar contacto con las barras longitudinales cuando sea físicamente posible. En elementos con espesores menores, con objeto de mejorar el anclaje, las cabezas extremas han de estar en contacto y amarradas a la barra longitudinal.

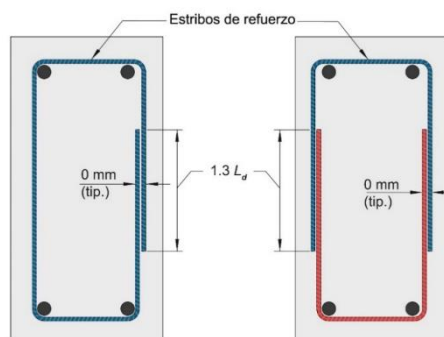


Figura C14.7.2.2 – Traslapos en estribos en forma de U permitidos en elementos muy peraltados

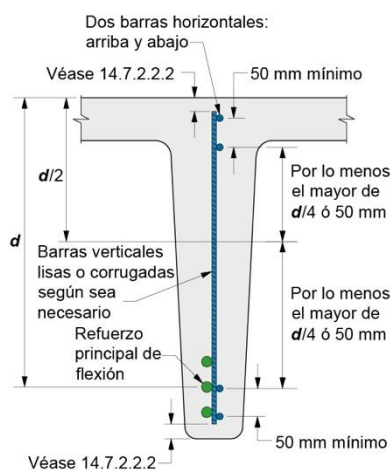


Figura C14.7.2.2.2 – Requisitos de anclaje de una malla de alambre soldado como refuerzo del alma de una viga, sin necesidad de usar dobleces en los extremos

14.7.3 Estribos cerrados

14.7.3.1 Los estribos cerrados serán de una pieza o colocados de forma continua a lo largo del elemento, cada uno rematado con dobleces estándar en sus extremos.

14.7.3.2 Los estribos cerrados deben estar hechos con barras corrugadas con separaciones indicadas en a) y b):

- a) Separación libre al menos igual a $1.5t_{mag}$
- b) Separación a centros que no exceda el menor de $16d_b$ de la barra longitudinal, $48d_b$ de la barra del estribo y la distancia requerida según el tipo de miembro (viga, columna) y el nivel de ductilidad esperado (baja, media o alta).

14.7.3.3 El diámetro de la barra de un estribo cerrado deberá ser al menos a) o b):

- a) No. 3 si encierran barras longitudinales del no. 10 o menores
- b) No. 4 si encierran barras del no. 11 o mayores o paquetes de barras.

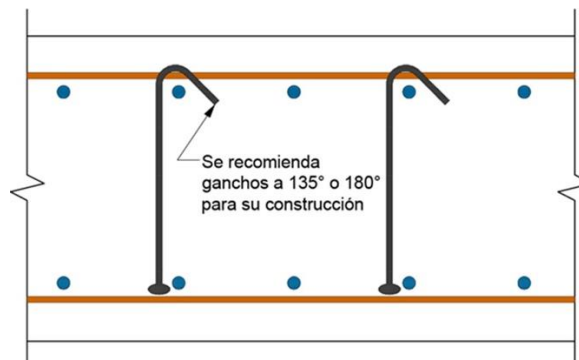
14.7.3.3.1 Como una alternativa a las barras corrugadas, se acepta usar alambres deformados o refuerzo de alambre soldado con área equivalente a la del refuerzo requerida en 14.7.3.2 y que cumpla con la tabla 2.4.2.2.4.a.

14.7.3.4 Los estribos rectangulares se deben arreglar de modo que se cumpla a) y b):

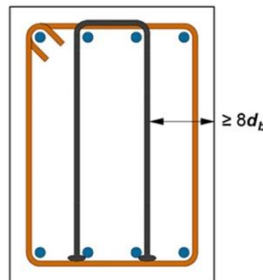
- Cada barra longitudinal de esquina y barra longitudinal alternada deben contar con apoyo lateral dado por la esquina del estribo con un ángulo interno de no más de 135 grados
- Una barra sin apoyo lateral no deberá estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente en cada lado a lo largo del estribo.

14.7.3.5 Los estribos rectangulares se deben anclar mediante dobleces estándar que cumplan con 14.3.2 y que alojen una barra longitudinal. No se aceptarán estribos hechos con barras corrugadas con cabeza entrelazadas.

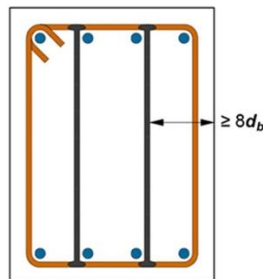
14.7.3.6 Se permite el uso de estribos circulares si el refuerzo longitudinal se distribuye en el perímetro del círculo.



a) Refuerzo transversal con cabeza en una losa de cimentación



b) Barra en forma de U con cabeza en una viga combinada con estribo cerrado



c) Refuerzo transversal con cabeza en una viga en combinación con un estribo cerrado

Figura C14.7.2.5.3 – Detalles aceptables del refuerzo transversal que termina en cabeza

14.7.3.7 El anclaje de cada estribo circular será de acuerdo con a) a c):

- a) Los extremos se deben traslapar 150 mm
- b) Los extremos deben terminar con dobleces estándar de acuerdo con 14.3.2 y que alojen una barra longitudinal
- c) Los traslapes en estribos circulares adyacentes se deben escalonar alrededor del perímetro y abrazar a las barras longitudinales.

14.7.3.8 Los estribos cerrados que resistan torsión deben colocarse perpendiculares al eje del elemento y se deben anclar mediante un doblez estándar de 135 grados alrededor de una barra longitudinal.

14.7.3.9 Se aceptará sobreponer estribos cerrados.

Comentario:

Los elementos reforzados con estribos como los requeridos en este inciso son fácilmente construibles en la práctica y han mostrado un comportamiento adecuado ante cargas cercanas a las últimas. En la fig. C14.7.3.1 se muestran ejemplos de configuraciones y dimensiones de estribos rectangulares cerrados. En la figura se muestran grapas con dobleces de 135 y 90 grados permitidas solamente para estructuras de ductilidad baja. Para estructuras de ductilidad media y alta los dobleces serían de 135 grados en ambos extremos.

Se recomienda que la posición de los remates de los estribos en una sección se alterne a lo largo del elemento.

La Norma permite el uso de estribos circulares o de refuerzo helicoidal para reforzar y confinar elementos circulares. El refuerzo helicoidal es más efectivo que los estribos circulares, de modo que es preferible.

Para evitar agrietamiento y desprendimiento vertical del concreto, con la pérdida subsecuente de restricción del estribo circular cuando el traslape de éste se coloca a lo largo de una misma barra longitudinal, la Norma requiere que los traslapes se escalonen a lo largo del elemento de modo que se hagan alrededor de distintas barras longitudinales.

En la fig. C14.7.3.7 se muestra un detalle de anclaje de estribos circulares.

En el caso de secciones sometidas principalmente a torsión, el recubrimiento lateral del concreto tiene a desprenderse a momentos torsionantes elevados. Si el remate de los estribos estuviera doblado a 90 grados, la pérdida del recubrimiento facilitaría la apertura de los estribos, lo que conduciría a una falla prematura por torsión. Es por ello que la Norma exige que los estribos por torsión sean cerrados y estén rematados con dobleces a 135 grados.

Los estribos cerrados sobrepuestos se pueden requerir en elementos de borde en muros de ductilidad media y alta según la distribución del refuerzo longitudinal y las dimensiones del elemento de borde (véase 8.7.7.4.f). También se pueden necesitar en vigas anchas (véase fig. C8.3.4) y en columnas (véase fig. C14.7.3.1).

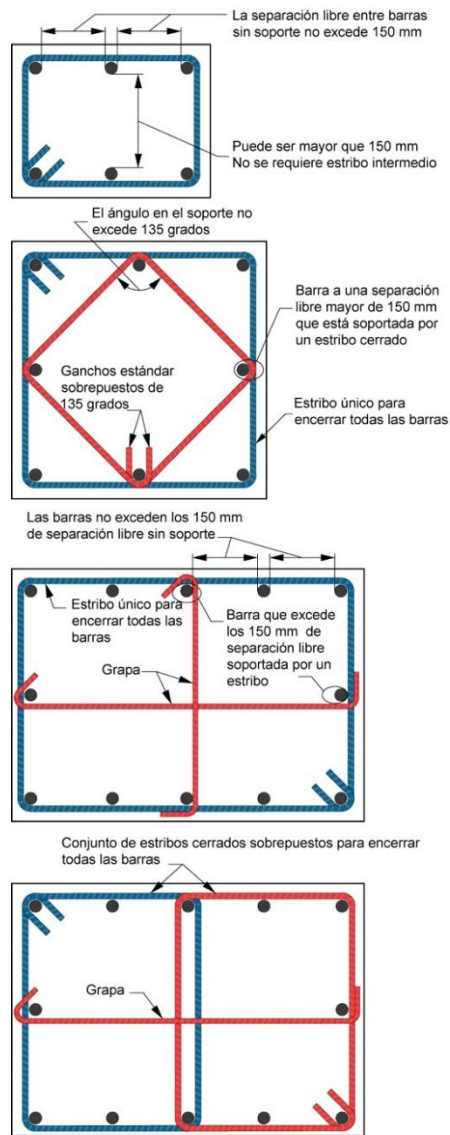


Figura C14.7.3.1 – Ejemplos de configuraciones y de dimensiones de estribos rectangulares cerrados

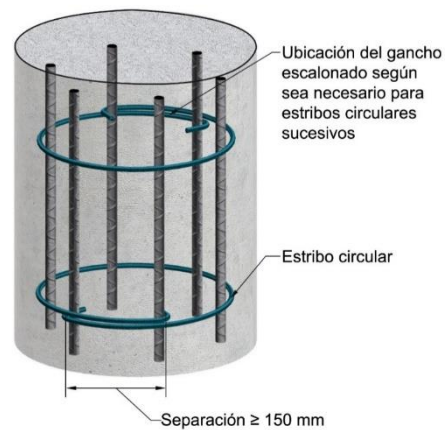


Figura C14.7.3.7 – Anclaje de estribos circulares

14.7.4 Refuerzo helicoidal (zuncho)

14.7.4.1 El refuerzo helicoidal se usará en elementos de sección circular o curva y consistirá en una barra o alambre continuo (zuncho) y separado de manera uniforme, con una separación libre (o paso libre) que cumpla con a) y b):

- a) Al menos el mayor de 25 mm y $1.5t_{mag}$
- b) No más de 80 mm.

14.7.4.2 En construcciones coladas en sitio, el diámetro de la barra corrugada o lisa será al menos del no. 3. Si se usan alambres, el diámetro mínimo será de 9.44 mm si se usa alambre corrugado o liso.

14.7.4.3 Con excepción del refuerzo transversal en cimentaciones profundas, la cuantía volumétrica del refuerzo helicoidal deberá cumplir con la ecuación 14.7.4.3:

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (14.7.4.3)$$

donde f_{yt} no se deberá tomar mayor que 700 MPa (7 000 kg/cm²). La cuantía no será menor que la establecida para estructuras de ductilidad baja, media y alta (Capítulos 6, 7 y 8, respectivamente).

14.7.4.4 El refuerzo helicoidal se deberá anclar por medio de 2.5 vueltas de la barra o alambre en sus extremos.

14.7.4.5 Se permitirá unir el refuerzo helicoidal con otro si se cumple con a) o b):

- a) Mediante conectores mecánicos o soldadura de conformidad con 14.5.6
- b) Por medio de traslapes de la barra o alambre de acuerdo con 14.7.4.6, donde f_{yt} no deberá exceder 420 MPa (4 200 kg/cm²).

14.7.4.6 Los traslapes en el refuerzo helicoidal deberán ser al menos el mayor de 300 mm o la longitud de traslape obtenida a partir de la tabla 14.7.4.6.

Comentario:

Como todo refuerzo transversal, el refuerzo helicoidal deberá amarrarse firmemente a las barras longitudinales para evitar su movimiento o distorsión durante la colocación del concreto.

Los diámetros mínimos están basados en consideraciones prácticas.

La ec. 14.7.4.3 tiene como propósito proveer suficiente refuerzo helicoidal (zunchos) a una columna cargada axialmente a compresión, de modo que cuando ésta pierda su recubrimiento ante cargas elevadas, el refuerzo transversal compense la caída de la resistencia. Incluso, el refuerzo transversal helicoidal permite que la resistencia recuperada sea mayor que la caída de ella tras el desprendimiento del recubrimiento. Además, estudios de laboratorio han indicado que refuerzo helicoidal de acero Grado 70 es efectivo para proveer confinamiento al concreto (Richart et al., 1929; Richart, 1933; Pessiki et al., 2001; Saatciouglu and Razvi, 2002). En la fig. C14.7.4.4 se ilustran los requisitos para anclaje del refuerzo helicoidal.

Tabla 14.7.4.6 – Longitud de traslape de refuerzo helicoidal

Acero de refuerzo	Revestimiento	Extremos traslapados de un refuerzo helicoidal hecho de barra o alambre	Longitud de traslape
Barra corrugada	Sin revestimiento o galvanizado	No se requiere remate con doblez	$48d_b$
	Con resina epoxi, con lodo bentonítico o galvanizado y con resina epoxi	No se requiere remate con doblez	$72d_b$
		Remate con doblez estándar según 14.3.2 ^[1]	$48d_b$
Alambre corrugado	Sin revestimiento	No se requiere remate con doblez	$48d_b$
	Con resina epoxi	No se requiere remate con doblez	$72d_b$
		Remate con doblez estándar según 14.3.2 ^[1]	$48d_b$
Barra lisa	Sin revestimiento o galvanizado	No se requiere remate con doblez	$72d_b$
		Remate con doblez estándar según 14.3.2 ^[1]	$48d_b$
Alambre liso	Sin revestimiento	No se requiere remate con doblez	$72d_b$
		Remate con doblez estándar según 14.3.2 ^[1]	$48d_b$

^[1] Los dobleces se deben ahogar dentro del núcleo confinado por el refuerzo helicoidal.

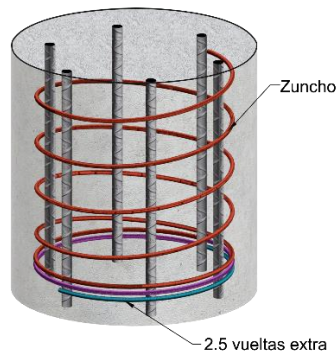


Figura C14.7.4.4 - Anclaje de refuerzo helicoidal

14.8 Dispositivos de anclaje y de unión en concreto postensado

14.8.1 Los dispositivos de anclaje y de unión para tendones deberán ser capaces de desarrollar al menos 95 por ciento de f_{pu} si se ensayan en condición sin adherencia, sin exceder el deslizamiento anticipado.

14.8.2 Los dispositivos de anclaje y de unión de tendones adheridos se colocarán de modo que 100 por ciento de f_{pu} se desarrolle en las secciones críticas después de que el refuerzo postensado se adhiera en el elemento.

14.8.3 En edificaciones con tendones no adheridos sujetas a cargas repetitivas se deberá considerar la posibilidad de fatiga del acero de presfuerzo en anclajes y dispositivos de unión.

14.8.4 Los dispositivos de unión se deben colocar en zonas aprobadas por el Proyectista y protegidos por carcasas suficientemente largas para permitir los movimientos necesarios.

Comentario:

El acero de presfuerzo deberá cumplir con los requisitos mínimos establecidos en los estándares NMX-B-292-CANACERO y NMX-B-293-CANACERO. El requisito de 14.8.1 pretende que la resistencia especificada de dispositivos de anclaje y de unión (o coples) exceda la resistencia máxima del acero de presfuerzo por un margen sustancial. Además, reconoce el efecto del incremento de esfuerzo que se produce con los dispositivos disponibles comercialmente. Es conveniente que el conjunto tendón-dispositivo de anclaje o de unión satisfagan los requisitos de alargamiento de 2 por ciento (se sugiere consultar el documento ACI SPEC-423.7).

Si se emplean dispositivos de anclaje y de unión en tendones adheridos que desarrollen menos del 100 por ciento de la resistencia especificada a tensión del acero de presfuerzo, se podrán colocar donde la longitud de transferencia por adherencia entre los dispositivos y las secciones críticas sea igual o mayor que la requerida para desarrollar la resistencia del acero de presfuerzo. La longitud de transferencia por adherencia se deberá obtener de ensayos de adherencia de tendones sin o con tensión.

En caso de considerar la posibilidad de fatiga en tendones y dispositivos de anclaje, se recomienda consultar el documento ACI PRC-423.3R y el ACI PRC-215R.

14.9 Zona de anclaje para postensado

14.9.1 Requisitos generales

14.9.1.1 Las zonas de anclaje de tendones postensados se considerará que está constituida por dos zonas, a) y b):

- a) Zona local: se supondrá que es un prisma rectangular (o un prisma rectangular equivalente para anclajes circulares u ovalados) de concreto que rodea inmediatamente el dispositivo de anclaje y el refuerzo de confinamiento. La zona local se diseñará según 14.9.3
- b) Zona general: que incluye la zona local y que se supone comprende la porción del elemento a través de la cual la fuerza concentrada de presfuerzo es transferida al concreto y distribuida de modo más uniforme a través de la sección. La zona general se diseñará de acuerdo con 14.9.4.

14.9.1.2 La resistencia del concreto requerida al momento del postensado será el requerido en 16.9.

14.9.1.3 La secuencia de tensado se deberá considerar en el proceso de diseño y especificar como se señala en 16.9.

Comentario:

La extensión de la zona de anclaje se basa en el principio de St. Venant. En la fig. C14.9.1.1.a se muestra la definición de zona local y de zona general.

Cuando los dispositivos de anclaje se colocan lejos de los extremos del elemento y son cargados, se producen esfuerzos locales de tensión, adelante y atrás del dispositivo de magnitud considerable. Estos esfuerzos son producto de la incompatibilidad de deformaciones en esta región. En la fig. C14.9.1.1.b se presentan la zona general y la zona local cuando el anclaje se coloca lejos del extremo del elemento.

Al considerar la secuencia de tensado, es importante tomar en cuenta las fuerzas que producen el agrietamiento en el concreto paralelo a los tendones, tanto para los tendones en lo individual como en grupo.

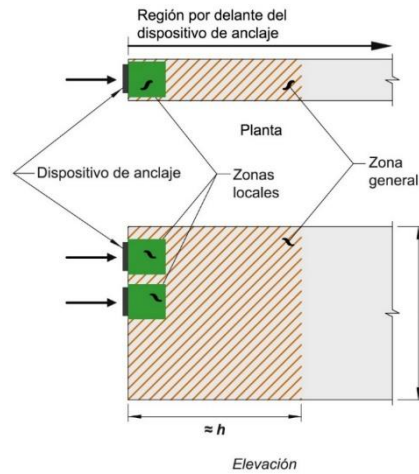


Figura C14.9.1.1.a – Zona local y zona general de una zona de anclaje de tendones postensados

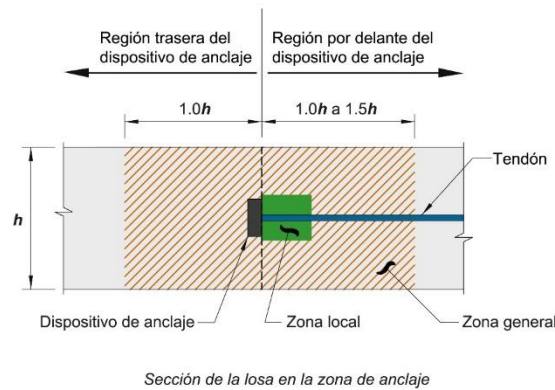


Figura C14.9.1.1.b – Zona local y zona general cuando el anclaje se coloca lejos del extremo del elemento

14.9.2 Resistencia requerida

14.9.2.1 La fuerza de presfuerzo última en el dispositivo de anclaje P_{pu} deberá ser mayor que la menor cantidad entre a) y c) usando un $F_c = 1.2$:

- $1.2 (0.94f_{py}) A_{sp}$
- $1.2 (0.80f_{pu}) A_{sp}$
- Fuerza máxima en el gato establecida por el proveedor de los dispositivos de anclaje, multiplicada por 1.2.

14.9.3 Zona local

14.9.3.1 El diseño de la zona local deberá cumplir con los requisitos a) a c):

- Los dispositivos de anclaje de monotorones de 15.8 mm (5/8 pulg) de diámetro o menores deben cumplir con los requisitos de resistencia de apoyo y de zona local establecidos en ACI SPEC-423.7
- Los dispositivos de anclaje multitorón deben satisfacer los requisitos de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, artículo 5.8.4.4.2, aplicando $F_c = 1.2$ y F_R de 3.8.2.1
- Los dispositivos de anclaje especiales deben cumplir con las pruebas establecidas en *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, artículo 5.8.4.4.3 y descritas en *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, artículo 10.3.2.3.

14.9.3.2 Si se usan dispositivos de anclaje especiales, se deberá proporcionar refuerzo en las caras del elemento en adición al refuerzo de confinamiento especificado para el dispositivo de anclaje.

14.9.3.2.1 El refuerzo en las caras del elemento tendrá una configuración similar y una relación volumétrica equivalente, al menos, a la del refuerzo en la cara del elemento usado en el proceso de aceptación del dispositivo de anclaje.

Comentario:

La zona local está sujeta a esfuerzos locales de alta magnitud que son producidos por el dispositivo de anclaje y que son, en turno, transferidos al resto de la zona de anclaje. El comportamiento de la zona local depende de las características del dispositivo de anclaje y de su refuerzo de confinamiento. En general, su comportamiento es poco afectado por la geometría y el régimen de cargas de toda la estructura. El diseño de la zona local frecuentemente se realiza hasta que se seleccionan los dispositivos de anclaje por usar. Las principales consideraciones en el diseño de zonas locales son los efectos de la reacción de la placa del dispositivo y la idoneidad del refuerzo de confinamiento para aumentar la resistencia del concreto.

El refuerzo colocado cerca de las caras tiene como propósito limitar el tamaño del agrietamiento local y su separación. Se acepta usar el refuerzo provisto para otras acciones (como para controlar cambios volumétricos por contracción y temperatura, por ejemplo) como refuerzo cerca de las caras. Igualmente es frecuente que el cálculo del acero cerca de las caras sea dependiente del dispositivo de anclaje específico que se seleccione.

14.9.3.4 Zona general

14.9.4.1 La zona general se extenderá una vez la mayor dimensión de la sección transversal. En el caso de losas con anclajes o grupos de anclajes separados a lo largo del borde de la losa, el peralte de la zona general se considerará igual a la separación de los tendones.

14.9.4.2 Si los dispositivos de anclaje están ubicados lejos del extremo del miembro, la zona general incluirá las regiones perturbadas inmediatamente adelante y atrás de los dispositivos de anclaje.

Comentario:

Debido a la elevada concentración de cargas y fuerzas, la hipótesis de secciones planas no es aplicable en zonas generales. En ellas, es conveniente considerar en el diseño los esfuerzos de tensión que pueden ser causados por el dispositivo de anclaje, incluidos los señalados en la fig. C14.9.4.1.a, así como los esfuerzos de compresión que ocurren inmediatamente delante de la zona local. En la fig. C14.9.4.1.b se muestran las dimensiones de la zona general para una losa postensada.

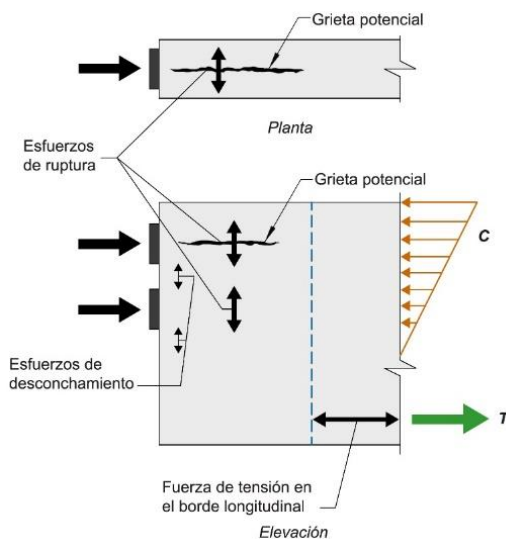


Figura C14.9.4.1.a – Esfuerzos de tensión en una zona general

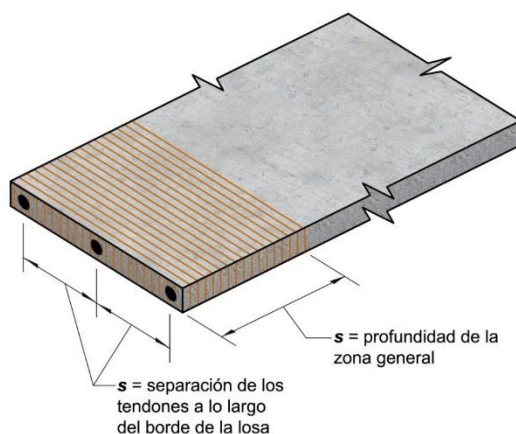


Figura C14.9.4.1.b – Dimensiones de una zona general en una losa postensada

14.9.3.3 Análisis de zonas generales

14.9.4.3.1 Para el diseño de las zonas generales se permite el uso de los métodos indicados en a) a c):

- Método de puntales y tensores del Capítulo 10
- Análisis lineal de esfuerzos, incluido el método de elementos finitos o equivalentes
- Ecuaciones simplificadas, como las de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, artículo 5.8.4.5, con la excepción señalada en 14.9.4.3.2.

Se aceptará usar otros métodos para el diseño de zonas generales si los resultados obtenidos son cercanos y consistentes con los resultados obtenidos de un conjunto amplio de ensayos.

14.9.4.3.2 Las ecuaciones simplificadas señaladas en 14.9.4.3.1.c no podrán usarse en el diseño de una zona general si ocurre cualquiera de las situaciones de a) a g):

- La sección transversal no es rectangular
- Las discontinuidades dentro o cerca de la zona general causan desviaciones en el flujo de fuerzas
- La distancia mínima al borde es menor que 1.5 veces la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección
- Se usan dispositivos de anclaje múltiple en más de un grupo y con baja separación
- El centroide de los tendones está ubicado fuera del tercio medio
- El ángulo de inclinación del tendón en la zona general es menos de -5 grados del eje del elemento, donde el ángulo es negativo si la fuerza en el anclaje apunta hacia afuera del centroide de la sección
- El ángulo de inclinación del tendón en la zona general es mayor que +20 grados del eje que pasa por el centroide del elemento, donde el ángulo es positivo si la fuerza en el anclaje apunta hacia el centroide de la sección.

14.9.4.3.3 Los efectos tridimensionales se deben considerar en el diseño, de modo que se analicen mediante a) o b):

- Procedimientos de análisis tridimensional
- Aproximaciones mediante la suma de los efectos en los dos planos ortogonales.

Comentario:

El método de puntales y tensores (Capítulo 10) es un procedimiento especialmente útil para el diseño de zonas generales. También se pueden emplear ecuaciones simplificadas basadas en el procedimiento general planteado en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Breen et al., 1994).

La magnitud de la fuerza de rotura, T_{rotura} , y la ubicación de su centroide a partir de la superficie de apoyo del anclaje, d_{rotura} , se pueden estimar de las ecs. C14.9.4.3.1.a y C14.9.4.3.1.b, respectivamente. Los términos de las ecuaciones se ilustran en la fig. C14.9.4.3.a, para el caso de una fuerza de presfuerzo con excentricidad reducida. Esta ecuación es útil para tomar en cuenta la secuencia de presfuerzo, si existe más de un tendón.

$$T_{rotura} = 0.25 \Sigma P_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h} \right) \tag{C14.9.4.1.a}$$

$$d_{rotura} = 0.5(h - 2e_{anc}) \tag{C14.9.4.1.b}$$

donde ΣP_{pu} es la suma de fuerzas P_{pu} de los tendones individuales; h_{anc} es la altura o peralte del dispositivo de anclaje o del grupo de dispositivos de anclaje a baja separación en la dirección considerada; y e_{anc} es la excentricidad, en valor absoluto, del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje a baja separación con respecto al centroide de la sección transversal (fig. C14.9.4.3.a). Se considera que los dispositivos de anclaje están a baja separación si la separación a centros no excede 1.5 veces el ancho del dispositivo de anclaje en la dirección considerada.

En los casos en los que no se puedan aplicar ecuaciones simplificadas para el diseño de zonas generales, es aceptable seguir el procedimiento general planteado en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications o el método de puntales y tensores (véase Capítulo 10).

Es frecuente la necesidad de tomar en cuenta los efectos tridimensionales, como es el caso de fuerzas de rotura en la dirección corta de almas o losas, o en diafragmas de anclaje de tendones externos. En estos casos, es posible que se requiera un análisis tridimensional completo.

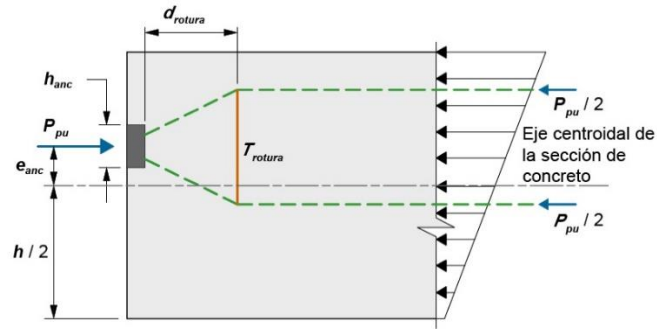
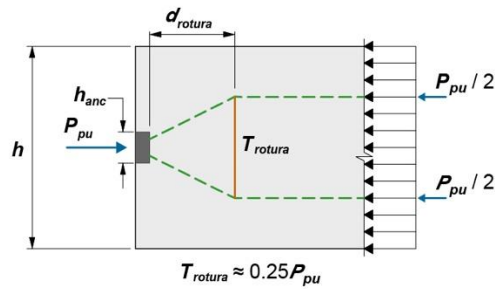
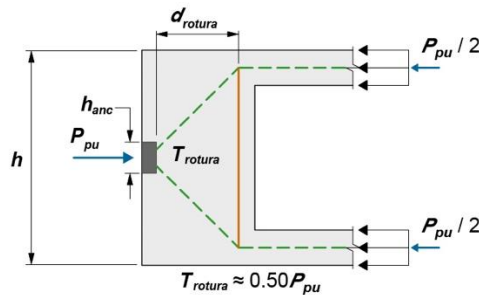


Figura C14.9.4.3.a – Definición de términos usados en el análisis de una zona general



(a) Sección rectangular



(b) Sección con patines y con diafragma final

Figura C14.9.4.3.b – Efecto del cambio de la sección transversal en el flujo de fuerzas para el diseño de zonas de anclaje de tendones postensados

14.9.3.4 Límites del refuerzo

14.9.4.4.1 La resistencia a tensión del concreto se deberá despreciar en el cálculo de requisitos de refuerzo.

14.9.4.4.2 Se deberá proveer refuerzo en la zona general para resistir la fuerza de tensión en el plano, desprendimiento y fuerzas de tensión en el borde causadas por los dispositivos de anclaje, según corresponda. Se deben considerar los efectos de cambios abruptos en la sección y en la secuencia de tensado.

14.9.4.4.3 Si los dispositivos de anclaje están localizados lejos del extremo de un elemento, se suministrará refuerzo adherido capaz de transferir al menos $0.35P_{pu}$ a la sección de concreto detrás del anclaje. Este refuerzo se deberá colocar simétricamente alrededor del dispositivo de anclaje y se deberá anclar completamente adelante y atrás del dispositivo de anclaje.

14.9.4.4.4 Si los tendones son curvos dentro de la zona general, se deberá colocar refuerzo adherido para resistir las fuerzas radiales y de agrietamiento, excepto cuando se empleen monotorones en losas o cuando el análisis demuestre que no se requiere este tipo de refuerzo.

14.9.4.4.5 Refuerzo con una resistencia nominal a tensión igual a 2 por ciento de la fuerza de presfuerzo última se colocará en direcciones ortogonales y paralelo a la cara cargada de la zona de anclaje para limitar el desprendimiento del concreto, excepto cuando se empleen monotorones en losas o cuando el análisis demuestre que no se requiere este tipo de refuerzo.

14.9.4.4.6 En el caso de dispositivos de anclaje de monotorones de 12.7 mm (0.5 pulg) de diámetro o menores, en losas de concreto de peso normal, se deberá colocar refuerzo en la zona de anclaje que satisfaga a) y b), a menos que un análisis, desarrollado según 14.9.4.3, indique que este refuerzo no se requiere:

- a) Dos barras horizontales del no. 4 al menos se deben colocar dentro de la zona local paralelas al borde de la losa y delante de la cara de apoyo del dispositivo de anclaje. Se permite que estas barras estén en contacto con la cara de apoyo del dispositivo de anclaje y que el centro de las barras no esté más alejado que 100 mm en frente de la cara de apoyo del dispositivo. Las barras se deberán colocar entre la cara de apoyo del dispositivo de anclaje y la rama vertical del estribo en forma de U, del estribo o del perno liso con cabeza, con excepción de losas más gruesas que 200 mm, donde se permitirá colocar las barras en las esquinas de los estribos de modo de proveer anclaje de estribos (cerrados o en U). Las barras se deberán extender al menos 150 mm a cada lado de los bordes externos del dispositivo de anclaje
- b) Si la separación a centros entre los dispositivos de anclaje es de 300 mm o menos, se deberá considerar a los dispositivos de anclaje como un grupo. Para cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deberán colocar, al menos, $n + 1$ barras dobladas en forma de U o estribos cerrados del no. 3 cuando menos o pernos lisos con cabeza de al menos 12.7 mm de diámetro, donde n es el número de dispositivos de anclaje. Una barra en forma de U, un estribo o refuerzo en forma de pernos lisos con cabeza se deberán colocar entre los dispositivos de anclaje adyacentes y otro a cada lado del grupo. Las barras en forma de U o estribos se deberán colocar con las ramas horizontales extendiéndose dentro de la losa en dirección perpendicular al borde de la misma. La línea central de la rama vertical de las barras en forma de U, de la rama vertical de los estribos o los pernos lisos con cabeza verticales más cercanos al dispositivo de anclaje se deberá colocar entre $3h/8$ y $h/2$ delante de la cara de apoyo del dispositivo de anclaje. Las barras en forma de U o los estribos se deben detallar según 14.7.1.1, 14.7.1.2 y 14.7.1.3, según corresponda. El refuerzo en forma de pernos lisos de cortante con cabeza deberá satisfacer 2.4.3. La altura total de los pernos lisos con cabeza deberá ser igual al peralte del elemento menos el recubrimiento especificado superior e inferior.

Comentario:

La cuantía y detallado del refuerzo dependen de la geometría y características del tendón y del dispositivo de anclaje seleccionado. El diseño, los criterios de supervisión y aprobación, así como las partes responsables, serán señalados en el proyecto ejecutivo y, específicamente, en los planos.

Los cambios de sección pueden producir flujos de fuerzas con geometría y magnitudes diferentes, los cuales han de ser considerados en el diseño.

Cuando se colocan anclajes lejos del extremo de un elemento, se producen esfuerzos de tensión locales atrás de los anclajes. En estos casos, con el objetivo de limitar la extensión del agrietamiento detrás del anclaje, es necesario proveer refuerzo adherido paralelo al tendón e inmediatamente próximo al anclaje. El valor de $0.35P_{pu}$ se derivó de considerar que el refuerzo adherido resista, bajo un esfuerzo de $0.6f_y$, 25 por ciento de la fuerza de presfuerzo incluyendo un factor de carga de 1.2. De ahí que en el cálculo de la resistencia se usa f_y del refuerzo.

El detallado del refuerzo de zonas de anclaje de monotorones establecido en la Norma es resultado de ensayos de laboratorio (Breen et al, 1994; Roberts-Wollmann y Wollmann, 2008), en los que se emplearon torones de 12.7 mm (1/2 pulg) de diámetro, Grado 1860 y concreto de peso normal, así como de estudios analíticos. En la fig. C14.9.4.4.6.a se muestran los detalles requeridos en la Norma para grupos de anclajes, ya sea usando estribos en forma de U o estribos cerrados. Las dos barras horizontales colocadas en la zona local se encuentran entre la cara de apoyo del dispositivo de anclaje y la rama vertical del estribo, con excepción de losas más gruesas de 200 mm. En este caso, las barras paralelas a la cara cargada se pueden colocar en las esquinas de los dobleces de los estribos de modo de proveer el anclaje de éstos. Conviene que estas barras sean continuas, donde sea posible. Se permite el uso de pernos lisos con cabeza como una alternativa al uso de estribos en U o cerrados en la zona general de elementos postensados. Este tipo de refuerzo es efectivo para resistir los esfuerzos de tensión que causan hendimiento, desarrollando menores deslizamientos que cuando se usan estribos con dobleces. En la fig. C14.9.4.4.6.b se ilustran detalles usando pernos lisos con cabeza. En este caso, las dos barras horizontales en la zona local se colocan entre la cara de apoyo del dispositivo y el perno liso vertical.

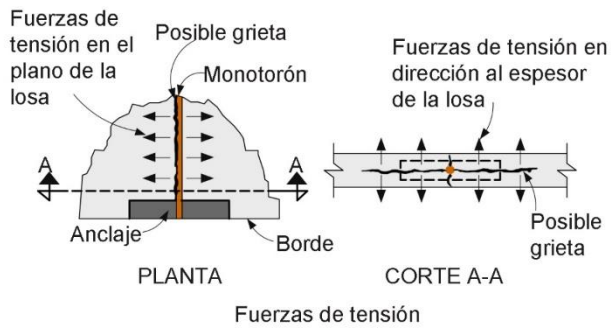
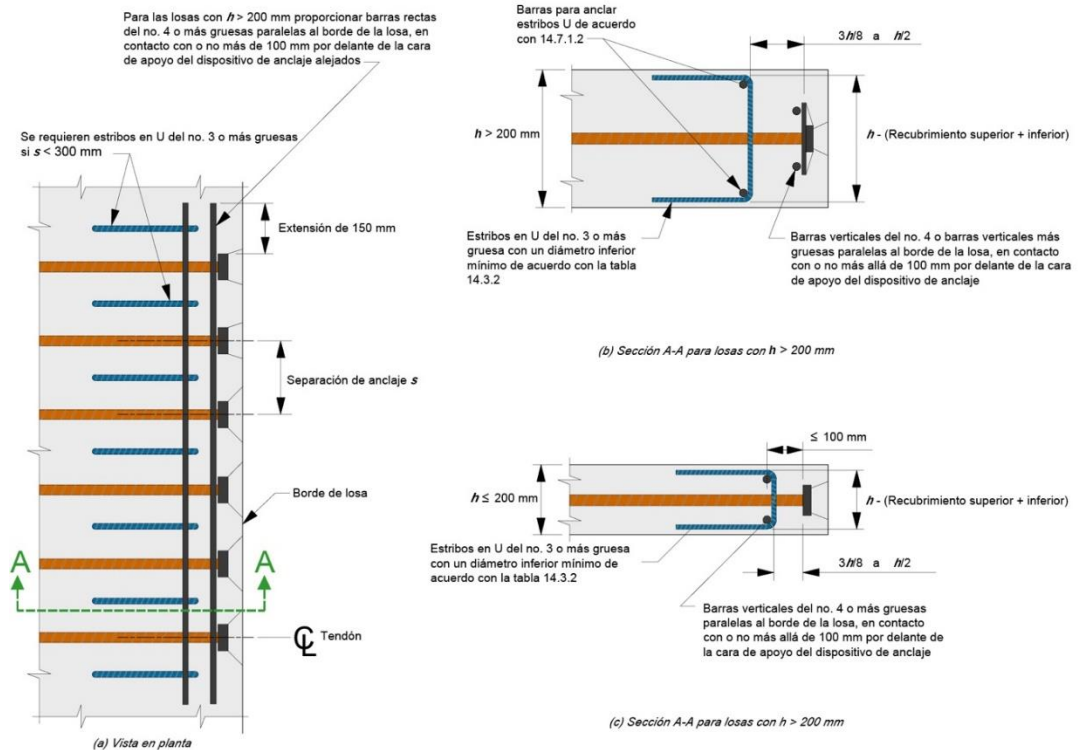
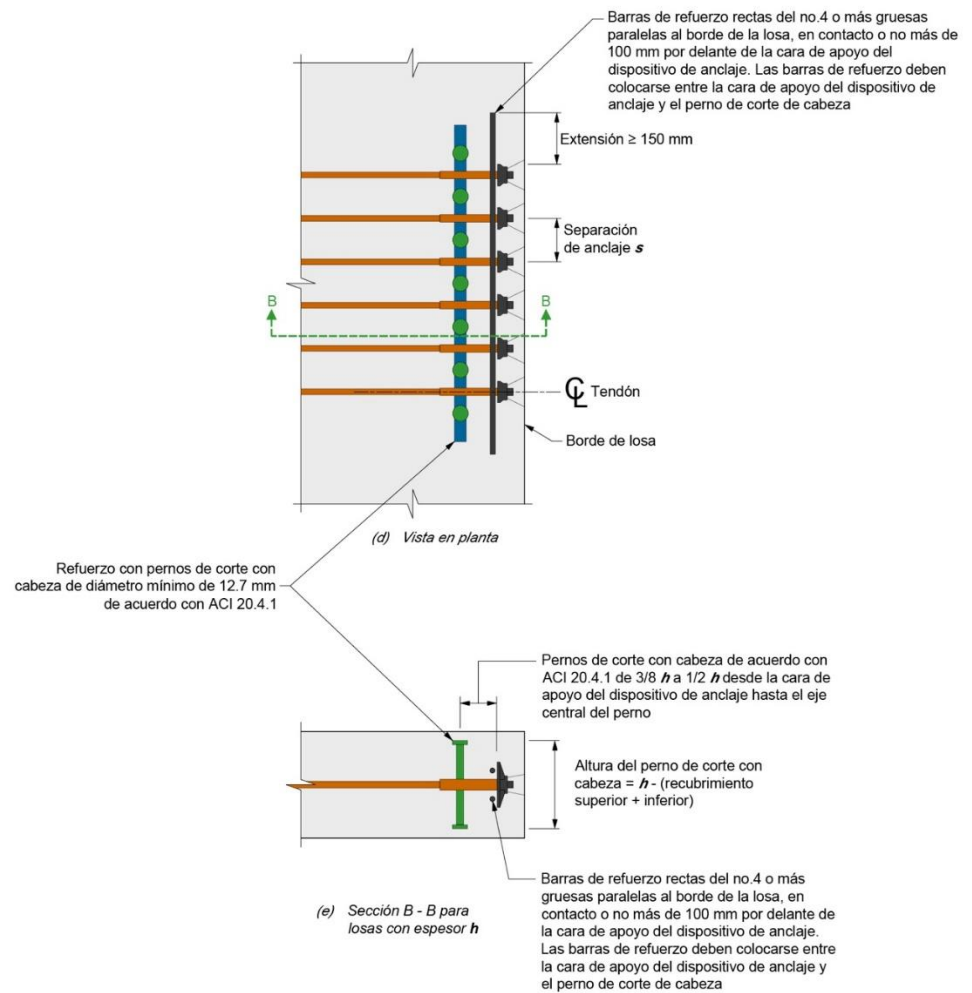


Figura C14.9.4.4.6.a – Detallado del acero de refuerzo en zonas de anclaje de tendones postensados usando estribos



Figuras C14.9.4.4.6.b y C14.9.4.4.6.c – Detallado del acero de refuerzo en zonas de anclaje de grupos de tendones postensados usando barras en forma de U



Figuras C14.9.4.4.6.d y C14.9.4.4.6.e – Detallado del acero de refuerzo en zonas de anclaje de grupos de tendones postensados usando pernos lisos con cabeza

14.9.3.5 Límites de esfuerzo en zonas generales

14.9.4.5.1 El esfuerzo de diseño máximo a tensión en el refuerzo a la resistencia nominal no excederá los límites de la tabla 14.9.4.5.1.

Tabla 14.9.4.5.1 – Esfuerzo de diseño máximo a tensión en el refuerzo

Tipo de refuerzo	Esfuerzo de diseño máximo a tensión
No presforzado	f_y
Presforzado adherido	f_{py}
Presforzado no adherido	$f_{se} + 70$ $(f_{se} + 700)$

14.9.4.5.2 El esfuerzo de compresión en el concreto a la resistencia nominal no deberá exceder $0.7\lambda f'_{ci}$, donde λ se define en 2.3.3.2.2.

14.9.4.5.3 Si el concreto está confinado con refuerzo helicoidal (zunchos) o estribos cerrados y este efecto está documentado en pruebas de laboratorio y análisis, se permitirá usar un valor mayor del esfuerzo a compresión en el concreto en el cálculo de la resistencia nominal de la zona general.

14.9.4.5.4 No se deberá tensar el acero de presfuerzo hasta que la resistencia a compresión del concreto, obtenida de ensayos de cilindros curados de manera consistente con el curado del elemento, sea de al menos 18 MPa (180 kg/cm²) en el caso de tendones monotorón o barra, o de al menos 30 MPa (300 kg/cm²) si se usan tendones multi-torón, a menos que se cumpla con 14.9.4.5.5.

14.9.4.5.5 No es necesario cumplir con 14.9.4.5.4 si se satisfacen a) o b):

- a) Se usan dispositivos de anclaje de mayor tamaño para compensar una menor resistencia a compresión del concreto
- b) El acero de presfuerzo se esfuerza al 50 por ciento de la fuerza final de presfuerzo.

Comentario:

Es de anticipar la ocurrencia de deformaciones inelásticas en el concreto en zonas generales, ya que en su diseño sólo se toma en cuenta la resistencia. La aplicación del factor λ para concreto ligero refleja una menor resistencia a tensión del concreto, lo cual a su vez limita el esfuerzo a compresión, así como una mayor dispersión y fragilidad en zonas de anclaje en elementos hechos con concretos ligeros.

Una manera eficiente de incrementar la resistencia de la zona de anclaje es mediante el confinamiento provisto por refuerzo helicoidal (zunchos) y/o estribos cerrados (Breen et al., 1994). También se puede lograr con presfuerzo auxiliar ortogonal al eje de los tendones principales.

El requisito de tensar los tendones en 14.9.4.5.4 es para limitar el agrietamiento temprano por contracción. También se pueden colocar dispositivos más grandes que lo requerido o bien postensar los tendones en etapas a niveles entre 1/3 y 1/2 veces la fuerza de presfuerzo final.

14.9.4 Detallado del refuerzo de zonas de anclaje

14.9.5.1 La selección del tamaño, separación, recubrimiento y otros detalles del refuerzo de zonas de anclaje deberá tomar en cuenta las tolerancias en la fabricación y colocación del acero de refuerzo, el tamaño del agregado y la colocación y compactación del concreto.

14.10 Anclaje de conectores postinstalados

14.10.1 Alcance

14.10.1.1 Esta sección aplicará al diseño de anclajes postinstalados (también llamados conectores o fijadores) en el concreto usados para transferir cargas por medio de tensión, cortante o combinación de tensión y cortante entre elementos estructurales y entre elementos estructurales y sistemas de fijación relacionados con la seguridad de la edificación.

14.10.1.2 Esta sección aplicará a los conectores del tipo a) a g):

- a) Pernos lisos o roscados con cabeza
- b) Pernos con dobleces
- c) Conectores postinstalados de expansión o acuñaos (controlados por torque o por desplazamiento) que cumplen con el criterio de evaluación de ACI CODE-355.2
- d) Conectores socavados o de autoexcavado que cumplen con el criterio de evaluación de ACI CODE-355.2
- e) Conectores postinstalados químicos o adhesivos que cumplen con el criterio de evaluación de ACI CODE-355.4
- f) Conectores postinstalados de tornillo que cumplen con el criterio de evaluación de ACI CODE-355.2
- g) Sistemas de fijación con llaves de corte.

14.10.1.3 Se aceptará colocar barras corrugadas postinstaladas (anclas). En esos casos, la longitud de desarrollo se calculará de conformidad con 14.4.2 y 14.4.9.

Comentario:

Las barras corrugadas se evaluarían de acuerdo con el Capítulo 17 de la versión más reciente del ACI CODE-318. La calificación del adhesivo se hace con ACI CODE-355.4.

14.10.2 Diseño

14.10.2.1 Se aceptará diseñar los conectores postinstalados con el Capítulo 17 del ACI CODE-318-19 o de su versión más reciente.

14.10.2.2 Se aceptará usar los valores de diseño de fabricantes de conectores que demuestren documentalmente que cumplen con 14.10.1.2. El Director, o en su caso, el Corresponsable aprobará el diseño del Proyectista hecho a partir de valores recomendados por el fabricante.

14.10.2.3 Si se coloca refuerzo de tensión para transferir la fuerza en el conector a través de la superficie de falla de arrancamiento del concreto, no será necesario reducir la resistencia a tensión de diseño del refuerzo de tensión más allá de lo indicado en la tabla 2.4.2.2.4.a.

Comentario:

En esta versión de la Norma se incluye, por primera vez y de modo explícito, los criterios de diseño que habrán de aplicarse en conectores postinstalados. Se acepta diseñar con cualquier método basado en la capacidad del concreto, como lo es el establecido en ACI CODE-318-19.

El requisito de 14.10.2.3 supone que la resistencia de la conexión está controlada por la fluencia del refuerzo y no por el desprendimiento del concreto.

La falla controlada por el arrancamiento del concreto de un grupo de barras a tensión requiere considerar factores de resistencia específicos. Se sugiere revisar las publicaciones de Worsfold et al. (2022 y 2023) y Worsfold y Moehle (2023).

14.11 Tuberías y ductos incluidos en el concreto

14.11.1 Deberá evitarse la inclusión de elementos no estructurales en el concreto, en particular tubos de alimentación o desagüe dentro de las columnas.

14.11.2 Las dimensiones y ubicación de los elementos no estructurales (tubos y ductos, por ejemplo) que lleguen a quedar dentro del concreto, así como los procedimientos de ejecución (véase 16.6.11), serán tomadas en cuenta en el diseño del elemento y serán tales que no afecten significativamente las condiciones de resistencia, deformabilidad, y protección contra el fuego, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios. La inclusión de tubos y ductos deberá aprobarse por el Director y, en su caso, por el Corresponsable.

14.11.3 Los tubos y ductos de aluminio deberán ser revestidos o cubiertos para evitar la reacción concreto-aluminio y la acción electrofítica entre aluminio y acero.

14.11.4 Se deberá suministrar refuerzo con área al menos igual a 0.002 veces el área de la sección de concreto y colocarse en dirección perpendicular al eje del tubo o ducto.

14.11.5 El recubrimiento de concreto especificado en caso de tubos, con sus accesorios, será de al menos 40 mm para concreto expuesto a tierra o al medio ambiente y de al menos 20 mm para concreto no expuesto a tierra ni al medio ambiente.

Comentario:

La inclusión de elementos no estructurales en el concreto es una práctica indeseable. Sólo en casos extremos se pueden incluir siempre que se revisen los estados límite de falla y servicio, así como que se asegure la adecuada construcción del elemento.

La Norma prohíbe el uso de aluminio dentro del concreto a menos que esté revestido o cubierto. El aluminio reacciona con el concreto y, en presencia del ion cloruro, puede reaccionar electrofíticamente con el acero, causando agrietamiento y/o desprendimientos. Los tubos de aluminio para instalaciones eléctricas son un problema especial porque las corrientes eléctricas parásitas aceleran la reacción adversa. El requisito de 16.6.9.2 prohíbe el uso de cloruro de calcio o de cualquier aditivo que contenga cloruros si el concreto tendrá inclusiones de aluminio.

15. CONCRETOS ESPECIALES

15.1 Alcance

15.1.1 En este capítulo se describen los requerimientos para los concretos especiales empleados para fines estructurales. En la tabla 15.1.1 se presentan los alcances, usos, normas y criterios de diseño aplicables a los concretos especiales aceptables para esta Norma. Adicionalmente se deberán cumplir los requisitos específicos para cada tipo de concreto especial.

Tabla 15.1.1 – Alcance, usos, normas y criterios de diseño para estructuras hechas con concretos especiales

Tipo de concreto especial	Alcance y usos	Norma y/o referencia dentro de esta Norma	Criterios de diseño
Concreto de alta resistencia (véase 15.2)	<ul style="list-style-type: none"> Estructuras del Grupo A y B Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requerimientos de sostenibilidad Requiere la autorización del Director y de un Corresponsable Nivel 2. 	ACI PRC-363.2 ACI PRC-363	Mismos que para concretos convencionales y para aplicaciones especiales. Tabla 15.2.1
Concreto de ultra alto desempeño (véase 15.3)	<ul style="list-style-type: none"> Estructuras del Grupo A y B Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requerimientos de sostenibilidad Requiere la autorización del Director y del Corresponsable Nivel 2. 	NF P 18-710 ACI PRC-239	NF P 18-710
Concreto lanzado (véase 15.4)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 1A, 1B y Clase 2 Estructuras del Grupo A y B, Estructuras de ductilidad baja Estructuras por rehabilitar Requiere la autorización del Director y, en su caso, del Corresponsable. 	ACI PRC 506.4	Mismos que concretos convencionales. ACI PRC 506.4
Concreto bajo en carbono (véase 15.5)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 1A, 1B y Clase 2 Estructuras del Grupo A y B Estructuras ductilidad baja, media y alta Estructuras con requerimientos de sostenibilidad No requiere autorización especial. 	Mismas que concretos convencionales ISO 14064-1:2018 ISO 14067:2018	Mismos que para concretos convencionales y aplicaciones especiales.
Concreto con cemento alternativo (véase 15.6)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requisitos de sostenibilidad Requiere la autorización del Director. 	ACI ITG-10.1R	Mismos que para concretos convencionales y aplicaciones especiales.
Concreto con agregado plástico artificial (véase 15.7)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requisitos de sostenibilidad Requiere la autorización del Director. 	NMX-C-155-ONNCCE-2014 NMX-C-ONNCCE-111-2018	Mismos que para concretos convencionales y aplicaciones especiales.
Concreto con adición reciclada (véase 15.8)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requisitos de sostenibilidad Requiere la autorización del Director. 	NMX-C-155-ONNCCE-2014 NMX-C-ONNCCE-111-2018	Mismos que para concretos convencionales y aplicaciones especiales.
Concreto polimérico (véase 15.9)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras Baja Ductilidad Estructuras con requisitos de sostenibilidad. Requiere autorización del Director. 	ACI PRC 548.6	Mismos que concretos convencionales y para aplicaciones especiales.
Concreto reforzado con materiales poliméricos reforzados con fibras (véase 15.10)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras de ductilidad baja Estructuras con requisitos de sostenibilidad Requiere autorización del Director, además de un especialista auxiliar en el tema. 	ACI PRC 440.1 ACI CODE 440.11	ACI PRC 440.1 ACI CODE 440.11
Concreto para impresión digital (impresión 3D) (véase 15.11)	<ul style="list-style-type: none"> Concretos convencionales Clase 2 Estructuras a base de muros Estructuras del Subgrupo B2 Estructuras ductilidad baja Requiere autorización del Director. 	Recomendaciones y especificaciones del fabricante de la impresora digital.	Mismos que concretos convencionales.

15.2 Concreto de alta resistencia (CAR)

15.2.1 Aplicación y alcance

15.2.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.2.1.2 Los concretos de alta resistencia (CAR) podrán ser Clase 1A y 1B y se permitirá que se usen en estructuras del Grupo A y B.

15.2.1.3 Sólo se permitirá el uso de concreto de alta resistencia en el SERCGFL de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$).

15.2.1.4 La resistencia especificada a la compresión, f'_c , deberá ser de al menos 70 MPa (700 kg/cm²) y hasta 100 MPa (1 000 kg/cm²) a edades 28, 56 y 90 días.

15.2.1.5 Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Director y, en su caso del Corresponsable.

15.2.2 Requisitos de los materiales

15.2.2.1 Los materiales y métodos de ensayo empleados para fabricar y verificar el concreto de alta resistencia, así como sus propiedades serán los señalados en la tabla 15.2.2.1.

Tabla 15.2.2.1 – Materiales componentes y propiedades del concreto de alta resistencia

	Requerimiento	Método de ensayo/ especificación	Propiedad ^[1]
Materiales	Cemento	NMX-C-414- ONNCCE-2017	
	Agua	NMX-C-122- ONNCCE-2019	Agua potable o reciclada
	Agregados	NMX-C-111- ONNCCE-2018	<ul style="list-style-type: none"> • 70 MPa (700 kg/cm²) - TMA 20 a 28 mm • 100 MPa (1 000 kg/cm²) - TMA 10 o 20 mm • Origen basáltico, calizo o de mármol. • Densidad mínima agregado grueso: 2 700 kg/m³ • Módulo de finura agregado fino: 2.4 a 2.45 con pérdidas por lavado del orden de 4%.
	Aditivos	NMX-C-255- ONNCCE-2013	
	Adiciones		<ul style="list-style-type: none"> • Micro sílice (humo de sílice), ceniza volante o escorias • Entre 5% y 25% del contenido de cementante en función de las características del concreto, tales como la resistencia y durabilidad requeridas.
Concreto fresco	Revenimiento	NMX-C-156- ONNCCE-2020	De acuerdo con lo indicado en la NMX-C-155-ONNCCE-2014
	Flujo de Revenimiento, FR	NMX-C-472- ONNCCE-2013	$650 < FR < 750 \text{ mm} \pm 50 \text{ mm}$
	Tiempo de Fraguado	NMX-C-059- ONNCCE-2017	
Concreto endurecido	Resistencia a compresión, f'_c	NMX-C-083- ONNCCE-2020	$70 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 100 \text{ MPa}$ $700 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 1\,000 \text{ kg/cm}^2$
	Módulo de elasticidad, E_c (2.2.8)	NMX-C-128- ONNCCE-2013	Concretos con agregado grueso calizo: $2\,700\sqrt{f'_c} + 11\,000$, en MPa $(8\,500\sqrt{f'_c} + 110\,000)$, en kg/cm ² Concretos con agregado grueso basáltico: $2\,700\sqrt{f'_c} + 5\,000$, en MPa $(8\,500\sqrt{f'_c} + 50\,000)$, en kg/cm ²
Aplicaciones		Puede utilizarse en: <ul style="list-style-type: none"> • Estructuras del Grupo A y B. • Estructuras de ductilidad baja • Estructuras con requerimientos de durabilidad por vida útil o especificaciones del ambiente al que esté expuesta la estructura. • Estructuras con requerimientos de sostenibilidad por normatividad local o federal, o por especificación voluntaria. 	

^[1] Valores mayores pueden ser utilizados cuando exista suficiente evidencia experimental y control de calidad para asegurarlos durante el suministro y colocación.

15.2.3 Requisitos de diseño y construcción

15.2.3.1 En el diseño estructural de elementos de concreto de alta resistencia serán aplicables los principios y métodos de cálculo establecidos en esta Norma. Para cualquier análisis en el tiempo, así como para el cálculo de pérdidas de presfuerzo o de deflexiones diferidas, la contracción por secado (véase 2.2.9) y el flujo plástico (véase 2.2.10) pueden ser diferentes en su valor y desarrollo en el tiempo a los de los concretos convencionales. También se deberá cumplir lo estipulado en el Capítulo 6 de esta Norma.

15.2.3.2 El recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo será el establecido en 4.13 y 4.15 propuestos para concretos f'_c de 70 MPa (700 kg/cm²).

15.2.3.3 La separación mínima del refuerzo será el requerido en 14.2.

15.2.3.4 Módulo de elasticidad

15.2.3.4.1 Para concretos Clase 1A y Clase 1B, el módulo de elasticidad, E_c , se determinará con las expresiones indicadas en la tabla 15.2.2.

15.2.3.4.2 Se aceptará el uso de otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio según la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013.

15.2.3.4.3 En la revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere esta sección, E_c se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE-2009.

Comentario:

Por sus propiedades mecánicas en estado endurecido, los concretos de alta resistencia permiten la reducción de secciones, y/o la disminución de la cuantía de acero de refuerzo, una mayor capacidad de los elementos, así como la optimización de materiales. Por sus características presentan permeabilidades al agua muy bajas.

El contenido de cemento en los concretos de alta resistencia varía dependiendo de la edad de ensayo y de la resistencia requeridas. Es posible usar diferentes tipos de cementos tales como cemento portland compuesto (CPC), cemento portland ordinario (CPO) o cementos blancos (B) de acuerdo con la norma mexicana indicada en la tabla. El módulo elástico de los concretos de alta resistencia es usualmente mayor que los indicados en la tabla 15.2.2.1, no obstante, a falta de información experimental, se pueden emplear para el diseño estructural los valores del módulo de elasticidad especificados para los concretos Clase 1B. Dichos valores corresponden a una probabilidad de no ser alcanzados de 10 por ciento.

15.3 Concreto de ultra alto desempeño (CUAD)

15.3.1 Aplicación y alcance

15.3.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.3.1.2 Los concretos de ultra alto desempeño (CUAD) se permitirán para elementos de estructuras del Grupo A y B, previa evaluación y autorización de un Corresponsable Nivel 2.

15.3.1.3 Se permitirá el uso de CUAD en elementos de estructuras colados en el sitio, elementos prefabricados, así como en la rehabilitación de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$). En ningún caso se permitirá que los elementos de CUAD sean parte del sistema primario resistente a fuerzas laterales inducidas por sismo.

15.3.1.4 La resistencia especificada, f'_c , deberá ser de al menos 100 MPa (1 000 kg/cm²) y hasta 250 MPa (2 500 kg/cm²) a edades de 28, 56 o 90 días.

15.3.1.5 La densidad del CUAD deberá ser de 23 a 28 kN/m³ (2 300 a 2 800 kg/m³).

15.3.1.6 El módulo de elasticidad deberá estar entre 45 y 60 GPa (450 000 y 600 000 kg/cm²). En caso de valores mayores, deberán justificarse mediante pruebas experimentales.

15.3.1.7 El módulo de Poisson deberá tomarse como $\nu=0.2$; valores distintos deberán justificarse mediante pruebas experimentales.

15.3.1.8 La relación agua/material cementante a/mc de una mezcla de concreto de ultra alto desempeño no será mayor a 0.20.

15.3.2 Requisitos de los materiales

15.3.2.1 Los materiales empleados para fabricar el concreto de ultra alta resistencia, así como sus propiedades serán los señalados en la tabla 15.3.2.1.

Tabla 15.3.2.1 – Materiales componentes y propiedades del concreto de ultra alta resistencia

	Requerimiento	Método de Ensayo/ Especificación	Propiedad
Materiales	Cemento	NMX-C-414-ONNCCE-2017	$a/mc < 0.20$
	Agua	NMX-C-122-ONNCCE-2019	Agua potable o reciclada
	Agregados	NMX-C-111-ONNCCE-2018	<ul style="list-style-type: none"> • TMA ≤ 7 mm • Origen calizo o de mármol. • Densidad mínima agregado: 2 700 kg/m³ • Módulo de finura agregado fino: 2.4 a 2.45 con pérdidas por lavado del orden de 4%.
	Aditivos	NMX-C-255-ONNCCE-2013	<ul style="list-style-type: none"> • Reductores de agua • Superplastificantes
	Adiciones		<ul style="list-style-type: none"> • Micro sílice (humo de sílice), ceniza volante o escorias, adicionadas individualmente o combinadas, entre 20% y 30% del contenido de cementante en función de las características del concreto, tales como la resistencia y durabilidad requeridas. • Arena de cuarzo
	Fibras metálicas	ASTM A820/A820M-16	<ul style="list-style-type: none"> • Fibras metálicas 0.16 mm de diámetro y 13 mm de longitud • Dosificación entre 1% y 3% del volumen de concreto

15.3.3 Hipótesis de diseño

15.3.3.1 El cálculo y dimensionamiento de una sección cualquiera deberá realizarse considerando las hipótesis de a) a d):

- a) Las secciones planas permanecen planas antes y después de la deformación
- b) Las tensiones en la zona del concreto no agrietado son proporcionales a la deformación, en virtud de que el concreto es capaz de resistir tensiones
- c) El esfuerzo de tensión máxima a considerar en un bloque rectangular de tensiones será el correspondiente a una abertura de fisura de 0.3 mm
- d) El refuerzo en forma de barras y tendones de presfuerzo adherido no exhiben un desplazamiento relativo con respecto al concreto.

15.3.4 Requisitos de colocación y construcción

15.3.4.1 El tiempo entre la fabricación del CUAD y su colocación deberá ser compatible con los medios de producción, de colocación y posible vibrado.

15.3.4.2 La colocación del CUAD deberá realizarse considerando su fluidez. No se permitirán alturas de caída mayores que 500 mm, a menos que se demuestre que no ocurrirá segregación de las fibras o grupos de fibras en la colocación.

15.3.4.3 La colocación del CUAD deberá hacerse de forma continua y evitar que la superficie expuesta se reseque. En el caso de una discontinuidad en el tiempo de colocación, deberán mezclarse la capa nueva con la existente mediante picado o vibrado local con el fin de restablecer la continuidad del material y de las fibras.

15.3.4.4 La colocación del CUAD deberá ejecutarse cuando las temperaturas sean de entre 283 y 305 K (10° y 35° C), a menos de que se tomen precauciones especiales como el control de temperatura del agua y agregados.

Comentario:

El concreto de ultra alto desempeño (CUAD) se diferencia del concreto de alta resistencia (CAR) por su resistencia a la compresión, que es superior a 100 MPa (1 000 kg/cm²) y por el uso sistemático de fibras, que evitan fragilidad del material y puede, para ciertas aplicaciones, evitar modificar el uso de refuerzo convencional. Para su formulación se requiere de un alto contenido de cemento y un estricto control de la granulometría para optimizar la compacidad de la mezcla de agregados, los cuales son normalmente no mayores que 7 mm. Los CUAD son concebidos para tener una resistencia a la tensión remanente después de la aparición de fisuras gracias al contenido de fibras. Cuando esta resistencia sea suficiente para la aplicación estructural y cargas a las que el material estará sometido, puede incluso prescindirse del refuerzo convencional. En caso contrario, el uso de presfuerzo (pretensado o postensado) permite el empleo del CUAD en elementos esbeltos sometidos a flexión y flexocompresión, así como a los esfuerzos cortantes asociados. La principal diferencia de estos materiales respecto al concreto convencional en el diseño es que se permiten tensiones en el concreto hasta el límite en que exista una abertura de fisura de 0.3 mm. Aplicaciones posibles de estos materiales sin el uso de acero convencional adicional son: revestimientos para reparación y/o reforzamiento de superficies horizontales o verticales de concreto, elementos arquitectónicos y paneles prefabricados para sistemas de piso.

Gracias al uso de aditivos como plastificantes-reductores de agua, y superplastificantes-diluyentes, las mezclas diseñadas para el CUAD tienen una muy baja relación agua/material cementante (entre 0.21 y 0.24). El control del agua aportada por los diferentes componentes es objeto de especial atención (adición de agua, agua absorbida por los agregados, agua de los aditivos). Los CUAD pueden ser también comercializados en formato de premezclados secos en bultos o bien como concreto premezclado. En todos los casos, deberá tenerse especial cuidado en el control de la regularidad de los componentes.

Las hipótesis para el cálculo y dimensionamiento de secciones de CUAD son distintas de las usadas en elementos de concreto reforzado. El CUAD posee una resistencia a la tensión significativa que puede ser incluida en un modelo esfuerzo – deformación de elementos en flexión o flexocompresión. Esta resistencia se representa como un bloque equivalente de esfuerzos de tensión bajo el eje neutro teniendo como fuerza de tensión máxima la correspondiente a una deformación equivalente a una fisura de 0.3 mm en un ensaye del material a tensión directa. El valor de abertura de fisura puede ser menor si para el elemento a diseñar existen requerimientos arquitectónicos de apariencia o bien en elementos con clasificación de exposición C y D según la tabla 4.3.1. Esta característica particular de resistencia a tensión está ligada a la cantidad, distribución y orientación de las fibras metálicas dentro del material, por lo que la caracterización del CUAD debe tener en cuenta, además de la evaluación precisa del comportamiento a tensión, las condiciones de ejecución y la geometría del elemento a diseñar. El diseñador necesita conocer ciertas características en la etapa de proyecto, en la que dos escenarios son posibles: a) Si existe una ficha técnica del material el dimensionamiento se realiza a partir de las leyes de comportamiento descritas en esa ficha técnica; b) si no existe una ficha técnica, el dimensionamiento y diseño se realizan a partir de valores de referencia predefinidos por el diseñador, quien tendrá que validar con el proveedor del material el diseño de la mezcla y su caracterización antes de la ejecución.

Se pueden consultar procedimientos detallados de diseño en NF P 18-710 Norma Francesa adicional al Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de concreto: Normas específicas para Concreto de Ultra Alto Desempeño reforzado con fibras (UHPFRC). En este documento se describe con detalle el impacto que tiene la orientación de las fibras dentro del material en la resistencia intrínseca del mismo. También se pueden consultar ejemplos de diseño y de aplicación en Weill (2021).

Al momento de la publicación de esta Norma, se desarrollan otras guías de diseño en distintas partes del mundo partiendo de las hipótesis señaladas en 15.3.3.1.

15.4 Concreto lanzado

15.4.1 Aplicación y alcance

15.4.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.4.1.2 El concreto lanzado o aplicado neumáticamente es un procedimiento de colocación que sustituye la colocación del concreto convencional mediante su vaciado o colado dentro de cimbras.

15.4.1.3 Se aceptará concretos lanzados Clase 1A, Clase 1B y Clase 2 para ser usadas en estructuras del Subgrupo B2. Se permitirá su empleo en elementos estructurales de excavaciones, como muros de contención, por ejemplo.

15.4.1.4 Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Director y, en su caso del Corresponsable.

15.4.1.5 *Procesos de lanzado*

15.4.1.5.1 El concreto lanzado se podrá aplicar por vía húmeda o vía seca. Dependiendo del equipo utilizado para proyectarlo y del elemento, se seleccionará el agregado, grueso y/o fino.

15.4.1.6 *Concreto lanzado con agregado grueso*

15.4.1.6.1 Para ambos procesos, de mezcla seca y mezcla húmeda, el concreto lanzado no deberá contar con más de 30 por ciento de agregado grueso.

15.4.2 *Requisitos de los materiales*

15.4.2.1 *Propiedades del concreto lanzado*

15.4.2.1.1 Los tipos de mezclas de concreto lanzado incluyen el concreto simple, con micro sílice, reforzado con fibra, de alta resistencia y de alto desempeño.

15.4.2.2 *Resistencia a compresión*

15.4.2.2.1 La resistencia a compresión de las mezclas secas de concreto lanzado depende en gran medida de la relación cemento-agregado. Se aceptarán f'_c de 85 MPa (850 kg/cm²), si bien son comunes resistencias de 40 y 50 MPa (400 y 500 kg/cm²).

15.4.2.2.2 La determinación de la resistencia a compresión del concreto lanzado se deberá realizar en núcleos extraídos del concreto colocado en la estructura o de paneles fabricados expreso para este fin en los que el concreto se coloque emulando las condiciones de colocación en la estructura. El método de ensayo de núcleos será el de la norma NMX-C-083-ONNCCE-2020.

15.4.2.3 *Resistencia a la adherencia entre capas*

15.4.2.3.1. La resistencia a la adherencia entre capas se medirá mediante ensayos de cortante o por tensión directa. El concreto lanzado deberá desarrollar una resistencia a tensión mínima de 0.7 MPa (7 kg/cm²).

15.4.2.4 *Otras propiedades*

15.4.2.4.1 La permeabilidad varía de acuerdo con la composición de la mezcla (a/mc y micro sílice). Se considerará que el concreto lanzado tiene un coeficiente de permeabilidad similar para materiales constituyentes y relaciones agua/material cementante también similares que el concreto convencional.

15.4.2.4.2 El coeficiente de expansión térmica del concreto se aceptará ser considerado igual al del acero de refuerzo, siendo por tanto mínimos los esfuerzos internos desarrollados por cambio de temperatura.

15.4.2.4.3 La densidad del concreto lanzado de alta calidad deberá ser de 22 a 24 kN/m³ (2 200 a 2 400 kg/m³), similar a la del concreto convencional.

15.4.2.4.4 El módulo de elasticidad deberá estar entre 17 y 40 GPa (170 000 y 400 000 kg/cm²), similar al del concreto convencional.

15.4.3 *Requisitos de diseño y construcción*

15.4.3.1. Para el diseño de elementos estructurales de concretos lanzados son aplicables los criterios y requisitos de diseño para los concretos convencionales y de aplicaciones especiales descritos en el Capítulo 6.

Comentario

El refuerzo con mallas de alambre soldado está siendo sustituido progresivamente por fibras de acero o sintéticas. El refuerzo con fibras proporciona al concreto lanzado tenacidad y capacidad para soportar cargas después del agrietamiento. También ayuda al control del agrietamiento por contracción restringida y mejora la resistencia al impacto. Al emplear mallas de refuerzo es común que queden oquedades en la parte posterior a dicha malla o en sitios de difícil acceso y no se logre la compacidad y adherencia requeridas.

El uso del concreto lanzado depende del proceso constructivo principalmente, en elementos donde el cimbrado no es práctico, el acceso al área de trabajo es difícil, o donde se requiere disminuir o eliminar la cimbra.

Aunque ambos procesos de lanzado (vía seca o vía húmeda) pueden conducir a concretos con desempeño satisfactorio, el concreto lanzado vía húmeda, al ser dosificado en planta de concreto, permite controlar mejor la relación agua/material cementante en la mezcla y, por tanto, se puede lograr con este método menor índice de rebote y mayor rendimiento. La granulometría continua de los agregados a utilizar es un aspecto importante para lograr mayor compacidad en el concreto colocado; usualmente se emplean tamaños máximos de agregado grueso inferiores a 12.5 mm para tener menor rebote en la operación de colocación del concreto.

Debido a que el concreto lanzado es físicamente enviado a la superficie receptora, usualmente presenta buena adherencia con concreto, mampostería, roca, acero y muchos otros materiales

Un concreto lanzado con más de 30% de agregado grueso incrementa el rebote, es más difícil darle el acabado y no puede emplearse para capas delgadas. El concreto lanzado con agregado grueso requiere el empleo de mangueras de mayor diámetro y produce cráteres en la superficie del concreto cuando se lanza a alta velocidad.

La composición de la mezcla deberá ser tal que el concreto lanzado endurecido ya en el sitio desarrolle propiedades mecánicas y físicas aceptables. La composición de la mezcla afectará las propiedades del concreto lanzado al ser colocado y al estar en estado endurecido de la misma manera como lo hace en el concreto convencional. Los efectos asociados con el proceso de lanzado, como la compactación, el rebote y la orientación de las fibras, en su caso, afectará las propiedades del concreto lanzado endurecido.

La relación agua-material cementante (a/mc) y la relación cemento-agregado es clave para las mezclas tanto húmedas como secas de concreto lanzado. La reducción de la relación a/mc mejora la mayor parte de las propiedades del concreto lanzado, incluyendo resistencia, permeabilidad y durabilidad. La presencia de acelerantes, micro sílice u otras puzolanas modifica las propiedades físicas, especialmente la permeabilidad y durabilidad. El empleo de fibras mejora la tenacidad. La aplicación de un curado adecuado al concreto lanzado es importante, ya que siempre mejorará su desempeño mecánico y físico.

El empleo de bajas relaciones a/mc mediante la incorporación de aditivos reductores de agua de alto rango a las mezclas húmedas de concreto lanzado propicia concretos de alta resistencia. Las resistencias usuales en mezclas húmedas de concreto lanzado varían entre 25 y 50 MPa (250 y 500 kg/cm²).

El concreto lanzado aplicado correctamente con suficiente compactación sobre un sustrato bien preparado desarrolla una resistencia a la adherencia superior a 1 MPa (10 kg/cm²).

Los resultados de los ensayos de resistencia a la adherencia para los concretos lanzados vía mezclas seca o húmeda llevados a cabo sobre sustratos de concreto con diferentes preparaciones, indican que la composición de la mezcla de concreto lanzado tiene menos influencia en la adherencia que la preparación de la superficie.

Los mejores resultados se obtienen con hidroescarificación, escarificado solamente con chorro de arena, o martelinado seguido de escarificado con chorro de arena. Los otros tipos de preparación de la superficie (desbastado, martelinado sin escarificado con chorro de arena) dan como resultado, ya sea una resistencia a la adherencia menor, o una reducción de la adherencia con el tiempo.

Los mejores resultados se obtienen cuando el concreto lanzado se aplica sobre un sustrato saturado superficialmente seco. Una superficie del sustrato excesivamente seca o húmeda en el momento de aplicar el concreto lanzado reduce la resistencia a la adherencia. El escobillado entre capas de concreto lanzado rompe la capa de material exudado a la superficie y elimina el material lanzado suelto y en exceso, mejorando con esto la adherencia entre capas.

La contracción por secado del concreto lanzado es mayor que la de los concretos convencionales, debido principalmente a que el concreto lanzado tiene menos agregado grueso y mayor cantidad de material cementante y agua. El empleo de aditivos acelerantes tiende a incrementar la contracción por secado y el potencial de agrietamiento.

Los ensayos de absorción y volumen de vacíos permeables permiten calificar las operaciones de lanzado del concreto para lograr una compacidad adecuada. Valores altos de estos parámetros indican que la velocidad de

lanzado no fue adecuada, que los componentes del concreto no quedaron mezclados adecuadamente o que el empleo del aditivo acelerante de fraguado propició porosidad en el concreto lanzado. La velocidad de impacto es otro parámetro importante que influye en la porosidad del concreto lanzado endurecido. Una velocidad de impacto insuficiente no proporcionará una compactación adecuada, dando como resultado una permeabilidad y valores de absorción altos.

15.5 Concreto bajo en carbono

15.5.1 Aplicación y alcance

15.5.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.5.1.2 Se permitirá el uso de concretos bajos en carbono que correspondan a los concretos convencionales Clase 1A, 1B y Clase 2. Se aceptará emplearse para estructuras del Grupo A y B, con requerimientos de sostenibilidad como certificaciones de edificación sostenible o que busquen reducir la huella de carbono por metro cuadrado del proyecto.

15.5.1.3 Se permitirá el uso de concreto bajo en carbono en el diseño y construcción de estructuras de ductilidad baja, media y alta. Se aplicarán los requisitos de los Capítulos 6, 7 y 8 de esta Norma, respectivamente.

15.5.1.4 Los concretos bajos en carbono podrán utilizarse en cualquier elemento o en toda la estructura y con las mismas especificaciones estructurales que las requeridas para concretos convencionales.

15.5.2 Requisitos de los materiales

15.5.2.1 Cuando se use un concreto bajo en carbono, éste deberá tener el mismo desempeño, tanto en estado fresco como en estado endurecido, que el del concreto convencional que reemplaza.

15.5.2.2 Las resistencias especificadas, f'_c , serán las mismas establecidas en la tabla 2.2.1.

15.5.2.3 Los materiales componentes para estos concretos deberán cumplir con lo señalado en 2.2.5.

15.5.2.4 Cuando se especifique y usen concretos bajos en carbono, el productor de concreto deberá reportar los resultados de las emisiones reducidas de dióxido de carbono que cumplan con lo referido en la norma ISO 14064 e ISO 14067 o equivalente.

15.5.3 Requisitos de diseño y construcción

15.5.3.1 Para el diseño de elementos estructurales de concretos bajo en carbono son aplicables los criterios y requisitos de diseño para los concretos convencionales y de aplicaciones especiales descritos en el Capítulo 6.

Comentario

Los concretos bajos en carbono son considerados por reducir el carbono en el proceso de fabricación de materia prima usada como cemento, agregados, agua, aditivos y adiciones, así como en su traslado a la planta de concreto, su fabricación y entrega al proyecto. Se considera bajos en carbono cuando muestran una reducción de al menos 30 por ciento en la emisión de dióxido de carbono (CO₂) comparado con un concreto de referencia. Se considerará un concreto de referencia aquel diseñado para una resistencia dada a una edad de garantía dada, fabricado con un cemento portland ordinario (CPO) sin estrategias de reducción de carbono durante su fabricación, sin aditivos y mediante el método de diseño del ACI PRC 211.1. Las características de los concretos bajos en carbono en estado fresco, endurecido y de desempeño deben ser las mismas que el concreto que reemplaza.

15.6 Concreto con cemento alternativo

15.6.1 Aplicación y alcance

15.6.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.6.1.2 Los concretos con cemento alternativo sólo serán permitidos como Clase 2, para ser usados en estructuras del Subgrupo B2 que estén buscando reducir el impacto ambiental asociado con su producción y uso.

15.6.1.3 Solamente se permitirá el diseño de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) de acuerdo con el Capítulo 6.

15.6.1.4 Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Director.

15.6.2 Requisitos de los materiales

15.6.2.1 Las características físicas y de composición, métodos de producción, así como propiedades en estado fresco y endurecido serán consistentes con las indicadas en ACI ITG-10.1R. Se deberá tomar en cuenta la naturaleza y origen del cemento alternativo (si es de aluminato de calcio, cemento reactivo a la velita, sulfoaluminato de calcio o silicato de calcio carbonatado), así como las propiedades en estado fresco y endurecido. Asimismo, se aceptará considerar los cementos alternativos sin clinker, cenizas volantes, escorias y vidrio activados.

15.6.2.2 La aplicabilidad de los métodos de prueba existentes para especificar cementos alternativos, así como la necesidad de pruebas deberá ser de acuerdo con ACI ITG-10.1R.

15.6.3 Requisitos de diseño y construcción

15.6.3.1 Para el diseño de elementos estructurales de concretos con cemento alternativo son aplicables los criterios para los concretos convencionales y para aplicaciones especiales contenidos en el Capítulo 6.

Comentario:

La limitación del uso en concretos convencionales Clase 2 y en estructuras del Subgrupo B2, se explica por la escasa información disponible al momento de la elaboración de esta Norma. En ASTM C1709 se puede consultar una guía para la evaluación de materiales cementantes alternativos para ser usados en concreto. En Holland y Hover (2020) se puede revisar una hoja de datos de materiales cementantes alternativos.

15.7 Concreto con agregado plástico artificial

15.7.1 Aplicación y alcance

15.7.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.7.1.2 Los concretos con agregado plástico artificial sólo serán permitidos en los concretos convencionales Clase 2, así como para las estructuras del Subgrupo B2 que estén buscando reducir el impacto ambiental asociado con su producción y uso.

15.7.1.3 Los requisitos para estos concretos se aplicarán a miembros que forman parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) (Capítulo 6 de esta Norma). Su uso estará limitado a elementos estructurales que no sean parte del sistema primario para resistir las fuerzas inducidas por sismo.

15.7.1.4 Su uso requiere de autorización especial del Director.

15.7.2 Requisitos de los materiales

15.7.2.1 Los agregados artificiales deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE-2018.

15.7.2.2 El tamaño máximo del agregado será de 4 mm. El agregado artificial será considerado como arena no. 4 y la forma de la partícula será en forma de viruta.

15.7.2.3 La cantidad máxima a utilizar será 5 kg/m³ de concreto. Si se incrementa la cantidad, se deberá ajustar el diseño de mezcla para asegurar las características requeridas. Se podrá utilizar hasta un 5 por ciento en sustitución de arena.

15.7.2.4 La incorporación de mayores porcentajes requerirá la autorización del Director.

15.7.3 Requisitos de diseño y construcción

15.7.3.1 Para el diseño de elementos estructurales de concretos con agregados artificiales plásticos son aplicables los criterios para los concretos convencionales y de aplicaciones especiales incluidos en los Capítulos 2 y 6.

15.8 Concreto con adición reciclada

15.8.1 Aplicación y alcance

15.8.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.8.1.2 Los concretos con adiciones recicladas sólo serán permitidos en estructuras en las que se puedan usar los concretos convencionales Clase 2, así como para las estructuras del Subgrupo B2 que estén buscando reducir el impacto ambiental asociado con su producción y uso.

15.8.1.3 Estos concretos se usarán en estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) y deberán satisfacer lo indicado en el Capítulo 6 de esta Norma. Su uso estará limitado a elementos estructurales que no sean parte del sistema primario para resistir las fuerzas inducidas por sismo.

15.8.1.4 Su uso requiere de autorización especial del Proyectista y del Director.

15.8.2 Requisitos de los materiales

15.8.2.1 Previo a su uso en el concreto, se deberá tener la caracterización de sus propiedades químicas y físicas, asegurando que su contenido no vaya en detrimento del desempeño del concreto.

15.8.2.2 Se podrán realizar ajustes en el consumo de cemento y aditivos del concreto, para asegurar el mismo desempeño del concreto respecto a la especificación requerida. En la tabla 15.8.2.2 se presenta la dosificación y requisitos que se deberán satisfacer para distintas adiciones recicladas.

Tabla 15.8.2.2 – Dosificación y requisitos para concretos de adiciones recicladas

Adición reciclada	Dosificación	Forma de la adición	Requisitos
Llanta triturada	De 0.005 a 0.01 kN/m ³ (5 a 10 kg/m ³)	Granular o viruta	Tamaño máximo: 4 mm
PET triturado	De 0.005 a 0.02 kN/m ³ (5 a 20 kg/m ³)	Escama	Tamaño máximo: 4 mm
Desecho electrónico triturado	De 0.005 a 0.01 kN/m ³ (5 a 10 kg/m ³)	Escama	Tamaño máximo: 4 mm
Celulosa triturada	De 0.005 a 0.01 kN/m ³ (5 a 10 kg/m ³)	Escama	Tamaño máximo: 4 mm
Vinil triturado	De 0.005 a 0.01 kN/m ³ (5 a 10 kg/m ³)	Escama	Tamaño máximo: 4 mm
Espuma (<i>foamy</i>) triturada ^[1]	De 0.005 a 0.01 kN/m ³ (5 a 10 kg/m ³)	Escama	Tamaño máximo: 4 mm
Porcelana triturada	20% en sustitución de agregado	Granular, como grava y arena	Curvas granulométricas de acuerdo NMX-C-122-ONNCCCE-20XX

^[1] Goma EVA (o etilvinilacetato)

15.8.3 Requisitos de diseño y construcción

15.8.3.1 Para el diseño de elementos estructurales de concretos con adiciones recicladas son aplicables los criterios para los concretos convencionales y para aplicaciones especiales incluidos en el Capítulo 2.

15.9 Concreto polimérico (CP)

15.9.1 Aplicación y alcance

15.9.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.9.1.2 Se aceptará utilizar el concreto polimérico en la construcción de elementos estructurales.

15.9.1.3 Estos concretos se usarán en estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) y deberán satisfacer lo indicado en el Capítulo 6 de esta Norma. Su uso estará limitado a elementos estructurales que no sean parte del sistema primario para resistir las fuerzas inducidas por sismo.

15.9.1.4 Su uso en elementos principales de estructuras requiere la autorización del Proyectista, del Director y, en su caso, del Corresponsable.

15.9.2 Requisitos de los materiales

15.9.2.1 Los materiales a utilizar en el concreto polimérico (polímeros, agregados, refuerzo y aditivos) deberán cumplir los requisitos de ACI PRC-548.6.

15.9.3 Requisitos de diseño y construcción

15.9.3.1 En el diseño de los elementos estructurales de concreto polimérico se deberán satisfacer los criterios de ACI PRC-548.6.

15.9.3.2 Se deberá prestar atención a la fluencia, la fatiga y la temperatura de servicio en el diseño y detallado de elementos estructurales de concreto polimérico.

Comentario

El concreto polimérico por definición es aquel que en lugar de cemento portland usa polímeros como cementantes. El concreto polimérico (CP) se ha utilizado en aplicaciones estructurales en las que la resistencia, rigidez, durabilidad y facilidad de moldeado suponen una ventaja sobre otros materiales. Se pueden utilizar muchos tipos de refuerzo con el CP. El concreto polimérico se ha usado como material de reparación de estructuras de concreto, principalmente en autopistas y puentes. Se han realizado investigaciones estructurales sobre usos como vigas y paneles de acero reforzado, paneles balísticos (barreras contra asaltos armados a embajadas, por ejemplo), elementos estructurales sándwich, bloques de construcción, cubiertas de servicios públicos y paneles aislantes.

Existen varias formas de fabricar el concreto polimérico, desde monómeros, polímeros o una mezcla de monómeros y polímeros en forma líquida que se mezclan con un sistema de agregados. También se incluyen en la mezcla promotores de polimerización e iniciadores en la proporción precisa para entrecruzar o completar la polimerización de los monómeros. Se suelen utilizar varias propiedades de los monómeros o polímeros para definir las características del CP sin curar.

El CP suele clasificarse en función de las propiedades del adhesivo no curado y curado y del concreto o mortero polimérico curado. Para la mayoría de las aplicaciones, las propiedades del adhesivo curado controlarán la selección del mismo.

Los polímeros termoestables suelen utilizarse para formar el sistema aglutinante del CP estructural. Los poliésteres no saturados son los termoestables más utilizados para producir CP. Las resinas de poliéster no saturado de ortoftalato se utilizan como aglutinantes combinados con peróxido de metiletilcetona (MEKP) como iniciador.

15.10 Barras de refuerzo de materiales poliméricos reforzados con fibras

15.10.1 Aplicación y alcance

15.10.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.10.1.2 Se aceptará el uso de refuerzo de materiales poliméricos reforzados con fibra (PRF) como una alternativa al empleo de barras de acero para estructuras de concreto, especialmente ante ambientes agresivos y corrosivos (véase tabla 4.4.1 para las barras de acero).

15.10.1.3 Las barras de refuerzo de materiales poliméricos reforzados con fibras se usarán en estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) y deberán satisfacer lo indicado en el Capítulo 6 de esta Norma. Su uso estará limitado a elementos estructurales que no sean parte del sistema primario para resistir las fuerzas inducidas por sismo.

15.10.1.4 Su uso en elementos principales de estructuras requiere la autorización del Proyectista, del Director y, en su caso, del Corresponsable. Adicionalmente, se requerirá la intervención de un especialista en uso, diseño y construcción de estructuras usando estas barras.

15.10.2 Requisitos de los materiales

15.10.2.1 Se deberá cumplir con los requisitos de materiales del ACI PRC 440.1. En caso de barras de fibra de vidrio se deberá satisfacer ACI CODE 440.11.

15.10.3 Requisitos de diseño y construcción

15.10.3.1 El diseño y construcción de elementos reforzados con barras PRF se hará de conformidad con ACI PRC 440.1. En caso de barras de fibra de vidrio se deberá satisfacer ACI CODE 440.11.

Comentario:

Los materiales poliméricos reforzados con fibras se usan para reemplazar el acero de refuerzo. Existen varios tipos de fibras como de vidrio, de carbono o de kevlar en diferentes tipos de polímeros.

La “Guía para el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzadas con barras de materiales poliméricos reforzados con fibras (PRF)” (ACI PRC 440.1) ofrece información general sobre la historia y el uso del refuerzo de barras de PRF, una descripción de las propiedades únicas del material y guías para el diseño y la construcción de elementos de concreto estructural reforzados con barras de PRF. La guía se basa en el conocimiento obtenido de la investigación experimental mundial, el trabajo analítico y las aplicaciones de campo.

El documento ACI CODE 440.11 incluye requisitos y recomendaciones para el diseño de elementos reforzados con barras de fibra de vidrio. En caso de estructuras que tengan elementos reforzados con barras de acero y barras de fibra de vidrio, el diseño de los elementos reforzados con barras de acero se hace con esta Norma; el diseño de los elementos reforzados con barras de fibra de vidrio con ACI CODE 440.11. El diseño de elementos híbridos, reforzados con barras de acero y de fibra de vidrio, queda fuera del alcance de esta Norma y de ACI CODE 440.11.

15.11 Concreto para impresión digital (impresión 3D)

15.11.1 Aplicación y alcance

15.11.1.1 Se cumplirán los requisitos de la tabla 15.1.1.

15.11.1.2 El concreto para impresión digital (3D) sólo será permitido en las aplicaciones de los concretos convencionales Clase 2 en estructuras del Subgrupo B2. Se aceptará su uso para cimentaciones, muros y losas impresas en sitio o prefabricadas.

15.11.1.3 Estos concretos se usarán en estructuras de ductilidad baja ($Q=2.0$) y deberán satisfacer lo indicado en el Capítulo 6 de esta Norma.

15.11.1.4 Su uso requiere de autorización especial del Director y, en su caso, del Corresponsable.

15.11.2 Requisitos de los materiales

15.11.2.1 El concreto tiene un gran impacto en el proceso de impresión en 3D. Tanto las propiedades mecánicas como las propiedades en estado plástico son de gran importancia en este tipo de proceso. La resistencia a una edad temprana influye en la capacidad del concreto para soportar el peso de las capas subsecuentes.

Tabla 15.11.2.1 – Materiales componentes y propiedades del concreto para impresión digital

	Requerimiento	Método de Ensayo/ Especificación	Propiedad
Materiales	Cemento	NMX-C-414-ONNCCE-2017	0.52 – 0.58
	Agua	NMX-C-122-ONNCCE-2019	Agua potable o reciclada
	Agregados	NMX-C-111-ONNCCE-2018	<ul style="list-style-type: none"> • TMA ≤ 10 mm • Cualquier origen • Densidad mínima agregado: 2 400 kg/m³ • Módulo de finura agregado fino: 2.4 a 2.45 con pérdidas por lavado del orden de 4%.
	Aditivos	NMX-C-255-ONNCCE-2013	<ul style="list-style-type: none"> • Reductores de agua • Superplastificantes • Aditivos especiales para dar consistencia rígida
	Adiciones		<ul style="list-style-type: none"> • Micro sílice (humo de sílice), ceniza volante o escorias • Arena de cuarzo • Entre 20% y 30% del contenido de cementante en función de las características del concreto, tales como la resistencia y durabilidad requeridas • Colorantes
	Fibras metálicas	ASTM A820/A820M-16	<ul style="list-style-type: none"> • Fibras metálicas 0.16 mm de diámetro y 13 mm de longitud • Dosificación entre 1% y 3% del volumen de concreto

15.11.2.2 Deberá existir un equilibrio entre un concreto autocompactante y concreto extruido.*Comentario:*

Actualmente no existen normas mexicanas u oficiales que regulen las características que debe cumplir el concreto para impresión digital, así como las características específicas para el concreto en estado fresco y endurecido. Las propiedades se miden hasta ahora con la experiencia existente de las impresiones digitales que se han hecho hasta ahora.

15.11.2.3 Las características que deben ser medidas en el concreto para impresión digital son las indicadas en la tabla 15.11.2.3.

Tabla 15.11.2.3 - Características del concreto para impresión digital 3D

Característica	Definición
Facilidad de impresión (<i>Printability</i>)	Es un indicador para evaluar una combinación entre el comportamiento del concreto fresco a la salida de la boquilla y producir filamentos bien definidos.
Edificabilidad (<i>Buildability</i>)	Habilidad del concreto fresco de soportar su propio peso, así como las capas subsecuentes sin colapsar o tener una deformación significativa.
Facilidad de extrusión (<i>Extrudability</i>)	Habilidad del concreto a ser transportado a la boquilla, a ser extruido y formar un filamento continuo.
Reología	Evolución de la viscosidad y elasticidad de los materiales bajo un esfuerzo cortante. La medición de las propiedades reológicas es una opción para determinar la consistencia adecuada para el proceso de impresión.
Lapso trabajable (<i>Open time</i>)	Tiempo que transcurre entre tener una consistencia auto-compactante a una más rígida.
Corta trabajabilidad	Un concreto con un tiempo corto en la trabajabilidad presenta mayor posibilidad de bloquear las tuberías.
Larga trabajabilidad	Ayuda a tener mejor adherencia entre capas, sin embargo, puede afectar la velocidad de la impresora y aumentar la deformación de las capas inferiores.

15.11.2.4 *Propiedades en estado fresco*

15.11.2.4.1 La consistencia inicial se deberá evaluar con el método de prueba de flujo de revenimiento NMX-C-472-ONNCCE-2013.

15.11.2.4.2 Se deberá determinar el esfuerzo cortante mediante un reómetro para inspección sobre terreno. Para esta determinación, el molinete del reómetro deberá tener medidas de 100 x 50 mm.

15.11.2.4.3 La edificabilidad se deberá determinar colocando en moldes cúbicos de 50 x 50 mm, una primera capa del concreto, posteriormente una segunda capa y ambas no deben colapsar justo después de haber sido colocados. La medición de esta propiedad no requiere del uso de los moldes cúbicos.

15.11.2.5 *Propiedades en estado endurecido*

15.11.2.5.1 Se aceptará elaborar especímenes de acuerdo con NMX-C-159-ONNCCE-2015. Cubos o extraer los especímenes del elemento impreso.

15.11.2.5.2 Los especímenes obtenidos serán evaluados tanto para la resistencia a la compresión como a la flexión al menos, en las direcciones de las capas longitudinales y perpendiculares de acuerdo con las normas NMX 083-ONNCCE-2020 y NMX-191-ONNCCE-2015 respectivamente.

15.11.2.5.3 Los especímenes se toman directamente de un elemento impreso y se cortan con un esmeril o un equipo similar que permita obtener una porción de pared para obtener especímenes que puedan ser evaluados en el laboratorio. Se debe asegurar las medidas de los especímenes obtenidos de acuerdo con las normas NMX 083-ONNCCE-2020 y NMX-191-ONNCCE-2015.

15.11.2.5.4 Las muestras deben cortarse en las direcciones X y Y para evaluar las resistencias en las orientaciones de ambas capas. Se deben cortar al menos tres muestras de cada tipo.

15.11.2.5.5 La resistencia a la compresión y a la flexión podrán determinarse mediante los métodos estandarizados utilizados para el concreto estructural convencional indicados en 2.2.6 y 2.2.7, respectivamente.

Comentario:

Para los requisitos 15.11.2.5.3 y 15.11.2.5.4 no hay referencia normativa.

15.11.3 *Requisitos de diseño y construcción*

15.11.3.1 Para el diseño de elementos estructurales de concretos para impresión digital son aplicables los criterios para los concretos convencionales y para aplicaciones especiales contenidos en los Capítulos 2 y 6.

15.11.3.2 El diseño y construcción de elementos estructurales se podrá hacer de acuerdo con lo indicado en Capítulo 6, o ser impresos siguiendo las recomendaciones del fabricante, en caso de existir, para los diferentes elementos.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

16. CONSTRUCCIÓN

16.1 Alcances

16.1.1 Este capítulo se aplicará a a) a d):

- a) Información de diseño que el Proyectista deberá incluir en el proyecto ejecutivo, según aplique
- b) Requisitos de aceptación que el Proyectista deberá especificar en el proyecto ejecutivo, según aplique
- c) Requisitos de supervisión que el Proyectista deberá especificar en el proyecto ejecutivo, según aplique
- d) Requisitos que los fabricantes, Constructor, subcontratistas y otros actores deberán cumplir durante el proceso de construcción.

16.2 Criterios de diseño

16.2.1 Información en el proyecto ejecutivo

16.2.1.1 En el proyecto ejecutivo, el Proyectista deberá incorporar la información señalada en a) y b):

- a) Referencias de los reglamentos y normas vigentes con base en los cuales se haya desarrollado el diseño
- b) Acciones consideradas para el diseño (permanentes, variables y accidentales).

16.2.2 Información sobre el cumplimiento

16.2.2.1 El Constructor deberá presentar la información necesaria al Director y, en su caso, al Corresponsable, que confirme que el subcontratista especializado, en su caso, cumplió con la parte del proyecto ejecutivo asignado.

16.3 Información de elementos

16.3.1 El proyecto ejecutivo deberá precisar con toda claridad los componentes, ubicación, modulaciones, dimensiones y tolerancias de cada elemento estructural.

16.3.2 El Proyectista deberá especificar las características del concreto a utilizar, además de las intensidades y tipos de muestreo que difieran de las establecidas en esta Norma.

16.4 Materiales a emplear

16.4.1 Todo el concreto empleado deberá cumplir con NMX-C-155-ONNCCE-2014. Además, para el caso de empleo de fibras de acero con NMX-C-488-ONNCCE-2014, fibras poliméricas con NMX-C-537-ONNCCE-2018 y materiales para concreto lanzado empacados, secos y combinados con ASTM C1480-00.

16.4.1.1 Materiales cementantes

16.4.1.1.1 Los cementantes hidráulicos deberán cumplir con NMX-C-414-ONNCCE-2017. Los cementantes alternativos serán permitidos siempre y cuando sean aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable. Dicha aprobación estará basada en información de ensayos donde se documente que la dosificación propuesta cumple con los requisitos de desempeño, incluyendo los estados límite de falla y de servicio, así como con la durabilidad.

16.4.1.2 Agregados

16.4.1.2.1 Los agregados deberán cumplir con las especificaciones descritas en NMX-C-111-ONNCCE-2018. Se permitirán agregados que no cumplan con esta norma siempre que se haya demostrado mediante ensayos que producen concretos de resistencia, apariencia, funcionalidad y durabilidad adecuadas, además de contar con la autorización del Proyectista.

16.4.1.2.2 Se permitirá emplear agregados provenientes de concreto hidráulico triturado o agregado reciclado si cumple con 2.3.5 y además es aprobado por el Proyectista, el Director y, en su caso, por el Corresponsable con base en documentación que proporcione evidencia de que se cumple a) y b):

- a) El concreto que incorpora el agregado propuesto para la obra ha demostrado que tiene las propiedades mecánicas, apariencia, funcionalidad y durabilidad requeridas en el diseño estructural
- b) Que se lleve a cabo durante la obra un programa de ensayos para comprobar la uniformidad de las propiedades del concreto.

16.4.1.3 Agua de mezclado

16.4.1.3.1 El agua de mezclado deberá cumplir con NMX-C-122-ONNCCE-2019 y NMX-C-283-ONNCCE-2018.

16.4.1.4 Aditivos

16.4.1.4.1 Los aditivos químicos para concreto deberán cumplir con NMX-C-255-ONNCCE-2013.

16.4.1.4.2 Para concretos de más de 120 mm de revenimiento nominal, se deberán usar aditivos reductores de agua o superfluidificantes, para alcanzar el revenimiento especificado, siempre y cuando se realice bajo un procedimiento controlado ya sea en planta o en la obra.

16.4.1.4.3 Se deberá solicitar al fabricante o distribuidor del aditivo información técnica e instrucciones para su almacenamiento, uso correcto y evidencias de su calidad satisfactoria para aprobar su empleo e informar al productor del concreto para su consentimiento.

16.4.1.4.4 No se deberán emplear aditivos, adiciones, ni productos predosificados que contengan polvo de aluminio para fabricar concretos, morteros o lechadas (*grouts* en inglés) que estén en contacto directo con el acero.

16.4.1.5 Materiales componentes

16.4.1.5.1 La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad establecidas en el diseño.

16.4.1.5.2 La calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos o haya cambio de las fuentes de suministro. Esta verificación de calidad se realizará a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto y deberán ser ensayadas en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad. El Director, con el visto bueno del Supervisor, cuando exista, en lugar de esta verificación, podrá admitir la garantía del fabricante del concreto de que los materiales fueron ensayados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, y que cumplen con los requisitos establecidos en 2.2 y los que a continuación se indican. En cualquier caso, podrá ordenar la verificación de la calidad de los materiales cuando lo juzgue procedente. En caso de cambios a los materiales especificados en el proyecto ejecutivo, el Proyectista deberá evaluar el impacto del cambio y, en su caso, deberá indicarlo al Director.

16.4.1.5.3 Los materiales pétreos, grava y arena, además de cumplir con los requisitos de NMX-C-111-ONNCCE-2018, deberán cumplir con las modificaciones y adiciones de la tabla 16.4.1.5.3.

Tabla 16.4.1.5.3 – Requisitos adicionales para materiales pétreos

Propiedad	Concreto Clase 1	Concreto Clase 2
Coefficiente volumétrico de la grava, mínimo	0.20	—
Material más fino que la malla F 0.075 (No. 200) en la arena, porcentaje máximo en peso (NMX-C-084-ONNCCE-2018)	15	15
Contracción lineal de los finos (pasan la malla No. 40) de la arena y la grava, en la proporción en que éstas intervienen en el concreto, a partir del límite líquido, porcentaje máximo	2	3

16.4.1.5.4 En adición a la frecuencia de verificación estipulada para todos los materiales componentes en 16.4.1.5.2, los requisitos adicionales de la tabla 16.4.1.5.3 deberán verificarse cuando menos una vez por mes para el concreto Clase 1.

16.4.1.5.5 Los límites correspondientes a estos requisitos especiales pueden modificarse si el fabricante del concreto demuestra, con pruebas realizadas en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con los requisitos de resistencia mecánica, propiedades elásticas y de durabilidad establecidos en esta Norma. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en la verificación de estos requisitos para los agregados específicamente considerados en dichas pruebas.

16.4.1.6 Lechadas o morteros sin contracción (grouts)

16.4.1.6.1 Información en el proyecto ejecutivo

16.4.1.6.1.1 Se deberán especificar las características técnicas de las lechadas o morteros sin contracción (*grouts*), considerando a) a d) y e), f) o g), según aplique:

- a) Base de la lechada o mortero: cementicia o epoxi
- b) Consistencia del mortero: semifluida o fluida
- c) Tipo de agregado a utilizar: mineral o metálico
- d) Límites de los componentes de la lechada o mortero según requerimientos de durabilidad y desempeño
- e) Para lechadas o morteros sin contracción base cementicia se deberá cumplir con lo indicado en la tabla 16.4.1.6.1.1.e

Tabla 16.4.1.6.1.1.e – Requerimientos para lechadas o morteros sin contracción base cementicia

Propiedad	Método de ensayo	Consistencia semifluida	Consistencia fluida
Resistencia a compresión	ASTM C109 ASTM C1107 sección 11.5	A 3 d: 30 MPa (300 kg/cm ²) A 7 d: 40 MPa (400 kg/cm ²) A 28 d: 60 MPa (600 kg/cm ²)	A 3 d: 25 MPa (250 kg/cm ²) A 7 d: 35 MPa (350 kg/cm ²) A 28 d: 45 MPa (450 kg/cm ²)
Fluidez	ASTM C939 CRD C621 ASTM C1437	120% (mesa de fluidez)	Cono de fluidez: Inicial < 30 s A 30 min < 30 s A 60 min < 35 s
Expansión	ASTM C1090 CRD C621	A 3 d: 0.02% A 7 d: 0.02% A 14 d: 0.03% A 28 d: 0.03%	A 3 d: 0.01% A 7 d: 0.03% A 14 d: 0.05% A 28 d: 0.05%
Tiempo de fraguado	ASTM C191	Inicial: 3 a 5 h Final: 4 a 6 h	

- f) Para lechadas o morteros sin contracción base cementicia para cables o ductos de postensado se deberá cumplir con lo indicado en la tabla 16.4.1.6.1.1.f

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 16.4.1.6.1.1.f – Requerimientos para lechadas o morteros sin contracción base cementicia para cables o ductos de postensado

Propiedad	Método de ensayo	Consistencia fluida
Resistencia a compresión	ASTM C942	A 7 d: 20 MPa (200 kg/cm ²) A 28 d: 50 MPa (500 kg/cm ²)
Fluidez	ASTM C939	Inicial: 9 a 20 s A 30 min: 9 a 30 s
Expansión en estado endurecido (cambio de altura)	ASTM C1090	A 24 h: 0 a 0.1% A 28 d: 0 a 0.2%
Expansión en estado plástico	ASTM C940	0 a 2% en 3 h
Tiempo de fraguado	ASTM C953	Inicial: 8 a 12 h
Sangrado inducido	ASTM C940	A 5 min: 0 A 3 h: 0
Indicación de penetrabilidad al ion cloruro	ASTM C1202	A 28 d < 2500 C (Coulombs)

g) Para lechadas o morteros sin contracción base epoxi se deberá cumplir con lo indicado en la tabla 16.4.1.6.1.1.g

Tabla 16.4.1.6.1.1.g – Requerimientos para lechadas o morteros sin contracción base epoxi

Propiedad	Método de ensayo	Consistencia normal	Consistencia fluida
Resistencia a compresión	ASTM C579	A 1 d: 70 MPa (700 kg/cm ²) A 7 d: 80 MPa (800 kg/cm ²) A 28 d: 85 MPa (850 kg/cm ²)	A 1 d: 65 MPa (650 kg/cm ²) A 7 d: 80 MPa (800 kg/cm ²) A 28 d: 83 MPa (830 kg/cm ²)
Resistencia a la flexión	ASTM C580	A 1 d: 25 MPa (250 kg/cm ²) A 7 d: 25 MPa (250 kg/cm ²) A 28 d: 30 MPa (300 kg/cm ²)	A 1 d: 20 MPa (200 kg/cm ²) A 7 d: 25 MPa (250 kg/cm ²) A 28 d: 27 MPa (270 kg/cm ²)
Resistencia a la tensión	ASTM C307	A 1 d: 10 MPa (100 kg/cm ²) A 7 d: 11 MPa (110 kg/cm ²) A 28 d: 13 MPa (130 kg/cm ²)	A 1 d: 7 MPa (70 kg/cm ²) A 7 d: 10 MPa (100 kg/cm ²) A 28 d: 13 MPa (130 kg/cm ²)
Resistencia a la adherencia	ASTM C882	A 7 d: 20 MPa (200 kg/cm ²) A 28 d: 24 MPa (240 kg/cm ²)	A 7 d: 19 MPa (190 kg/cm ²) A 28 d: 23 MPa (230 kg/cm ²)
Coefficiente de expansión térmica	ASTM C531	A 7 d: 16×10^{-6} de 296 a 372 K (de 23 a 99°C)	A 7 d: 17×10^{-6} de 296 a 372 K (de 23 a 99°C)
Área de soporte efectivo	ASTM C1329	≥ 95%	≥ 95%
Ventana de trabajabilidad	ICRI	95 min a 296 K (23°C)	65 min a 296 K (23°C)
Pico exotérmico	ASTM C2471	303 K (30°C) a 140 min	308 K (35°C) a 162 min

16.4.1.6.1.2 El uso de lechadas o morteros sin contracción base cementicia se deberá considerar en conexiones sujetas a tensión y compresión para rellenar espacios horizontales y verticales entre miembros prefabricados, proteger conexiones y proporcionar la transferencia de carga. En conexiones sujetas a compresión, la lechada o mortero sin contracción deberá exceder la resistencia a la compresión de los miembros de soporte, en al menos 7 MPa (70 kg/cm²).

16.4.1.6.1.3 Las lechadas o morteros sin contracción base cementicia o base epoxi se deberán usar como soporte de placas base de acero o de placas con llaves de corte de acero.

16.4.1.6.2 Información sobre el cumplimiento

- Las lechadas o morteros sin contracción producidos por empresas de concreto o producidos en obra deberán cumplir con las características especificadas y deberán someterse a los ensayos de control de calidad que verifiquen su cumplimiento
- Las lechadas o morteros sin contracción predosificados deberán cumplir con las características especificadas a través de reportes técnicos certificados con resultados de laboratorio
- Las lechadas o morteros sin contracción que se utilicen para rellenar áreas con refuerzo o donde exista acero, no deberán contener polvo de aluminio ni cloruros en su formulación.

- d) El mezclado de productos predosificados, preparación de la superficie del sustrato de concreto, colocación, control de temperatura, espesores de colocación y curado deberán realizarse de conformidad con las instrucciones del fabricante.

16.4.1.6.3 Para la colocación en obra se deberá cumplir además con los requerimientos de a) a j) siguientes:

- a) Se asegurará de que las superficies a rellenar estén limpias, libres de polvo, aceite o cualquier otro material que pueda afectar la adherencia de la lechada o mortero
- b) Se verificará que la lechada o mortero tenga la consistencia adecuada según las indicaciones del fabricante
- c) Se asegurará que el tipo de lechada o mortero a utilizar sea compatible con los materiales y condiciones específicas de la obra
- d) Se verificará que el método de aplicación de la lechada o mortero se ajuste a las especificaciones y recomendaciones del fabricante
- e) Se asegurará de que todas las áreas estén completamente rellenas y no haya huecos o espacios vacíos que puedan afectar la integridad estructural
- f) Se verificará el tiempo de curado necesario para la lechada o mortero utilizado y se asegurará que se cumpla antes de proceder a la siguiente etapa de la obra
- g) Se verificará que las condiciones ambientales, incluyendo la temperatura y humedad, sean adecuadas para el proceso de curado de la lechada o mortero
- h) Se inspeccionará la obra después del curado para asegurar que no hayan aparecido fisuras o grietas en la lechada o mortero
- i) Se realizarán pruebas de resistencia para asegurar que la lechada o mortero cumple con los requisitos de diseño y especificaciones del proyecto
- j) Se asegurará que se sigan todas las medidas de seguridad adecuadas durante el proceso de aplicación y curado de la lechada o mortero.

Comentario:

La verificación de la calidad de los materiales componentes del concreto antes del inicio de una obra permite seleccionar aquellos que potencialmente tienen las características requeridas para fabricar la clase de concreto que se ha especificado en el proyecto ejecutivo. En la verificación se hace énfasis en las propiedades directamente relacionadas con la resistencia, rigidez y durabilidad del concreto como se indica en esta Norma.

Pedir que la verificación de la calidad se haga en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad permite tener confianza de que los equipos y métodos de ensayo empleados en la realización de las pruebas son los indicados por las normas respectivas. Sin embargo, en todos los casos es el Director, apoyado por el Supervisor, el que le da validez a los resultados de ese laboratorio. Antes de aprobar, el Proyectista revisa los cambios para autorizarlos.

Limitar el coeficiente volumétrico de la grava triturada que se emplea para el concreto Clase 1 a un valor mínimo de 0.20, permite obtener concretos trabajables con relaciones arena/agregados totales relativamente bajas, con lo que se propicia que el concreto resultante se contraiga menos y, en general, que sea más rígido.

Para el concreto Clase 2 no se especifica ningún límite para el coeficiente volumétrico, porque los agregados gruesos que usualmente se emplean en la Ciudad de México para este concreto (andesitas) tienen formas satisfactorias, con valores de coeficientes volumétricos superiores al mínimo deseable.

El porcentaje de material más fino que la malla F 0.075 (No. 200) que se permite que tenga la arena en la Norma es superior al límite aceptado internacionalmente (5 por ciento) para este material. Lo anterior se hizo ante la imposibilidad de obtener en zonas cercanas a la Ciudad de México arenas de mejor calidad, o de disponer de suficiente agua para permitir su lavado. Sin embargo, a fin de subsanar, aunque sea en parte, el problema que implica el uso de arenas y gravas con altos porcentajes de finos, se trata de evitar el empleo de finos de origen arcilloso, que son los que más detrimento causan en las propiedades del concreto. Esto se logra mediante la limitación de la contracción lineal de los finos de la arena y la grava.

Para determinar la contracción lineal de los finos de la arena y la grava de una muestra representativa de estos materiales, se obtiene por separado los finos que pasan la malla no. 40, se mezclan estos finos en la proporción en que intervienen en la mezcla de concreto y se llevan a la condición de humedad correspondiente al límite líquido, de manera semejante a como se hace con las muestras de suelo. La contracción que presentan estos finos después de secarlos al ambiente hasta que su color cambie de oscuro a claro, y en horno por 18 h a temperatura de 373 a 383 K (100 a 110°C), no deberá exceder los límites especificados en esta Norma, con objeto de que su efecto no propicie detrimento en la calidad del concreto (Mendoza y Mena, 1987).

En esta versión de la Norma se incluyen requisitos de los materiales componentes y de la colocación de morteros fluidos a base de cemento sin contracción (también llamados grout). Se recomienda consultar las publicaciones ACI PRC-351.1 y ACI SPEC-351.4 sobre especificaciones y recomendaciones para su uso. Los requisitos indicados

en 16.4.1.6.1.1.b usualmente incluyen límites sobre contracción o expansión permisibles, límites de cloruros y contenido de yeso (sulfato de calcio deshidratado). Sobre lo señalado en 16.4.1.6.1.1.d, no es común obtener muestras de mortero en casos de aplicación común. Si es el caso, el Proyectista debería especificar el tipo de prueba, edad y frecuencia de muestreo. El ensayo de cubos de 50 mm de arista no siempre se correlaciona con la resistencia in situ debido a la relación de aspecto y el confinamiento que ocurre durante la colocación in situ del mortero.

16.5 Requisitos para las mezclas de concreto

16.5.1 Información en el proyecto ejecutivo

16.5.1.1 Además de cumplir con NMX-C-155-ONNCCE-2014, el proyecto ejecutivo deberá incluir los atributos de a) a j):

- a) Resistencia mínima especificada a la compresión del concreto, f'_c
- b) Revenimiento requerido en el sitio de la entrega (NMX-C-156-ONNCCE-2010)
- c) Módulo de elasticidad mínimo del concreto, E_c
- d) La edad de los ensayos, si es diferente de 28 días
- e) Relación máxima a/mc
- f) Tamaño máximo nominal del agregado grueso
- g) Contenido de aire en el sitio de descarga, cuando se especifique concreto con aire incluido
- h) Los demás requisitos de acuerdo con la clasificación de exposición a acciones de deterioro del concreto (véase Capítulo 4)
- i) Requisitos del concreto con fibras de acero si se usan para resistencia a fuerza cortante
- j) Requisitos si se usa concreto lanzado, con tamaño máximo de agregado de 12.7 mm (0.5 pulg)
- k) Densidad de equilibrio del concreto ligero
- l) Fracciones de agregado en mezclas de concreto ligero para calcular λ y ser usado en diseño.

16.5.1.2 Para el caso de la aceptación de la resistencia a la compresión, tanto las edades como el método de ensayo deberán cumplir con NMX-C-083-ONNCCE-2020.

16.5.1.3 La resistencia requerida a la compresión para determinadas edades o etapas de construcción que no sean especificadas por el Proyectista deberán ser presentadas para su revisión por éste.

16.5.1.4 Los criterios de aceptación junto con las tolerancias para la resistencia a la compresión, revenimiento y módulo de elasticidad deberán cumplir con NMX-C-155-ONNCCE-2014.

16.5.2 Información sobre cumplimiento

- a) Someter a revisión la resistencia a compresión de la parte de la estructura no diseñada por el Proyectista
- b) Cumplimiento con los límites especificados del contenido del ion cloruro de acuerdo con 1) o 2):
 - 1) Cálculo del contenido total del ion cloruro de la mezcla de concreto a partir de la medición del contenido total del ion cloruro de los materiales y de las proporciones de la mezcla
 - 2) Cálculo del contenido del ion cloruro soluble al agua del concreto endurecido de acuerdo con ASTM C1218 a una edad entre 28 y 42 días
- c) En concreto presforzado, se prohíbe el uso de aditivos que contengan cloruro de calcio
- d) En concreto colocado contra cimbra de acero galvanizado, el máximo contenido de ion cloruro soluble en agua será igual a 0.30 por ciento de masa de los materiales cementantes, a menos que se especifique un límite más conservador
- e) Si se usa concreto ligero que cumpla con la densidad de equilibrio especificada, se determinará y documentará la densidad del concreto fresco (o masa unitaria) de conformidad con NMX-C-162-ONNCCE-2014. Este valor se usará como base de la aceptación del concreto ligero. La frecuencia de muestreo será de acuerdo con 16.7.2.2.3. La densidad será aceptable dentro de un intervalo de $\pm 60 \text{ kg/m}^3$ con respecto de la densidad de equilibrio especificada
- f) Si se usan fibras de acero en el concreto, las fibras cumplirán con NMX-C-488-ONNCCE-2014 y deberán tener una relación longitud a diámetro de al menos 50 y no más de 100
- g) El Constructor deberá mostrar documentalmente la conformidad con f) y con 1) a 4):
 - 1) ASTM C1116
 - 2) Dosificación mínima de 0.4 kN/m^3 (40 kg/m^3) para concreto de peso normal y de 0.6 kN/m^3 (60 kg/m^3) para concreto de peso ligero

- 3) La resistencia residual medida de un ensayo a flexión de acuerdo con NMX-C-535-ONNCCE-2017 al centro del claro y para una deflexión de 1/300 del claro es al menos la mayor de i) y ii):
 - i) 90 por ciento de la resistencia (valor máximo de la carga) obtenida en el ensayo a flexión
 - ii) 90 por ciento de la resistencia correspondiente a $0.62\sqrt{f'_c}$ en MPa ($2\sqrt{f'_c}$ en kg/cm²)
- 4) La resistencia residual medida de un ensayo a flexión de acuerdo con NMX-C-535-ONNCCE-2017 al centro del claro y para una deflexión de 1/150 del claro es al menos la mayor de i) y ii):
 - i) 75 por ciento de la resistencia (valor máximo de la carga) obtenida en el ensayo a flexión
 - ii) 75 por ciento de la resistencia correspondiente a $0.62\sqrt{f'_c}$ en MPa ($2\sqrt{f'_c}$ en kg/cm²).
- h) La aceptación del concreto con fibras en estado endurecido deberá cumplir con 16.7.2.

Comentario:

La densidad de equilibrio del concreto ligero determinada con ASTM C567 es una estimación de la densidad del concreto ligero endurecido suponiendo cierto grado de secado después de la construcción. La densidad de equilibrio se usa para establecer el nivel de protección contra fuego, calcular el peso propio de estructuras o la masa para fines de diseño sísmico, así como para calcular el valor de λ .

Si se usan fibras de acero para resistir fuerza cortante, se tienen requisitos específicos para el concreto reforzado con fibras. El inciso 16.5.1.1.i incluye requisitos de fibras, 16.5.2.f y 16.5.2.g establece criterios de aceptación por ser presentados documentalmente por el Constructor. En 16.5.2.h se establecen los criterios de aceptación de concreto reforzado con fibras en estado endurecido.

La dosificación mínima para concreto ligero está especificada como 0.6 kN/m³ (60 kg/m³) debido a resultados experimentales limitados.

La aceptación de concreto reforzado con fibras se limita a la resistencia a la compresión.

16.6 Criterios y requisitos de supervisión

16.6.1 Se deberá solicitar al productor de concreto los ensayos completos que validen las características de los materiales a utilizar para la elaboración de mezclas de concreto: agua de mezclado, cemento hidráulico, agregados y aditivos, de manera que se verifique cumplan con NMX-C-155-ONNCCE-2014. Esta documentación se deberá presentar al Constructor, Supervisor y Director para su revisión y aprobación. Además, se presentará el certificado de calibración de la planta dosificadora avalado por un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad. Esto siempre antes de usar la mezcla o de efectuar cualquier cambio en la misma. La documentación además deberá incluir registros de ensayos de resistencia de la misma mezcla de concreto utilizada en proyectos anteriores o de las muestras de prueba de laboratorio de la mezcla propuesta.

16.6.2 Tanto para los laboratorios de las plantas productoras de concreto como para aquellos que verifiquen su calidad en obra, deberán presentar al Constructor, Supervisor y Director los certificados vigentes de calibración de sus equipos de prueba avalados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

16.7 Concreto

16.7.1 Elaboración del concreto

16.7.1.1 El concreto Clase 1 deberá ser elaborado, dosificado en masa y mezclado y transportado de acuerdo con los requisitos establecidos en NMX-C-155-ONNCCE-2014.

16.7.1.2 El concreto Clase 2, si es premezclado o hecho en obra, deberá satisfacer los requisitos de elaboración de NMX-C-155-ONNCCE-2014.

Comentario:

La norma NOM-C-155-ONNCCE-2014 incluye aspectos relacionados con los requisitos para los equipos de dosificación, mezclado, transporte y entrega de concreto, que son aplicables tanto a los concretos premezclados como a los hechos en obra.

16.7.1.3 Requisitos, control y cumplimiento del concreto fresco

16.7.1.3.1 Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se realizarán al concreto muestreado en obra, por un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, con las frecuencias de la tabla 16.7.3.1, como mínimo. En caso de que no se cumpla con alguno de estos requisitos el Constructor, el Supervisor y/o el Director deberán rechazar la entrega o revoltura y dejar registro del evento.

Tabla 16.7.3.1 - Frecuencia mínima para toma de muestras de concreto fresco

Prueba y método	Concreto Clase 1	Concreto Clase 2
Revenimiento (NMX-C-156-ONNCCE-2010)	Una vez por cada entrega, si es premezclado	Una vez por cada entrega, si es premezclado
	Una vez por cada revoltura, si es hecho en obra	Una vez por cada 5 revolturas, si es hecho en obra.
Peso volumétrico (NMX-C-162-ONNCCE-2014)	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m ³ de concreto	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 40 m ³ de concreto

16.7.1.3.2 El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. El revenimiento nominal de los concretos no será mayor que 120 mm.

16.7.1.3.2.1 Para permitir la colocación del concreto en condiciones difíciles, o para que pueda ser bombeado, se permitirá aumentar el revenimiento nominal hasta un máximo de 180 mm, mediante el uso de aditivo superfluidificante, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua. En tal caso, la verificación del revenimiento se realizará en la obra antes y después de incorporar el aditivo superfluidificante, comparando con los valores nominales de 120 y 180 mm, respectivamente. Las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras que ya incluyan dicho aditivo.

16.7.1.3.3 El Constructor, con el visto bueno del Supervisor si existe, podrá autorizar la incorporación del aditivo superfluidificante en la planta de premezclado para cumplir con revenimientos nominales mayores que 120 mm. El Supervisor y, en su caso, el Director estarán facultados para inspeccionar tal operación en la planta cuando lo juzgue procedente.

16.7.1.3.4 Si el concreto es premezclado y se surte con un revenimiento nominal mayor que 120 mm, deberá ser entregado con un comprobante de incorporación del aditivo en planta; en la obra se medirá el revenimiento para compararlo con el nominal máximo de 180 mm.

16.7.1.3.5 Para que el concreto cumpla con el requisito de revenimiento, su valor determinado deberá concordar con el nominal especificado, con las tolerancias indicadas en la tabla 16.7.1.3.5. Estas tolerancias también se aplican a los valores nominales máximos de 120 y 180 mm.

Tabla 16.7.1.3.5 - Tolerancias para revenimientos medidos en obra

Revenimiento nominal, mm	Tolerancia, mm
Menor que 50	± 15
50 a 100	± 25
Mayor que 100	± 35

16.7.1.3.6 Para el caso de concretos autocompactantes, la determinación de la consistencia del concreto se realizará de acuerdo con la norma NMX-C-472-ONNCCE-2013.

16.7.1.3.7 El revenimiento del concreto deberá estar dentro de los valores permisibles, durante los primeros 30 min medidos a partir de que llega a la obra, de acuerdo con NMX-C-155-ONNCCE-2014.

16.7.1.3.8 Para que el concreto cumpla con el requisito de peso volumétrico en estado fresco o endurecido, su valor determinado deberá ser mayor que 22 kN/m³ (2 200 kg/m³) para el concreto Clase 1, y no menor que 19 kN/m³ (1 900 kg/m³) para el concreto Clase 2.

Comentario:

Las frecuencias de muestreo propuestas para las pruebas de revenimiento y peso volumétrico permiten identificar aquellas mezclas que tienen pocas probabilidades de alcanzar las características especificadas del concreto, en una etapa en que se puede evitar la colocación de concreto de calidad deficiente en la estructura.

Con la aparición en el mercado de aditivos superfluidificantes de larga duración, se presenta la posibilidad de incorporar estos aditivos en planta con las ventajas de tener un mejor control en su dosificación. Como inconveniente se tiene el que no se pueda verificar el revenimiento del concreto antes de la incorporación del aditivo.

La prueba de peso volumétrico resulta ser una verificación muy sencilla de realizar para discriminar entre un concreto de Clase 1 o 2. Debido a que el volumen de concreto que se maneja en la prueba es pequeño, se recomienda tener cuidado especial en la calibración del equipo.

16.7.2 Requisitos, control y cumplimiento del concreto endurecido

16.7.2.1 Resistencia media de diseño de la mezcla de concreto

16.7.2.1.1 La resistencia media a la compresión requerida, \bar{f}'_c usada como base para la dosificación del concreto deberá ser igual al mayor valor determinado según la tabla 16.7.2.1.1, empleando el valor de desviación estándar, σ .

Tabla 16.7.2.1.1 - Resistencia a la compresión media requerida

Clase de concreto	Resistencia a la compresión especificada, MPa (kg/cm ²)	Resistencia a la compresión promedio requerida, MPa (kg/cm ²)
1	$f'_c < 40$ ($f'_c < 400$)	$\bar{f}'_c = f'_c + 1.34\sigma$
		$\bar{f}'_c = f'_c + 2.33\sigma - 3.5$
		$(\bar{f}'_c = f'_c + 2.33\sigma - 35)$
	$f'_c \geq 40$ ($f'_c \geq 400$)	$\bar{f}'_c = f'_c + 1.34\sigma$
		$\bar{f}'_c = 0.9f'_c + 2.33\sigma$
2	$20 \leq f'_c \leq 25$ ($200 \leq f'_c \leq 250$)	$\bar{f}'_c = f'_c + 1.34\sigma - 17$
		$(\bar{f}'_c = f'_c + 1.34\sigma - 17)$
		$\bar{f}'_c = f'_c + 2.33\sigma - 5.0$
		$(\bar{f}'_c = f'_c + 2.33\sigma - 50)$

16.7.2.1.2 El control de calidad en la producción de concreto deberá cumplir con las condiciones de que cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a f'_c y, ser el requerido para que la desviación estándar sea igual o menor que 3.5 MPa (35 kg/cm²) para f'_c menor que 40 MPa (400 kg/cm²) e igual o menor que $0.1f'_c$ para concretos con f'_c mayor o igual a 40 MPa (400 kg/cm²).

16.7.2.1.3 Para los concretos Clase 1A con $25 \leq f'_c < 40$ MPa ($250 \leq f'_c < 400$ kg/cm²), la resistencia a compresión requerida, para que se cumpla la condición de que ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas es menor que f'_c deberá satisfacer la ecuación $\bar{f}'_c = f'_c + 1.34\sigma$. La ecuación $\bar{f}'_c = f'_c + 2.33\sigma - 3.5$ MPa ($\bar{f}'_c = f'_c + 2.33\sigma - 35$ kg/cm²) permite que se cumpla con la condición de que ninguna muestra tiene una resistencia inferior a $f'_c - 3.5$ MPa ($f'_c - 35$ kg/cm²). Como se requiere que se cumpla al mismo tiempo ambas condiciones, se toma el valor mayor de \bar{f}'_c que se obtenga.

16.7.2.1.4 Para los concretos Clase 1B con $40 \leq f'_c < 70$ MPa ($400 \leq f'_c < 700$ kg/cm²), la resistencia a compresión requerida, para que se cumpla la condición de que ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas es menor que f'_c , deberá satisfacer la ecuación $\bar{f}'_c = f'_c + 1.34\sigma$. Para que se satisfaga la condición de que ninguna muestra tiene una resistencia inferior a $0.9f'_c$, se requiere que $\bar{f}'_c = 0.9f'_c + 2.33\sigma$.

16.7.2.1.5 Para los concretos Clase 2 con $20 \leq f_c' \leq 25$ MPa ($200 \leq f_c' \leq 250$ kg/cm²), la desviación estándar σ se tomará igual a 3.3 MPa (33 kg/cm²).

16.7.2.1.6 La ecuación $\bar{f}_c = f_c' + 1.34\sigma - 1.7$ MPa ($\bar{f}_c = f_c' + 1.34\sigma - 17$ kg/cm²) permite que se satisfaga la condición del promedio de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas y la ecuación $\bar{f}_c = f_c' + 2.33\sigma - 5.0$ MPa ($\bar{f}_c = f_c' + 2.33\sigma - 50$ kg/cm²) permite que se cumpla la condición de que ninguna muestra tiene una resistencia inferior a $f_c' - 5.0$ MPa ($f_c' - 50$ kg/cm²).

Comentario:

La resistencia media de diseño de la mezcla de concreto se determina en función de la probabilidad requerida para alcanzar la resistencia nominal del concreto (f_c') y de la desviación estándar obtenida en la producción de concreto, σ .

Para el concreto Clase 1 (subclases 1A y 1B), se acepta que la probabilidad de no alcanzar f_c' sea de 10 por ciento y que la desviación estándar supuesta para el concreto Clase 1A, es de 3.3 MPa (33 kg/cm²) y para el Clase 1B, la desviación estándar es $\sigma = 0.1f_c'$.

Para el concreto Clase 2, se acepta que la probabilidad de no alcanzar f_c' sea de 20 por ciento y la desviación estándar sea igual a 3.3 MPa (33 kg/cm²).

Para concretos especificados con f_c' mayor que 55 MPa (550 kg/cm²) se deberá consultar ACI 363.2R-11.

16.7.2.2 Resistencia a compresión del concreto

16.7.2.2.1 La calidad del concreto endurecido se verificará en obra mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros, o en cubos o prismas si se cuenta con la equivalencia de resistencia a compresión, que sean elaborados, curados y probados de acuerdo con NMX-C-159-ONNCCE-2016 y NMX-C-083-ONNCCE-2020, en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

16.7.2.2.2 Cuando la mezcla de concreto se diseñe para obtener la resistencia especificada a edades diferentes a 28 días, la resistencia se verificará a la edad solicitada; de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

16.7.2.2.3 Para verificar la resistencia a compresión de concreto de las mismas características y nivel de resistencia se deberá cumplir con a) a c) según corresponda:

- Para el caso de cimentaciones se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada 40 m³ o fracción, si la planta que suministra el concreto tiene un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad dentro de ella, o cada 28 m³ o fracción si la planta carece de un laboratorio acreditado dentro de ella
- Cuando el concreto se emplea para el colado de columnas, se tomará por lo menos una muestra por cada entrega
- Para vigas, losas y muros, cada 20 m³ o fracción, por cada día de colado y para cada diseño de concreto.

16.7.2.2.3.1 Quien suministre el concreto deberá presentar al Constructor y al Supervisor la documentación que avale la existencia, o no, de un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad que verifique la producción de concreto que se suministre al proyecto.

16.7.2.2.4 De cada muestra se elaborarán y ensayarán al menos dos cilindros; se entenderá por resistencia de una muestra el promedio de las resistencias de los cilindros que se elaboren de ella.

16.7.2.2.5 Para el concreto Clase 1A, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 3.5$ MPa ($f_c' - 35$ kg/cm²), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c' .

16.7.2.2.6 Para el concreto Clase 1B, se aceptará que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, si ninguna muestra da una resistencia inferior a $0.9f_c'$ y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c' .

16.7.2.2.7 Para el concreto Clase 2, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con f_c' si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 5$ MPa ($f_c' - 50$ kg/cm²), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que $f_c' - 1.7$ MPa ($f_c' - 17$ kg/cm²).

16.6.2.2.8 Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a $f_c' - 0.36\sigma$ (MPa o kg/cm²) para concretos Clase 1 de cualquier resistencia a la compresión especificada, ni a $f_c' - 2.6$ MPa ($f_c' - 26$ kg/cm²) para Clase 2; además, se deberá cumplir con el respectivo requisito concerniente a las muestras consideradas individualmente.

16.7.2.2.9 Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia de 16.7.2.2.5 a 16.7.2.2.8, según corresponda, el Proyectista revisará y en su caso modificará el diseño. El Director y, en su caso, el Corresponsable, aprobarán los ajustes. Estas medidas estarán basadas principalmente en el buen criterio de los responsables mencionados; como factores de juicio deberán considerarse, entre otros, el tipo de elemento en que no se alcanzó el nivel de resistencia especificado, el monto del déficit de resistencia y el número de muestras o grupos de ellas que no cumplieron. En ocasiones deberá revisarse el diseño estructural a fin de considerar la posibilidad de que la resistencia que se obtuvo sea suficiente.

16.7.2.2.10 Si subsiste duda sobre la seguridad de la estructura, se podrán extraer y ensayar corazones, de acuerdo con NMX-C-169-ONNCCE-2009, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La humedad de los corazones al probarse deberá ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

16.7.2.2.11 El concreto Clase 1A o 1B representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.85f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.75f_c'$. El concreto Clase 2 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.80f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.70f_c'$.

16.7.2.2.11.1 Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el Proyectista en cuestión nuevamente deberá decidir conjuntamente con el Director y, en su caso, el Corresponsable, a su juicio y responsabilidad, las medidas que han de tomarse.

16.7.2.2.11.2 Se aceptará reforzar (rehabilitar) la estructura hasta lograr la resistencia necesaria de acuerdo con la NTC-Evaluación y Rehabilitación. También se admitirá realizar pruebas de carga en elementos no destinados a resistir sismo, u ordenar la demolición de la zona de resistencia escasa, etc.

16.7.2.2.12 Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante en caso de que el concreto no cumpla con el requisito de resistencia.

16.7.2.2.13 Si la relación longitud a diámetro del corazón es inferior a dos, pero mayor que uno, se hace la corrección apropiada para la relación longitud a diámetro obtenida, multiplicando la resistencia a compresión alcanzada por los factores indicados en la tabla 16.7.2.2.13. No se ensayarán corazones que tengan su longitud inferior a 95 por ciento de su diámetro, antes del cabeceo, o inferior a su diámetro, después del cabeceo.

Tabla 16.7.2.2.13 - Relación longitud a diámetro del corazón

Relación longitud a diámetro del corazón	Factor de corrección por resistencia
2.00	1.00
1.75	0.98
1.50	0.96

Para valores intermedios, se aceptará interpolar linealmente.

Comentario:

Si se utilizan cilindros curados en el sitio de acuerdo con NMX-B-159-ONNCCE-2016 para verificar la resistencia en sitio del concreto a una etapa de construcción seleccionada, es necesario proveer un criterio de aceptación.

La verificación del cumplimiento con el requisito de resistencia a compresión se basa en la probabilidad de no alcanzar la resistencia especificada de 10 por ciento para el concreto Clase 1 (1A o 1B) y 20 por ciento para el concreto Clase 2. Para ambos, se parte de la hipótesis de que la desviación estándar de los resultados de ensayo es independiente del nivel de resistencia e igual a 3.3 MPa (33 kg/cm²), y de que la regla de verificación conduce a una probabilidad de 2.3 por ciento de que a un productor le sea rechazado su concreto cuando cumple en el límite con la calidad especificada (Meli y Mendoza, 1991). Al Clase 1B se le da el mismo tratamiento que al concreto Clase 1A.

El objeto de especificar una resistencia mínima en las muestras individuales es evitar que en la estructura quede alguna zona que, aunque de poca extensión, sea demasiado débil; por otra parte, cumplir con la regla del promedio de las muestras evita que quede alguna zona de cierta extensión que, aunque no tan débil como en el caso anterior, tenga resistencia media baja. Ambas situaciones son indeseables para la seguridad de la estructura.

En la evaluación de la resistencia del concreto en la estructura a partir de ensayos de corazones hay que tener presente que conviene que el diámetro de los corazones sea igual o mayor que tres veces el tamaño máximo del agregado grueso, y que esta relación nunca sea menor que dos veces ese tamaño. Cabe mencionar que la relación diámetro/tamaño máximo del agregado grueso influye en forma importante en la resistencia a compresión que se alcanza en el corazón y que ésta es menor mientras más pequeña es dicha relación (Mendoza, 1991).

Estos factores de corrección son aplicables a concretos de peso normal y a concretos ligeros con pesos volumétricos comprendidos entre 16 y 19 kN/m³ (1 600 y 1 900 kg/m³), y, en ambos casos, resistencias a compresión de entre 15 y 70 MPa (150 y 700 kg/cm²). Se aplican indistintamente a concretos que se ensayan en condición seca o húmeda.

Para que los corazones estén en condición "seca" se requiere dejarlos expuestos al aire por un lapso de 7 días a una temperatura comprendida entre 288 y 300 K (15 y 27°C) y a una humedad relativa inferior a 60 por ciento; el ensayo se realiza en esta condición. Para la condición húmeda, los corazones se sumergen en agua saturada con cal a 296 ± 1.7 K (23 ± 1.7°C), al menos por las 40 h previas a su ensayo, y se prueban inmediatamente después de retirarlos del agua. Durante el lapso comprendido entre su remoción del agua y su ensayo, los corazones se conservan en condición húmeda, cubriéndolos con una manta absorbente saturada de agua.

Los valores $0.85f_c'$ y $0.75f_c'$ que se emplean en la evaluación de la resistencia a compresión del concreto Clase 1A y 1B por medio de corazones, corresponden a los mínimos de una distribución normal de probabilidades para valores medios de tres resultados de ensayo y para valores individuales, respectivamente. Para el concreto Clase 2, las resistencias mínimas de los corazones correspondientes al valor medio de tres resultados de ensayo y a las resistencias individuales son $0.80f_c'$ y $0.70f_c'$, respectivamente. Para estos concretos y reglas de verificación, se considera una desviación estándar de 4.5 MPa (45 kg/cm²) y una probabilidad de no alcanzar las resistencias mínimas de 2.5 por ciento (Mendoza, 1991).

Alternativamente se pueden usar otros procedimientos de evaluación de la resistencia del concreto endurecido, como la resistencia a penetración (de acuerdo con ASTM C803), la resistencia al desprendimiento (ASTM C900), el índice de madurez y su correlación con ASTM C1074 y el método basado en curado y temperatura de AASHTO R72-16.

16.7.2.3 Módulo de elasticidad del concreto

16.7.2.3.1 El concreto deberá cumplir con el requisito de módulo de elasticidad especificado en la tabla 16.7.2.3.1. En el cálculo del módulo de elasticidad mínimo especificado, se deberá emplear el valor de f_c' determinado conjuntamente con el ensayo de módulo de elasticidad, a la misma edad. Deberá cumplirse tanto el requisito relativo a una muestra cualquiera, como el que se refiere a los conjuntos de dos muestras consecutivas.

Tabla 16.7.2.3.1 - Requisitos para el módulo de elasticidad

	Módulo de elasticidad a 28 días de edad, MPa (kg/cm ²), mínimo				
	Clase 1A		Clase 1B (Alta resistencia)		Clase 2
	Caliza ^[1]	Basalto ^[1]	Caliza ^[1]	Basalto ^[1]	Andesita ^[1]
Una muestra cualquiera	$4\,000\sqrt{f_c'}$ ($12\,700\sqrt{f_c'}$)	$3\,100\sqrt{f_c'}$ ($9\,700\sqrt{f_c'}$)	$2\,700\sqrt{f_c'}+8\,500$ ($8\,500\sqrt{f_c'}+84\,800$)	$2\,700\sqrt{f_c'}+3\,300$ ($8\,500\sqrt{f_c'}+33\,200$)	$2\,200\sqrt{f_c'}$ ($7\,000\sqrt{f_c'}$)
Además, promedio de todos los conjuntos de dos muestras consecutivas	$4\,300\sqrt{f_c'}$ ($13\,500\sqrt{f_c'}$)	$3\,300\sqrt{f_c'}$ ($10\,500\sqrt{f_c'}$)	$2\,700\sqrt{f_c'}+10\,100$ ($8\,500\sqrt{f_c'}+101\,100$)	$2\,700\sqrt{f_c'}+4\,400$ ($8\,500\sqrt{f_c'}+44\,100$)	$2\,300\sqrt{f_c'}$ ($7\,400\sqrt{f_c'}$)

^[1]Agregado grueso

16.7.2.3.2 Para la verificación anterior se tomará una muestra por cada 100 m³, o fracción de concreto y para cada tipo de concreto, no siendo menor que dos muestras en una cierta obra. De cada muestra se fabricarán y ensayarán al menos tres especímenes. Se considerará como módulo de elasticidad de una muestra, el promedio de los módulos de los tres especímenes elaborados con ella. El módulo de elasticidad se determinará según NMX-C-128-ONNCCE-2013.

16.7.2.3.3 El Proyectista estará obligado a exigir la verificación del módulo de elasticidad y podrá requerir su verificación en obra, así como la garantía escrita del fabricante de que el concreto cumple con NMX-C-155-ONNCCE-2014. En dado caso, la verificación se realizará en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

16.7.2.3.3.1 Cuando el concreto no cumpla con el requisito de 16.7.2.3.1, el Supervisor informará al Proyectista, quien evaluará las consecuencias de la falta de cumplimiento y en conjunto con el Director y, en su caso, el Corresponsable determinarán las medidas que deberán tomarse.

16.7.2.3.3.2 Si el concreto se compra premezclado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante por incumplimiento del requisito antedicho.

Comentario:

La verificación del cumplimiento con el módulo de elasticidad parte de considerar una probabilidad de 10 por ciento de tener resultados inferiores a los siguientes valores nominales: concreto Clase 1, $4\ 400\sqrt{f'_c}$, MPa ($14\ 000\sqrt{f'_c}$, kg/cm²) para los concretos de caliza y $3\ 500\sqrt{f'_c}$, MPa ($11\ 000\sqrt{f'_c}$, kg/cm²) para los de basalto; y de 20 por ciento de resultados inferiores a $2\ 500\sqrt{f'_c}$, MPa ($8\ 000\sqrt{f'_c}$, kg/cm²) para el Clase 2. La desviación estándar de la distribución de probabilidades para los concretos Clase 1 se supuso igual a $380\sqrt{f'_c}$, MPa ($1\ 200\sqrt{f'_c}$, kg/cm²) y para Clase 2 a $220\sqrt{f'_c}$, MPa ($700\sqrt{f'_c}$, kg/cm²). La regla de verificación se establece en esta Norma con una probabilidad de tener valores inferiores a los mínimos estipulados de 1 en 100.

Al concreto de Clase 1B se le dio el mismo tratamiento que al concreto Clase 1A, pero las desviaciones estándar estimadas para el módulo de elasticidad fueron de 2 400 MPa (24 000 kg/cm²) para los concreto de caliza y 1 600 MPa (16 000 kg/cm²) para los de basalto.

Debido a que la dispersión de los resultados de ensayo en la prueba del módulo de elasticidad es mayor que la alcanzada en la prueba de resistencia a compresión, se pide que en la determinación del módulo de elasticidad se empleen al menos tres especímenes.

16.7.3 Transporte del concreto

16.7.3.1 Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

Comentario:

El transporte requiere ser suficientemente rápido para evitar pérdida de revenimiento antes de ser colocado y suficientemente eficaz para evitar que haya segregación y pérdida de mortero y lechada (NMX-C-155-ONNCCE-2014). Existen diversos medios y equipos para transportar concreto; para la elección del más apropiado se requiere tomar en cuenta los siguientes aspectos: volumen de concreto a transportar, distancias mínimas y máximas, consistencia del concreto (revenimiento), tamaño máximo del agregado en la mezcla, accesibilidad para colocar el concreto dentro de las cimbras y el tiempo disponible para realizar esta operación.

Los medios de transporte más empleados son los siguientes:

- a) Carretillas y vagonetas, manuales o mecanizadas. Para mover volúmenes reducidos en distancias cortas, se requiere utilizar ruedas neumáticas y habilitar vías de tránsito. La distancia máxima de entrega para el equipo mecanizado es de 120 m y para equipos manuales de 60 m*
- b) Camiones de caja fija con o sin agitador. El tiempo de entrega es de 30 a 45 min, deberán usarse cubiertas protectoras y jamás agregar agua en la caja del camión. No se deberán transportar mezclas con revenimiento superior a 70 mm en este tipo de vehículo*
- c) Camiones con tambor giratorio (camiones mezcladores). No operan cuando las mezclas son demasiado secas. Cuando se emplea este tipo de vehículos se observan los requisitos indicados en NMX-C-155-ONNCCE-2014*
- d) Bandas transportadoras. Son excelentes con mezclas plásticas (revenimiento de 60 a 80 mm) pero como son equipos especializados, se necesita consultar la información técnica del fabricante*
- e) Bombas neumáticas o de pistones. Su desempeño es satisfactorio con mezclas cohesivas con revenimiento entre 90 y 150 mm.*

16.7.4 Colocación y compactación del concreto

16.7.4.1 Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de oquedades.

16.7.4.2 El lugar en el que se colocará el concreto deberá cumplir con los atributos a) a e) siguientes:

- a) Estar libre de material suelto, como partículas de roca, polvo, clavos, tornillos, tuercas, basura, etc.
- b) Los moldes que recibirán al concreto deberán estar firmemente sujetos
- c) Las superficies de mampostería que vayan a estar en contacto con el concreto deberán humedecerse previamente al colado. Si la mampostería es de arcilla, se aceptará que su superficie sea seca y saturada 2 h antes del colado. Si es de concreto, sólo se deberá rociar con agua superficialmente
- d) El acero de refuerzo deberá estar completamente limpio y adecuadamente colocado y sujeto
- e) No deberá existir agua en el lugar del colado, a menos que se hayan tomado las medidas necesarias para colar concreto en agua.

16.7.4.3 No se permitirá la colocación de concreto contaminado con materia orgánica.

16.7.4.4 El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado. El concreto autocompactante se compactará mediante su propio peso.

16.7.4.5 No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

16.7.4.6 Si a la llegada del concreto a la obra su revenimiento es menor que el especificado, es válido utilizar aditivos para alcanzar los requerimientos especificados de acuerdo con NMX-C-155-ONNCCE-2014. Si durante la colocación el concreto ha perdido su trabajabilidad inicial, al grado que no pueda ser distribuido y compactado correctamente, deberá detenerse el proceso y ser descartado el concreto suministrado. En ningún caso se aceptará añadir agua al concreto premezclado que llega a la obra.

Comentario:

No se recomienda depositar el concreto con impacto en cimbras, ya que se propicia la segregación. En la colocación del concreto, la altura máxima de caída libre se sugiere sea 1.5 m, excepto cuando se usan elementos amortiguadores de la caída. Se requiere evitar la formación de juntas frías entre dos capas sucesivas de concreto; para ello, es necesario que el espesor de las capas horizontales no exceda de 500 mm y que, durante el vibrado de la capa superior, el vibrador penetre en la capa colocada previamente. Es recomendable el uso de un embudo de longitud aproximada de 600 mm para lograr que el concreto baje verticalmente.

La compactación permite hacer fluir al concreto recién colocado dentro de las cimbras para llenar todo el espacio confinado por las mismas y darles la máxima compacidad posible. Para lograrlo, se requiere someterlo a vibraciones de frecuencias superiores a 3000 revoluciones por minuto. Los equipos vibradores pueden ser de inmersión, externos o de superficie, accionados por medio de electricidad, aceite a presión o gasolina.

El vibrador requiere introducirse rápidamente y extraerse del concreto con lentitud, en dirección vertical y a distancias regulares. El tiempo que el vibrador ha de permanecer dentro del concreto en cada inserción depende de su consistencia; se comienza a extraer en el momento en que la superficie del concreto adquiere brillo por efecto del flujo de lechada. Es importante evitar vibrar el concreto en exceso, o desplazarlo lateralmente mediante la aplicación inclinada del vibrador, porque se produce segregación.

16.7.5 Temperatura del concreto

16.7.5.1 Cuando la temperatura ambiente durante el colado sea inferior a 278 K (5°C), se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

16.7.5.2 En clima cálido, será aceptable que la temperatura de colocación del concreto sea aproximadamente entre 297 y 311 K (24 y 38°C).

16.7.5.3 Mezclas de prueba deberán realizarse a la temperatura límite seleccionada o a la temperatura máxima esperada en la obra. En proyectos con diseño de mezclas que contienen elementos para reducir el sangrado es prudente, además de una reunión previa al colado, complementarla con una muestra a escala del elemento a colar.

16.7.5.4 La información que deberá contener el proyecto ejecutivo en torno a la temperatura para la colocación del concreto son las limitaciones para su suministro y colocación en climas tanto fríos como cálidos.

Comentario:

En climas fríos, para que el concreto adquiera las propiedades mecánicas esperadas, se recomienda que el constructor coloque y mantenga la temperatura del concreto colocado arriba de los límites mínimos indicados en la tabla C16.7.5.4. Para el caso de climas cálidos, se pueden adoptar las recomendaciones del documento ACI 305R-20.

Tabla C16.7.5.4 - Requisitos de temperatura para climas fríos

Temperatura ambiente		Temperatura mínima del concreto			
		Secciones delgadas y losas sobre pisos		Secciones gruesas y concreto masivo	
K	°C	K	°C	K	°C
280 a 270	7 a -3	289	16	283	10
270 a 225	-3 a -18	291	18	286	13
Menor que 255	Menor que -18	294	21	289	16

16.7.6 Concreto lanzado

16.7.6.1 El concreto lanzado o aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de compacidad, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto ejecutivo. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y saturada superficialmente seca.

16.7.6.2 Colocación

16.7.6.2.1 Las superficies de concreto lanzado a las cuales se le van a aplicar otras capas de concreto lanzado deben hacerse rugosas con una amplitud de aproximadamente 6 mm antes de que el concreto lanzado llegue a su fraguado final.

16.7.6.2.2 Antes de colocar material adicional sobre una superficie de concreto lanzado endurecido, la lechada deberá retirarse, las juntas deben limpiarse y la superficie deberá humedecerse.

16.7.6.2.3 El concreto lanzado fresco en sitio que exhibe hendimientos, desprendimientos, segregación, hormigueros o bolsas de arena deberá removerse y reemplazarse.

16.7.6.2.4 Todo el concreto lanzado deberá ser colocado por un operario de lanzado certificado por un programa reconocido por el Instituto.

16.7.6.2.5 Si se requieren paneles de muestra de concreto lanzado específicos para el proyecto, todo operario de boquilla deberá demostrar su habilidad para producir un panel de muestra de concreto lanzado que sea aprobado.

16.7.6.3 Control de calidad

16.7.6.3.1 Además de que el diseño de mezcla de concreto lanzado deberá cumplir con todos los requisitos de un concreto convencional, se deben observar las condiciones a) a d) en su colocación:

- Previo al proceso de colocación deberá de llevarse a cabo un panel de ensayo que contenga las mismas características de la superficie en donde se colocará el concreto lanzado. Además, este panel deberá de ser trabajado por el mismo operario de boquilla que llevará a cabo los trabajos en el sitio y que deberá contar con la experiencia y competencias suficientes para realizar el trabajo. La evaluación de la conformidad de este procedimiento correrá a cargo del Proyectista y del Director, así como del Corresponsable, cuando se requiera
- Para verificar la resistencia a la compresión del concreto lanzado se deberán de obtener al menos tres núcleos de 75 mm de diámetro nominal tomados de un panel de ensayo, preparados de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE-2009 y ensayados a 28 días
- Se deberá preparar un panel de ensayo para cada mezcla y cada operario de boquilla por lo menos una vez al día o por cada 40 m³ de concreto, lo que conduzca al mayor número de paneles

- d) La resistencia a la compresión de tres núcleos de un mismo panel de ensayo no deberá de ser menor que $0.85f'_c$ y ningún núcleo individual tener una resistencia menor que $0.75f'_c$.

Comentario:

Existen disponibles varios procedimientos de certificación para operadores de boquilla de concreto lanzado. Uno de ellos es el establecido en ACI CCS-4S (08).

16.7.7 Curado del concreto

16.7.7.1 Información de diseño

- a) El número de especímenes y frecuencia de muestreo si se requieren ensayos adicionales para verificar la idoneidad del proceso de curado y protección.

16.7.7.2 Información sobre cumplimiento

- a) Con excepción de lo requerido en 16.7.7.2.b y 16.7.7.2.c., el concreto deberá mantenerse en una condición que retenga el agua en el concreto con la duración establecida en 1) o 2):
- 1) El concreto de alta resistencia inicial (con cemento CPO 40R) a una temperatura de al menos 283 K (10° C) durante de al menos 3 días. En caso de otros tipos de concreto, a una temperatura de al menos 283 K (10° C) durante al menos 7 días
 - 2) Se permitirá terminar el curado cuando la resistencia en sitio del concreto, estimada mediante un método propuesto por el Proyectista y aprobado por el Director, alcance al menos $0.75f'_c$.
- b) El concreto de elementos clasificados como D, de acuerdo con el Capítulo 4, se deberá mantener en una condición que retenga el agua con la duración establecida en 1) o 2):
- 1) Durante 14 días a una temperatura de al menos 283 K (10° C)
 - 2) Hasta que la resistencia en sitio del concreto, estimada mediante un método propuesto por el Proyectista y aprobado por el Director, alcance al menos $0.90f'_c$.
- c) Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado por el Constructor, con el visto bueno del Director. El proceso de curado que se aplique deberá producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en 16.6.7.2.a. La resistencia a la compresión del concreto, en la etapa de carga considerada, deberá ser por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga.

16.7.7.3 Cuando se requieran ensayos complementarios de probetas curadas en obra para asegurar que el curado y protección sean satisfactorios, se deberán incluir el tamaño y número de las muestras de ensayo y la frecuencia de los mismos en el proyecto ejecutivo.

Comentario:

El curado requiere iniciarse tan pronto como sea posible, dependiendo del método elegido y material empleado. Como regla práctica, puede mencionarse que cuando el concreto recién colocado pierde su brillo superficial, debido a la pérdida del agua propia de la mezcla, es el momento para iniciar el curado. El tiempo en que se presente este efecto depende básicamente de la temperatura y humedad ambiente, velocidad del viento y temperatura del concreto recién mezclado.

Los métodos de 16.7.7.2.a se aplican con la intención de mantener los elementos de concreto a temperatura adecuada y con suficiente agua para desarrollar la resistencia potencial y las características de durabilidad. Los métodos de curado deberían retener el agua de la mezcla de concreto o proveer una fuente externa de agua. Los métodos aplicables, descritos en ACI PRC-308 incluyen: a) aplicación de materiales que cumplen con ASTM C171; b) aplicación de membranas de curado que satisfagan ASTM C309 o ASTM C1315; c) inundación de superficies horizontales; d) rociamiento continuo de superficies expuestas; e) aplicación continua de neblina a superficies expuestas; f) colocación de material absorbente previamente mojado que se mantiene saturado de manera continua; g) curando interno de agregados finos ligeros presaturados de acuerdo con ASTM C1761. Siempre que la temperatura ambiente sea superior a 283 K (10°C) se puede considerar que el curado ha sido satisfactorio si se ha retenido el agua permanentemente por lo menos 7 días. No siempre es suficiente mantener la cimbra en el elemento para lograr un curado adecuado, especialmente si se anticipan exposiciones severas.

El criterio alternativo incluido en esta Norma (16.7.7.2.a.2) se incluye en ACI SPEC-308.1 y se basa en utilizar el calor de hidratación para reducir el tiempo requerido para alcanzar un grado suficiente de reacción del material cementante antes de terminar el curado. Este criterio es distinto del aplicado para retirar la cimbra o para aplicar el presfuerzo; para estos casos, la resistencia en sitio depende de las cargas por ser resistidas durante la etapa de construcción. Los métodos para estimar la resistencia in situ del concreto para fines de curado son los mismos que los aplicables a la determinación del retiro de la cimbra.

Sobre el curado acelerado, se recomienda consultar los documentos EB-001.17, PCI MNL 116 y PCI MNL 117. La resistencia a compresión del concreto curado de manera acelerada no es tan alta a edades diferidas como un concreto idéntico curado de manera convencional. El módulo de elasticidad puede ser distinto también. En todo caso, es importante tener en cuenta que un curado a alta temperatura puede incrementar el riesgo de formación diferida de etringita (sulfoaluminato de calcio hidratado). Se recomienda consultar ACI PRC-201.2 para mitigar este riesgo.

16.7.7.4 Curado del concreto lanzado

16.7.7.4.1 El curado inicial del concreto lanzado, durante las primeras 24 horas después de la terminación de la colocación, se deberá hacer por medio de uno de los métodos a) a c):

- a) Inundación, niebla o rociado continuo
- b) Frazadas absorbentes, tela, u otro cubrimiento protector que se mantenga continuamente húmedo
- c) Aplicación de un compuesto que forme una membrana protectora de curado.

16.7.7.4.2 Después de 24 horas de la terminación de la colocación del concreto lanzado, el curado final deberá realizarse por medio de uno de los métodos a) a c) siguientes:

- a) El mismo método utilizado para el curado inicial
- b) Materiales en forma de láminas
- c) Otros recubrimientos que mantengan la superficie permanentemente húmeda.

16.7.7.4.3 El curado final deberá mantenerse por un mínimo de:

- a) 7 días si se usa cemento CPO
- b) 3 días si se usa cemento CPO 40 R o si se utiliza un aditivo acelerante.

16.7.8 Juntas de colado, construcción, contracción y dilatación

16.7.8.1 Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas y muros en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

16.7.8.2 La información detallada en el proyecto ejecutivo deberá incluir:

- a) La ubicación y detallado de todas las juntas de construcción, contracción y dilatación
- b) Detalles requeridos para la transferencia de cortante y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción
- c) Preparación de la superficie, incluyendo las superficies de concreto endurecido intencionalmente rugosas cuando el concreto se coloca sobre concreto previamente endurecido
- d) Cuando el cortante se transfiere entre acero laminado y concreto usando pernos con cabeza o barras de refuerzo soldadas, el acero deberá estar limpio y sin pintura
- e) Preparación de la superficie, incluyendo las superficies intencionalmente rugosas cuando el afinado de piso compuesto se construya in situ sobre un piso o losa prefabricada con la intención de que actúe estructuralmente como sección compuesta con los miembros prefabricados
- f) Para concreto lanzado, la localización de las juntas de construcción en las cuales se permiten juntas en escuadra.

16.7.8.3 Requisitos de construcción de juntas

16.7.8.3.1 Las ubicaciones y detalles de las juntas que no se muestran o que difieren de las indicadas en el proyecto ejecutivo deberán ser remitidas para revisión por parte del Proyectista. El ajuste que haga el Proyectista, deberá ser aprobado por el Director y, en su caso, por el Corresponsable.

16.7.8.3.2 Excepto para el concreto presforzado, las juntas de construcción en sistemas de piso y techo deberán ubicarse dentro del tercio central del claro de losas, vigas y vigas principales a menos que el Proyectista apruebe otra ubicación.

16.7.8.3.3 Las juntas de construcción en vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que las intersecan, medida desde la cara de la viga que la interseca, a menos que el Proyectista apruebe otro modo de realizarlas.

16.7.8.3.4 Las juntas de construcción deberán limpiarse y estar libres de lechada antes de colocar el concreto nuevo.

16.7.8.3.5 La superficie de las juntas de construcción deberá hacerse rugosa intencionalmente cuando se especifique.

16.7.8.3.6 Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación, deberán humedecerse todas las juntas de construcción y eliminarse el agua estancada.

16.7.8.3.7 Para concreto lanzado, las superficies de las juntas de construcción deberán cortarse con un ángulo de 45 grados con respecto a la superficie terminada, a menos que se especifique una junta a escuadra en el proyecto ejecutivo.

16.7.8.3.8 Para concreto lanzado, las ubicaciones de las juntas de construcción que no se muestran en el proyecto ejecutivo deberán remitirse al Proyectista para aprobación antes de colocar el concreto lanzado.

16.7.9 Tuberías, ductos, conexiones y accesorios incluidos en el concreto

16.7.9.1 Con las excepciones indicadas en 16.7.9.2 y 16.7.9.3, se permitirá la inclusión de tuberías, ductos, conexiones y accesorios en los elementos de concreto, siempre y cuando se prevean en el diseño estructural, sean de material no perjudicial para el concreto y sean aprobados por el Proyectista.

16.7.9.2 No se permitirá la inclusión de tuberías, ductos, conexiones y accesorios de aluminio en elementos de concreto, a menos que cumplan con a) a c):

- a) Tengan cubiertas o protecciones especiales para evitar la reacción aluminio–concreto
- b) Estén aislados eléctricamente de otros elementos de acero o de otros metales
- c) Se prohíben los aditivos a base de cloruro de calcio o que contengan cloruros con excepción de los cloruros resultado de la contaminación del aditivo.

16.7.9.3 No se permitirá la inclusión de tuberías y ductos longitudinales en columnas y en elementos de borde en los extremos de muros, independientemente del valor de Q usado en el diseño.

16.7.9.4 Las tuberías, ductos, conexiones y accesorios incluidos en los elementos no deberán afectar significativamente la resistencia de dichos elementos ni de la construcción en general. Asimismo, no deberán impedir que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

16.7.9.5 Excepto cuando se haya establecido en los planos o haya sido aprobado por el Proyectista, las tuberías, ductos, conexiones y accesorios incluidos en losas, muros y vigas de concreto deberán cumplir con a) a b) siguientes:

- a) El diámetro exterior de tuberías, ductos, conexiones y accesorios no será mayor que 1/3 del espesor de la losa o del ancho del muro y de la viga
- b) Estarán colocados con una separación, medida centro a centro, mayor que tres veces el diámetro de los ductos.

16.7.9.6 Las tuberías, ductos, conexiones y accesorios deberán diseñarse para resistir los efectos del concreto, la presión y la temperatura a la que estarán expuestos al quedar incluidos en el concreto.

16.7.9.7 Las tuberías no deberán contener líquidos, gases, vapor ni agua a altas temperaturas ni a altas presiones, hasta que el concreto haya alcanzado completamente la resistencia de diseño.

16.7.9.8 En losas, las tuberías y los ductos deberán quedar incluidos entre el acero de refuerzo inferior y superior, a menos que sean para captar agua o materiales exteriores.

16.7.9.9 El recubrimiento mínimo para tuberías, ductos, conexiones y accesorios no será menor que 40 mm para elementos expuestos a la intemperie o en contacto con el terreno, ni menor que 20 mm para elementos no expuestos a la intemperie y que no están en contacto con el terreno.

16.7.9.10 Las tuberías, ductos, conexiones y accesorios deberán construirse y colocarse de tal manera que no se requiera cortar, doblar, ni mover de su posición original el acero de refuerzo.

Comentario:

La presencia de ion cloruro pueden incrementar la tasa de corrosión de elementos de aluminio ahogados en concreto, como tuberías, en especial si el aluminio está en contacto con elementos de acero y concreto en un ambiente húmedo (Woods, 1966).

16.7.10 Inspección del concreto

16.7.10.1 Para el caso de estructuras de ductilidad alta y vigas de acoplamiento de estructuras de ductilidad media, la inspección del concreto deberá realizarse por personal certificado bajo un programa reconocido por el Instituto.

Comentario:

Se puede considerar a criterio del Instituto para la Seguridad de las Construcciones cualquier certificación por parte de otros organismos reconocidos en la industria a nivel nacional y/o internacional, siempre y cuando cumpla con la evaluación de la conformidad en los aspectos de: conocimiento de las pruebas básicas para control de calidad en campo, lectura e interpretación de planos y especificaciones, acreditación del conocimiento y dominio de normas nacionales e internacionales, además de experiencia comprobable vinculada a la construcción de estructuras de concreto. El programa "Supervisor Especializado en Obras de Concreto", del Instituto Americano del Concreto, cumple con los requisitos establecidos.

16.8 Acero

16.8.1 Información en el proyecto ejecutivo

16.8.1.1 Los planos y especificaciones para construcción deberán contener la siguiente información a) a j):

- a) Tipo, diámetro y grado de las barras de acero de refuerzo
- b) Tipo, dimensiones, localización, detallado y longitud de dobleces del refuerzo
- c) Recubrimiento de concreto del refuerzo
- d) Localización y longitud de las uniones por traslape
- e) Tipo y localización de conectores mecánicos
- f) Tipo y localización de uniones soldadas y otras soldaduras requeridas en las barras de refuerzo
- g) Designación de la norma NMX o ASTM, según aplique, para el recubrimiento de protección de refuerzos no presforzados
- h) Protección contra la corrosión de los refuerzos expuestos que se pretendan adherir con extensiones en ampliaciones futuras.

16.8.2 Disposiciones generales sobre cumplimiento del habilitado y armado

16.8.2.1 El acero de refuerzo y, especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado, deberán protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

16.8.2.2 Inmediatamente antes de su colocación, se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial, después de un largo período de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos mecánicos en el acero dudoso.

16.8.2.3 Al efectuar el colado, el acero deberá estar exento de grasa, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto, a excepción del uso de recubrimientos epoxi o lodos bentoníticos.

16.8.2.4 No deberán doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto adyacente.

16.8.2.5 Todos los dobleces se harán en frío. Sólo se aceptarán dobleces en caliente en estructuras de ductilidad baja diseñadas para $Q=2.0$, y se deberán satisfacer a) a f):

- a) Se aceptarán dobleces de hasta 90 grados y cuyos diámetros internos cumplan con el de los dobleces estándar (indicados 14.3.1)
- b) Si se presentan casos de agrietamiento o rotura de las barras, se aceptará calentar a una temperatura máxima de 1 088 K (815 °C)
- c) Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden traslaparse fuera de la región de doblado
- d) Si la zona de doblado se encuentra a 150 mm o menos del concreto, se deberá aplicar algún sistema de aislamiento de protección del concreto
- e) Se acepta controlar la temperatura de calentamiento por medio de crayones térmicos o cualquier otro medio adecuado
- f) No se aceptará enfriar las barras por medios artificiales (agua o aire a presión) sino hasta que su temperatura haya descendido a por lo menos 588 K (315°C).

16.8.2.5.1 En ningún caso se aceptará doblar barras de refuerzo en estructuras de ductilidad media y alta, diseñadas para $Q=3.0$ y $Q=4.0$, respectivamente.

16.8.2.5.2 No se aceptará calentar barras del tipo ASTM A1035M para ser dobladas o re-dobladas.

16.8.2.6 Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deberán tratar de enderezar, sino que se rechazarán y deberán ser sustituidos.

16.8.2.7 El acero deberá sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia, rigidez y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

16.8.2.8 Los paquetes de barras deberán amarrarse firmemente con alambre.

16.8.2.9 Antes de colar deberá comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

Comentario:

Las especificaciones sobre las condiciones superficiales que deberán tener las barras de refuerzo se basan en las pruebas realizadas y en la práctica constructiva recomendable. Una guía con respecto a los efectos de la oxidación y de la escamación sobre las características de adherencia de las barras de refuerzo corrugadas se presenta en Kemp, Brezny y Unterspan (1968). La investigación ha mostrado que una cantidad normal de óxido aumenta la adherencia. Generalmente, con el manejo brusco normal del acero de refuerzo se pierde el óxido que está suelto y que puede perjudicar la adherencia entre el concreto y el refuerzo.

Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras ahogadas en el concreto. Se requiere determinar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces requieren ser graduales y enderezarse según se requiera. Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden traslaparse fuera de la región de doblado. Véase el comentario de 14.3.

No se permite calentar barras ASTM A1035M porque el calor altera la microestructura del acero y modifica sus propiedades mecánicas.

16.8.3 Control en la obra

16.8.3.1 El acero de refuerzo no presforzado y presforzado deberá cumplir con lo indicado en las tablas 2.4.2.1.2.a, 2.4.1.2.b, 2.4.2.1.2.c, 2.4.2.2.4.a y 2.4.2.2.4.b.

16.8.3.2 Para cada tipo de barras corrugadas, se muestrearán en obra y ensayará el acero de acuerdo con a) a c):

- a) De cada lote de 100 kN (10 t) o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensayo de tensión y uno para ensayo de doblado, que no sean de los extremos de barras completas; las corrugaciones se podrán revisar en uno de dichos especímenes. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y sustituirse por otro
- b) Cada lote definido según el párrafo anterior deberá quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayos realizados por un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad vigente
- c) Las probetas se ensayarán de acuerdo con NMX-B-172-CANACERO-2018. Si algún espécimen no cumple con los requisitos de tensión especificados en la norma, se permitirá repetir la prueba como se señala en la misma norma.

16.8.3.2.1 Los requisitos durante la construcción que se deberán cumplir son de a) a k):

- a) Se deberán remitir los informes de ensayos de producción del refuerzo
- b) El refuerzo no presforzado con óxido, escamas o una combinación de ambas, deberá considerarse satisfactorio si la muestra limpiada a mano utilizando un cepillo de alambre cumple los requisitos dimensionales y mecánicos de NMX-B-506-CANACERO-2019 o NMX-B-457-CANACERO-2019
- c) El acero de presfuerzo deberá estar limpio de escamas, picaduras y óxido excesivo. Es admisible una oxidación ligera
- d) En el momento que es colocado el concreto, el refuerzo deberá estar libre de hielo, lodo, aceite u otros recubrimientos dañinos que reduzcan la adherencia
- e) El refuerzo, incluyendo los paquetes de barras, deberá colocarse dentro de las tolerancias requeridas y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el concreto, y deberá fijarse para evitar su desplazamiento más allá de las tolerancias requeridas
- f) El refuerzo helicoidal (zunchos) deberá consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo y colocación sin distorsión respecto de las dimensiones especificadas
- g) Sólo se permitirá unir barras mediante traslapes cuando lo requiera o permita el proyecto ejecutivo o si lo autoriza el Proyectista
- h) No se permiten uniones de barra a tope sin soldadura
- i) Todo refuerzo deberá doblarse en frío antes de su colocación, a menos que el Proyectista permita otra cosa
- j) Ningún refuerzo parcialmente ahogado en el concreto podrá doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en el proyecto ejecutivo o lo permita el Proyectista
- k) Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en la cimbra.

16.8.3.2.2 En sustitución del control de obra, el Proyectista, con la aprobación del Director y, en su caso, el Corresponsable podrán admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente; en su caso, definirá la forma de revisar que se cumplan los requisitos adicionales para el acero, establecidos en 2.4.2.1.2.

Comentario:

En las normas NMX-B-506-CANACERO-2019 y NMX-B-457-CANACERO-2019, para cada calidad de acero de refuerzo que se permita utilizar en las estructuras de concreto (véase tabla 2.4.2.2.4.a), se especifica el criterio de aceptación para cada propiedad especificada, así como las circunstancias en las que se permite realizar la repetición de los ensayos.

16.8.4 Requisitos y control de calidad de las uniones soldadas

16.8.4.1 Requisitos de uniones soldadas

16.8.4.1.1 Las uniones de barras unidas con soldadura deberán cumplir con los requisitos establecidos en 14.5.1 y 14.5.6. Adicionalmente, para que las barras de refuerzo sean soldables, el carbono equivalente CE , calculado a partir del análisis químico del acero con la expresión 16.8.4.1.1, no deberá exceder 0.55 por ciento:

$$CE = \%C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{\%Cu}{40} + \frac{\%Ni}{20} + \frac{\%Cr}{10} - \frac{\%Mo}{50} - \frac{\%V}{10} \quad (16.8.4.1.1)$$

16.8.4.1.2 Además de lo señalado en 16.8.4.1.1 se deberá cumplir con los porcentajes máximos de los elementos indicados en la tabla 16.8.4.1.2.

Tabla 16.8.4.1.2 – Porcentajes máximos de elementos químicos en acero de refuerzo

Elemento	Porcentaje, máximo
Carbono, C	0.33
Manganeso, Mn	1.56
Fósforo, P	0.043
Azufre, S	0.053
Silicio, Si	0.55

16.8.4.1.3 Las uniones soldadas se deberán realizar de acuerdo con las especificaciones y métodos expuestos en NMX-H-121-1988.

16.8.4.2 *Control de calidad de uniones soldadas*

16.8.4.2.1 Se establecerá un programa de control de calidad para verificar que las soldaduras satisfacen las especificaciones de la obra. Se deberán establecer las condiciones necesarias para asegurar una supervisión simultánea al avance del trabajo sin esperar que todas las soldaduras estén terminadas para revisarlas.

16.8.4.2.2 La inspección deberá ser llevada a cabo por un Supervisor de Soldadura Certificado (CWI) por la AWS o su equivalente, quien deberá verificar que se cumplen a) a g):

- a) El acero de refuerzo que se va a soldar es el indicado en los planos y especificaciones del proyecto ejecutivo y sus características de soldabilidad son las requeridas
- b) Todos los soldadores que van a intervenir en el trabajo estén certificados como en la categoría CW por un centro acreditado por la AWS
- c) El equipo que se deberá utilizar es el adecuado y está en condiciones correctas de operación
- d) Las caras y los bordes de las partes en que se va a colocar soldadura no tienen defectos inaceptables
- e) En la preparación de las juntas, el ángulo de inclinación de los biseles, la abertura de la raíz, etc., son correctos de acuerdo con NMX-H-121-CANACERO-1988
- f) La limpieza de las zonas en que se deberá depositar la soldadura, el alineamiento de las barras que se van a empalmar y los dispositivos empleados para mantenerlas en posición, son los especificados
- g) El diámetro y el tipo de electrodo, la posición en que deberá depositarse la soldadura, las características de la corriente (amperaje, voltaje, polaridad) y la velocidad de colocación de los cordones, son los especificados.

16.8.4.2.3 *Inspección visual de uniones soldadas*

16.8.4.2.3.1 Terminadas las juntas de una zona y antes de que se coloque el concreto, deberá hacerse una inspección visual de acuerdo con AWS B1.10M/B1.10:2016 y B1.11M/B1.11:2015.

16.8.4.2.3.2 No es necesario que el Supervisor revise personalmente cada uno de los cordones de todas las juntas. Al menos, la inspección deberá realizarse en 50 por ciento de ellas.

16.8.4.2.3.3 En la inspección visual se observarán los aspectos a) a d):

- a) Dimensiones, distribución, tamaño, contorno y continuidad de las soldaduras
- b) Apariencia de las soldaduras
- c) Defectos superficiales, tales como grietas, poros, cráteres, socavación, etc.
- d) El Supervisor deberá identificar con marcas fácilmente visibles, todas las partes o juntas que requieren correcciones o sustitución, y volver a marcarlas cuando las haya aceptado.

Comentario:

Aunque una soldadura con defectos internos de importancia puede en algunas ocasiones presentar una buena apariencia exterior, ésta es, en la mayor parte de los casos, un indicio de que la soldadura se ha hecho correctamente.

16.8.4.2.4 Inspección radiográfica

16.8.4.2.4.1 La inspección radiográfica y las pruebas destructivas de tensión no sustituyen la supervisión e inspección visuales durante la colocación de la soldadura y demás operaciones relacionadas con ella, efectuadas a través de todo el proceso de acuerdo con AWS B1.10M/B1.10:2016.

16.8.4.2.4.2 La inspección radiográfica se deberá realizar para comprobar la máxima dimensión de cualquier porosidad individual, discontinuidad del tipo fusión, la suma de las dimensiones máximas de toda la porosidad o discontinuidades del tipo fusión, que no deberán exceder lo establecido en NMX-H-121-CANACERO-1988.

16.8.4.2.4.3 La radiografía y las pruebas destructivas no deberán emplearse nunca aisladamente, sino como un complemento de la inspección visual y del control mantenidos a través de todas las etapas.

16.8.4.2.4.4 En las especificaciones de construcción se deberá indicar el número o porcentaje de juntas que se deberán radiografiar.

16.8.4.2.4.5 El número mínimo de radiografías requeridas para la evaluación de soldaduras será con base a NMX-B-482-CANACERO-2016.

16.8.4.2.5 Pruebas destructivas de uniones soldadas

16.8.4.2.5.1 La obtención de los especímenes para las pruebas destructivas de tensión de uniones soldadas, deberán llevarse a cabo en forma continua, durante todo el proceso de construcción y no deberá autorizarse algún colado y sustituir las soldaduras sin que se conozcan previamente los resultados obtenidos en las pruebas efectuadas en juntas de la zona en donde el concreto se va a colocar, de acuerdo con NMX-B-172-CANACERO-2018.

16.8.4.2.5.2 Se consideran inaceptables las uniones soldadas en las que la fractura se presenta en la soldadura o en la zona inmediata a ella, bajo una carga menor que la correspondiente a $1.25f_y$ de la barra, o cuando la fractura se presente bajo una carga mayor, pero el alargamiento del espécimen, medido en porcentaje de la longitud inicial de 200 mm, disminuye a menos de los dos tercios del especificado para la barra, o a menos de 4 por ciento.

16.8.4.2.5.3 Los especímenes deberán ser representativos de la totalidad de las uniones soldadas efectuadas en la obra, y se deberán escoger de las uniones soldadas que, de acuerdo con la inspección visual, tiene más probabilidades de resultar defectuosas. En estas condiciones, se aceptará como número de pruebas destructivas mínimo 5 por ciento del total de las uniones soldadas.

16.8.5 Requisitos y control de calidad de uniones con dispositivos mecánicos

16.8.5.1 Requisitos de uniones con dispositivos mecánicos

16.8.5.1.1 Las uniones de barras de refuerzo con dispositivos mecánicos deberán cumplir con los requisitos establecidos en 14.5.1 y 14.5.6.

16.8.5.2 Control de calidad de uniones con dispositivos mecánicos

16.8.5.2.1 El control de calidad de las uniones con dispositivos mecánicos se realizará mediante inspección visual para verificar que las uniones se realizaron de acuerdo con las instrucciones del fabricante de los dispositivos de unión y mediante pruebas destructivas a tensión de una muestra obtenida de las uniones efectuadas en obra. El número de elementos que forma la muestra será de al menos 5 por ciento del total de las uniones.

16.8.5.2.2 Se considerará que las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 1 tienen un desempeño satisfactorio si la falla se presenta por fractura de la barra fuera de la zona de unión (no por deslizamiento de la barra dentro del dispositivo mecánico) a una carga mayor que la correspondiente a un esfuerzo de $1.25f_y$ y el módulo de elasticidad del sistema barra-conector, determinado en la zona de unión sobre una longitud inicial de medición de 200 mm, es al menos igual a 50 por ciento del correspondiente al de las barras de refuerzo.

16.8.5.2.3 Para las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 2, el desempeño se considerará satisfactorio si la carga de falla es igual o mayor que la correspondiente al esfuerzo máximo especificado para las barras que se unen, el módulo de elasticidad del sistema barra-conector, determinado en la zona de unión sobre una longitud de 200 mm, es al menos 90 por ciento del correspondiente al de las barras de refuerzo, además de cumplir con los requisitos que se especifican en 16.7.4.2.2 para las uniones con dispositivos mecánicos Tipo 1.

16.8.6 *Extensiones futuras*

16.8.6.1 Todo el acero de refuerzo, así como las placas y, en general, todas las preparaciones metálicas que queden expuestas a la intemperie con el fin de realizar extensiones a la construcción en el futuro deberán protegerse contra la corrosión y contra el ataque de agentes externos.

16.8.7 *Conectores postinstalados*

16.8.7.1 Los anclajes postinstalados deben instalarse de acuerdo con las instrucciones impresas del fabricante y por operarios calificados de acuerdo con 26.7 y 26.13 de ACI 318-19 o de su versión más reciente.

16.8.8 *Pernos lisos con cabeza*

16.8.8.1 El acero para la fabricación de pernos deberá cumplir con ASTM A29/A29M-16, especificación para requisitos generales de barras de acero al carbono y de aleación forjado en caliente, Grados 1010 a 1020.

16.8.8.2 Las propiedades mecánicas deberán ser determinadas en conformidad con las secciones aplicables de la norma ASTM A370-21.

16.8.8.3 Para su instalación se deberá cumplir con los requisitos de AWS D1.1/D1.1M:2020. Los pernos, después de la soldadura, no deberán tener discontinuidades ni sustancias que pudieran interferir con la función prevista y deberán tener una rebaba completa de 360° sin evidencia de socavación. Cuando se suelda directamente a un metal base, éste no deberá tener un espesor inferior a 1/3 del diámetro del perno.

16.8.8.4 Para la instalación de pernos soldados con cabeza se utilizarán equipos de soldadura automática mecanizadas (pistolas soldadoras de pernos). También se puede optar por procesos de soldadura de filete FCAW, GMAW o SMAW, siempre y cuando se cumplan con los requisitos de AWS D.1/D1.1M:2020.

16.8.8.5 Los operarios de cada turno deberán cumplir con los requisitos de control de producción establecidos en AWS D1.1/ D1.1M:2020.

16.8.9 *Fibra de acero*

16.8.9.1 Si se usan fibras de acero en el concreto, el proyecto ejecutivo requerirá la conformidad con NMX-C-488-ONNCCE-2014 y tener una relación longitud a diámetro de al menos 50 y no más de 100.

16.8.9.2 Solicitar al fabricante sus certificados de calidad del acero de donde provienen las fibras a utilizar.

16.9 *Cimbra*

16.9.1 *Disposiciones generales*

16.9.1.1 Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la colocación, compactación y vibrado del concreto. Deberá ser lo suficientemente rígida

para evitar movimientos y deformaciones excesivos y suficientemente estanca para evitar el escurrimiento del mortero. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto ejecutivo.

16.9.1.2 Inmediatamente antes del colado deberán limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente deberá estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

16.9.1.3 La cimbra para miembros de concreto presforzado deberá diseñarse y construirse de tal manera que permita el deslizamiento del elemento sin provocar daño durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo.

Comentario:

En la serie Conceptos Básicos del Concreto del IMCYC, capítulo 18, se dan recomendaciones generales sobre este tema. Asimismo, en la publicación "Guía de cimbras para concreto" del Comité 347 del Instituto Americano del Concreto se presenta información detallada de cimbras para concreto. Se proporcionan recomendaciones para el diseño, construcción y materiales para la cimbra, cimbras para estructuras especiales y cimbras para métodos especiales de construcción.

16.9.2 Descimbrado

16.9.2.1 El descimbrado se efectuará cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con las cimbras y apuntalamiento aún existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, descimbrar cualquier porción de ella sin afectar su funcionamiento al futuro, así como que las deflexiones no sobrepasen los valores fijados en la NTC-Criterios.

16.9.2.2 La demostración de que la resistencia es adecuada deberá basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de apuntalamiento y cimbra, y una estimación de la resistencia del concreto en sitio.

16.9.2.3 La estimación de la resistencia del concreto en sitio deberá estar basada en ensayos de cilindros curados en obra o en otros procedimientos, como la resistencia a la penetración o a la extracción, según lo apruebe el Proyectista, con la autorización del Director y, en su caso, del Corresponsable. Se aceptará estimar la resistencia del concreto usando el método de madurez, de acuerdo con ASTM C1074-17, para determinar el tiempo en que se puede aplicar el descimbrado.

16.9.2.4 No se permitirá apoyar en la estructura, sin apuntalar, cargas de construcción que excedan la suma de las cargas muertas más vivas utilizadas en el diseño, a menos que, por medio de un análisis estructural, se demuestre que existe resistencia suficiente para sostener estas cargas adicionales sin afectar el funcionamiento.

16.9.2.5 Para el caso del descimbrado de losas, se deberá verificar tanto la planicidad como la nivelación de acuerdo con ASTM E1155-20.

16.9.2.6 Los elementos de concreto postensado deberán permanecer cimbrados hasta que se haya aplicado suficiente tensión tal que, por lo menos, permita soportar el peso propio del elemento y las cargas adicionales que se tengan inmediatamente después del descimbrado.

Comentario:

En la determinación del tiempo para el descimbrado, se requiere dar atención especial a las cargas durante la construcción, así como a las posibilidades de deflexiones excesivas. Frecuentemente, las cargas durante la construcción son tan importantes como las cargas vivas especificadas. A edades tempranas, una estructura puede ser adecuada para soportar las cargas aplicadas, pero se pueden presentar deflexiones suficientemente grandes para originar daños permanentes.

La resistencia del concreto durante la construcción puede determinarse mediante el ensayo de cilindros curados en la obra u otros procedimientos, aprobados por el Proyectista, con el visto bueno del Director y del Corresponsable. Entre estos procedimientos se pueden señalar: a) Resistencia a la penetración, de acuerdo con ASTM C 803, b) Resistencia a la extracción, de acuerdo con ASTM C 900, c) Índice de madurez, determinado y correlacionado de acuerdo con ASTM C 1074.

Estos procedimientos requieren de suficientes resultados, empleando los materiales de la obra, para demostrar la correlación de las mediciones en la estructura con la resistencia a compresión determinada en cilindros moldeados o corazones extraídos de la estructura.

Donde la estructura es soportada sobre puntales, las cimbras laterales de vigas, columnas, muros y cimbras verticales similares pueden ser retiradas después de 12 h de curado acumulado, si la cimbra lateral no está soportando cargas diferentes a la presión lateral que ejerce el concreto plástico. El tiempo de curado acumulado representa la suma de los intervalos de tiempo, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura ambiente en el sitio es superior a 283 K (10°C). Las 12 h de curado acumulado se determinaron con base en el empleo de cementos portland ordinarios (CPO) y condiciones usuales de curado. En caso de concretos fabricados con otros tipos de cementos, con el empleo de aditivos retardantes o en los que se haya agregado hielo durante el mezclado para bajar la temperatura inicial del concreto, puede que no sean suficientes las 12 h de curado, en cuyo caso, debería investigarse la situación antes de quitar las cimbras.

El descimbrado para las construcciones de varios niveles debe ser parte de un procedimiento planeado, considerando el soporte temporal de la estructura completa, así como de cada elemento individual. Tal procedimiento debería ser determinado antes de la construcción y debería basarse en un análisis estructural, tomando en cuenta como mínimo las siguientes situaciones:

- a) El sistema estructural que existe en las diferentes etapas de construcción y las cargas correspondientes a esas etapas*
- b) La resistencia del concreto a las diferentes edades durante la construcción*
- c) La influencia de las deformaciones de la estructura y el sistema de apuntalamiento en la distribución de las cargas muertas y de construcción durante las diferentes etapas de la construcción*
- d) La resistencia y espaciamiento de los puntales o sistema de apuntalamiento empleado, así como el método de apuntalamiento, contraventeo, remoción de los puntales y reapuntalamiento, incluyendo los intervalos de tiempo mínimo entre las diferentes operaciones*
- e) Cualquier otra carga o condición que afecte la seguridad o nivel de servicio de la estructura durante la construcción.*

Para las edificaciones de varios niveles, la resistencia del concreto durante las diferentes etapas de su construcción se puede verificar con especímenes de ensayo curados en obra u otro método que sea aprobado.

16.10 Requisitos de construcción para concreto presforzado (pretensado y postensado)

16.10.1 Información en el proyecto ejecutivo

- a) Magnitud y ubicación de las fuerzas de presfuerzo
- b) Secuencia de tensado de los tendones
- c) Tipo, tamaño, detalles y ubicación de los dispositivos de anclaje de postensado seleccionados por el Proyectista
- d) Tolerancias para la colocación de los tendones y ductos de postensados de acuerdo con 16.12.1.1
- e) Materiales y detalles del sistema de protección contra la corrosión de tendones, coples, anclajes de postensado, zonas de anclaje y demás dispositivos en dichas zonas
- f) Requisitos de ductos en tendones adheridos
- g) Requisitos para la lechada en tendones adheridos que incluya el máximo contenido de ion cloruro soluble en agua.

16.10.2 Prácticas de construcción

16.10.2.1 Los equipos de tensado deberán calibrarse por lo menos una vez al año o cada 100 usos, por lo que se deberán de solicitar los certificados correspondientes emitidos por un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

16.10.2.2 Los moldes y cimbras deberán quedar limpios después de cada uso y se deberá revisar y asegurar su alineamiento.

16.10.2.3 Todos los dispositivos y anclajes de presfuerzo deberán inspeccionarse y estar limpios antes de usarse y se deberán retirar con métodos y herramientas adecuados.

16.10.2.4 Las contraflechas después de la transferencia del presfuerzo deberán medirse y compararse con las calculadas.

16.10.2.5 En el caso de piezas postensadas, se deberá medir y comparar la longitud inicial con la final (acortamiento). El anclaje se deberá sellar y proteger de conformidad con las recomendaciones del fabricante.

16.10.2.6 Es obligatorio llevar registros exactos de cada pieza por parte del fabricante, entre los que se incluyen: inspección de camas, moldes y cimbras, registros de tensado, registros de calidad iniciales y finales de los materiales, evaluación del producto final, dimensiones finales y comparativa con tolerancias. Estos registros deben de ser proporcionados al Supervisor y deberán ser aprobados por el Director y, en su caso, por el Corresponsable.

16.10.2.7 Los sistemas de anclaje de postensado (tipo, tamaño, detallado y/o ubicación) no mostrados en el proyecto ejecutivo deberán remitirse al Proyectista para su revisión.

16.10.3 Lechada para tendones adheridos

16.10.3.1 La lechada para inyección deberá ser de cemento portland ordinario (CPO) y agua, o de cemento portland ordinario (CPO), arena y agua, a menos que el Proyectista indique especificaciones diferentes en el proyecto ejecutivo. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, se aceptará el uso de aditivos que no sean dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No deberá utilizarse aditivos a base de cloruro de calcio.

16.10.3.2 El proporcionamiento de la lechada deberá basarse en lo señalado en a) o b):

- a) Resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección
- b) Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables.

16.10.3.3 El contenido de agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor que 0.50 con relación al material cementante, en masa.

16.10.3.4 La lechada deberá mezclarse con equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, deberá cribarse y bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

16.10.3.5 La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, deberá ser mayor que 275 K (2°C), y deberá mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 50 mm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a 5.5 MPa (55 kg/cm²). Las características de la lechada se determinarán de acuerdo con NMX-C-061-ONNCCE-2015.

16.10.3.6 Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no deberá exceder 303 K (30°C).

16.10.4 Tendones de presfuerzo

16.10.4.1 Los tendones de presfuerzo se deberán colocar dentro de las tolerancias y se deberán sujetar para evitar su desplazamiento más allá de las tolerancias durante el proceso de colocación del concreto.

16.10.4.2 Los coples se deberán colocar en las zonas aprobadas por el Proyectista y deberán estar contenidos en fundas de suficiente longitud que permitan los movimientos necesarios.

16.10.4.3 Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deberán realizarse de modo que éste no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

16.10.5 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

16.10.5.1 La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga calibrados, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro calibrado y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Deberá determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor que 7 por ciento entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Este límite es aplicable para estructuras pretensadas y postensadas. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo, se usará el módulo de elasticidad determinado a partir de curvas fuerza-alargamiento de los tendones empleados medidas o bien presentadas por el fabricante del cable.

16.10.5.2 Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deberán definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables y deberán ser aprobados por el Proyectista, con el visto bueno del Director y, en su caso, del Corresponsable. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto de ellos sobre el concreto.

16.10.5.3 La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no deberá exceder de 2 por ciento del presfuerzo total.

16.10.5.4 Se aplicará la fuerza de presfuerzo en estructuras postensadas hasta que el concreto haya alcanzado al menos una resistencia a la compresión de 18 MPa (180 kg/cm²) en caso de monotorones o barras solas, y 30 MPa (300 kg/cm²) para tendones hechos con varios torones.

16.10.5.4.1 Se aceptará usar menores resistencias que las señaladas en 16.10.5.4 para limitar el agrietamiento por contracción si se satisfacen a) o b):

- a) Se usan sistemas de anclaje de mayor tamaño para compensar una resistencia de concreto más baja
- b) El acero de presfuerzo se tensa a una fuerza no mayor que 50 por ciento de la fuerza final de presfuerzo.

Comentario:

En la publicación PCI MNL-116 se incluyen requisitos para la calibración y resolución de las mediciones de los equipos de tensado.

En caso de elementos postensados, la medición de alargamiento se puede hacer con los requisitos de PTI M10.3 y PTI C30.4. La medición del alargamiento de los tendones es afectada por la fricción a lo largo de los cables postensados que depende, a su vez, de las tolerancias de la colocación y de pequeñas irregularidades en el perfil del tendón durante la colocación del tendón y del concreto.

16.11 Requisitos de construcción para estructuras prefabricadas

16.11.1 Información en el proyecto ejecutivo

- a) Tolerancias de las dimensiones de elementos prefabricados y sus conexiones
- b) Procedimiento constructivo con las secuencias y limitaciones de erección y montaje, desarrolladas en conjunto por el Proyectista, el fabricante, el transportista, el montador, el Constructor, el Director y, en su caso, el Corresponsable, con el fin de garantizar la estabilidad total de la estructura
- c) Ubicación, tamaño y esfuerzo en el gato del acero de presfuerzo
- d) Resistencia mínima del concreto a la transferencia del presfuerzo, f'_{ci} y en otras etapas seleccionadas de la construcción.

16.11.2 Información sobre cumplimiento

- a) Los elementos deberán marcarse e indicar la localización y orientación en la estructura, así como la fecha de fabricación
- b) Las marcas de identificación de los miembros deberán corresponder con los dibujos de erección y montaje
- c) Diseño y detalles de los dispositivos de izado, los elementos ahogados y el refuerzo relacionado que sea necesario para resistir las cargas temporales debidas al manejo, almacenamiento, transporte y erección.
- d) Durante la erección, los elementos y estructuras prefabricadas deberán ser soportadas y contraventeadas para asegurar un alineamiento adecuado, una resistencia y su estabilidad hasta que se hayan completado las conexiones permanentes
- e) Si se aprueban por el Proyectista, los elementos y dispositivos ahogados en el concreto en estado plástico deberán satisfacer 1) a 4):
 - 1) Los elementos ahogados deberán sobresalir de los elementos prefabricados o estar expuestos para que puedan ser inspeccionados
 - 2) No se requiere que los elementos ahogados estén anclados o amarrados al refuerzo dentro del concreto
 - 3) Los elementos ahogados deberán mantenerse en su posición correcta mientras el concreto permanezca en su estado plástico
 - 4) El concreto se deberá compactar alrededor de los elementos ahogados.

- f) La fuerza inicial del refuerzo pretensado se deberá verificar mediante 1) y 2):
 - 1) Alargamiento medido del acero de presfuerzo comparado con el alargamiento calculado usando un módulo de elasticidad determinado a partir de ensayos o tomado del valor reportado por el fabricante
 - 2) Fuerza en el gato medida usando equipo calibrado y que cumpla con 16.10.2.
- g) La diferencia en la fuerza medida en 1) y 2) según 16.11.2.f deberá ser de 5 por ciento o menor, a menos que el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable, acepten diferencias mayores
- h) La pérdida de fuerza de presfuerzo debido a tendones rotos que no se puedan reemplazar no deberá exceder 2 por ciento del total de la fuerza de presfuerzo en elementos pretensados, a menos que el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable, acepten valores mayores
- i) Las actividades de corte o soldadura en la vecindad del acero de presfuerzo se harán de modo que este refuerzo no esté sometido a chispas de soldadura, corrientes eléctricas o temperaturas que degraden las propiedades del acero de presfuerzo
- j) Si la transferencia de la fuerza desde los anclajes de la cama de presfuerzo al concreto se ejecuta mediante el corte por soplete del acero de presfuerzo, la ubicación y secuencia de los cortes se seleccionarán de modo de evitar esfuerzos temporales no deseables en los elementos pretensados
- k) Se deberán cortar los tramos largos de torones de presfuerzo para evitar el impacto al concreto
- l) Deberá verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados y el conjunto de la estructura, se mantengan correctamente y de forma estable en su posición, durante todas las etapas constructivas.

16.11.3 Los medios de sujeción o reforzamiento temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, y demás componentes y elementos necesarios para la construcción deberán diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos de sismo y viento (según las NTC-Sismo y NTC-Viento, respectivamente), así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones. Los factores de carga serán los determinados por la NTC-Criterios. En caso de ser necesario y para asegurar la estabilidad durante todas las etapas constructivas se deberán proporcionar elementos estructurales temporales o conexiones a desarrollar en etapas.

16.11.4 Se deberá demostrar que las conexiones de los elementos estructurales durante la construcción sean seguras y estables en todo momento de modo que la transmisión de esfuerzos permita el izado y montaje de elementos de los siguientes niveles.

16.11.5 El Corresponsable deberá aprobar las notas a los planos y los protocolos de seguridad diseñados conjuntamente por el Proyectista, el fabricante, el transportista, el montador, el constructor y el Director para todas las etapas de construcción, a fin de evitar accidentes y salvaguardar vidas. Estos protocolos deberán indicar preparaciones, distancias de acercamiento y alejamiento, posiciones permitidas de personal para ayuda en maniobras de montaje, zonas de acordonamiento y prohibición, desalojos, y demás conceptos que propicien la seguridad de la obra.

Comentario:

En las publicaciones PCI MNL-116 y PCI MNL-120 se presentan recomendaciones sobre la resistencia mínima a la compresión del concreto durante distintas etapas de la construcción.

Si en 16.12.2.g la diferencia es mayor que 5 por ciento, se recomienda consultar PCI MNL-116.

16.12 Tolerancias

16.12.1 Tolerancias en elementos colados en sitio

16.12.1.1 Se deberán cumplir las tolerancias a) a n) con respecto a los planos del proyecto ejecutivo:

- a) Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán las del proyecto ejecutivo en más de **10 mm+0.05x**, siendo **x** la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto ejecutivo en más de **3 mm+0.03x**
- b) El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al espesor especificado en el proyecto ejecutivo en más de **5 mm+0.05t**, siendo **t** el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de **3 mm+0.03t**
- c) En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de 10 mm. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de **10 mm+0.02x**, donde **x** es la

- dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior
- d) La tolerancia en desplomo de una columna será de $5 \text{ mm} + 0.02x$, donde x es la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación
 - e) El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de $5 \text{ mm} + 0.01x$, siendo x la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación
 - f) La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de $10 \text{ mm} + 0.02x$, donde x es la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación, ni más de $10 \text{ mm} + 0.10b_w$
 - g) El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de $10 \text{ mm} + 0.02y$, donde y es la dimensión de la viga paralela a la desviación
 - h) En ningún punto, la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la del proyecto ejecutivo más de 30 mm, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de 1 por ciento
 - i) La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto ejecutivo, no excederá 4 por ciento
 - j) La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no deberá diferir en más de $10 \text{ mm} + 0.01L$ de la señalada en el proyecto ejecutivo, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 10 mm
 - k) La posición de refuerzo de vigas, losas, zapatas, muros, cascarones y arcos será tal que no reduzca el peralte efectivo, d , en más de $3 \text{ mm} + 0.03d$ ni reduzca el recubrimiento en más de 5 mm. En columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras s no diferirá de la del proyecto ejecutivo más de $10 \text{ mm} + 0.10s$, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso
 - l) Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá las del proyecto ejecutivo en más de $10 \text{ mm} + 0.05x$, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $3 \text{ mm} + 0.03x$
 - m) La separación del refuerzo transversal de vigas, losas y columnas s no diferirá de la del proyecto ejecutivo más de $10 \text{ mm} + 0.10s$, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro
 - n) Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a vigas en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

16.12.2 Tolerancias en elementos prefabricados

16.12.2.1 El proyecto ejecutivo de las estructuras prefabricadas deberán contener los tres grupos de tolerancias: tolerancias de producto, tolerancias de erección y tolerancias de interfaces.

16.12.2.2 Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto, o colocación de acabados, se aceptarán tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

16.12.2.3 De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Proyectista con la aprobación del Director y del Revisor, en su caso, estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

Comentario:

Sobre las tolerancias, en el Capítulo 13 del Manual de Diseño del PCI se pueden consultar los valores recomendados.

La determinación de la geometría final de un elemento prefabricado y presforzado, tomando en cuenta las tolerancias, involucra muchos factores: desde el tipo de molde (rígido, semirrígido o flexible), los efectos del presfuerzo en la pieza (el acortamiento axial y la rotación de los extremos debido a la contraflecha en elementos con presfuerzo excéntrico), los efectos de temperatura, humedad, los efectos de tiempo, entre otros. Se recomienda revisar los documentos ACI ITG-7-09 y PCI MNL-135-00 para establecer la geometría final.

Las tolerancias no sólo se aplican a la geometría básica, sino a aberturas u orificios, alineamientos, esviajes, posición de placas y anclajes, a las tolerancias de miembros portantes, entre otros.

16.13 Pruebas de integridad de pilas y pilotes

16.13.1 Métodos de ensayo

16.13.1.1 Con el fin de detectar discontinuidades, cambios de sección transversal, acortamiento o alargamiento, azolve en las puntas y demás fallas en la colocación de concreto en pilas y pilotes, se deberán realizar pruebas de continuidad de acuerdo con ASTM D5882-16.

16.13.1.2 En pilas, se aceptará usar los métodos a) y b) siguientes:

- Impulso-Eco. El movimiento de la cabeza de la pila es medido en función del tiempo. El registro en el dominio del tiempo es evaluado para determinar la integridad de la pila
- De respuesta transitoria (MRT). El movimiento y fuerza de la cabeza de la pila son medidos con un martillo instrumentado en función del tiempo. Los datos se evalúan normalmente en el dominio de la frecuencia.

16.13.1.3 En pilotes verticales o inclinados individuales, los métodos de prueba deberán determinar la integridad midiendo y analizando la respuesta de velocidad (requerida) y fuerza (opcional) del pilote inducida por un dispositivo de impacto (martillo de mano u otro tipo similar), generalmente aplicado axial y perpendicularmente a la superficie de la cabeza del pilote. Este método de prueba es aplicable a elementos estructurales largos que funcionan de manera similar a cualquier unidad de cimentación profunda (como pilotes hincados, pilas o pozos perforados), independientemente de su método de instalación, siempre que sean receptivos a las pruebas de impacto de baja deformación.

16.13.1.4 El criterio de aceptación se basará en la relación que exista entre la velocidad de propagación de la onda y la calidad del concreto de acuerdo con la tabla 16.13.1.4

Tabla 16.13.1.4 - Calidad de un concreto con densidad de 2 400 kg/m³ en función de la velocidad de onda P (V_P)

Velocidad de onda P (m/s)	Calidad del concreto
Mayor que 4 575	Excelente
Entre 3661 y 4 575	Bueno
Entre 3051 y 3 660	Regular
Entre 2135 y 3 050	Pobre
Menor que 2 135	Muy pobre

Comentario:

Los valores de la tabla 16.13.1.4 fueron tomados de Whiterhurst (1951).

16.14 Concreto masivo

16.14.1 Colocación del concreto masivo

16.14.1.1 La colocación del concreto masivo deberá incluir la preparación de las juntas de construcción horizontales, transportación, manejo, colocación y compactación del concreto.

16.14.1.2 La superficie deberá estar libre de protuberancias, huellas profundas, oquedades y de cualquier otra irregularidad superficial. En general, la superficie deberá estar relativamente plana, con una ligera pendiente para drenaje.

16.14.1.3 Se considerará que el mejor método para obtener juntas de construcción para concreto masivo es mediante el corte del concreto a edad temprana en el tiempo utilizando agua a presión. El uso de rastrillos o escarificado de la superficie del concreto fresco deberá evitarse, debido a la degradación de la adherencia y la correcta limpieza.

16.14.1.4 Dependiendo de la temperatura del agua, la temperatura interior del concreto y la temperatura de la superficie, el uso de agua fría para la limpieza a presión deberá evitarse a fin de prevenir un choque térmico.

16.14.1.5 La superficie limpia del concreto deberá estar libre de exceso de humedad al momento que el nuevo concreto es colocado. El concreto deberá estar cercano a la superficie seca saturada y libre de estancamiento.

16.14.1.6 La selección del equipo para colado deberá sustentarse en la capacidad para colocar el concreto exitosamente para reducir el incremento de la temperatura. Tanto la capacidad de colocación como el suministro del concreto deberán ser suficientes para evitar juntas frías y exposiciones extremas no deseadas a calor y frío en las superficies de colocación.

16.14.1.7 El concreto masivo se deberá colocar en capas sucesivas. El espesor máximo de las capas dependerá de las características del equipo de vibrado, el tamaño máximo de agregado, el revenimiento y el equipo de transporte. Se aceptarán espesores de capa entre 300 y 510 mm.

16.14.1.8 El espesor de las capas deberá ser una fracción par de la altura o profundidad del bloque a colar. Para concreto de bajo revenimiento, las capas deberán ser colocadas de forma escalonada conforme a descargas sucesivas, por lo que habrá una distancia entre ellas de aproximadamente 1.5 m entre los bordes de capas sucesivas.

Comentario:

Se recomienda consultar el documento ACI PRC-207.1-21 para mayores detalles para la construcción con concreto masivo.

16.15 Zonas protegidas en estructuras de ductilidad media y alta

16.15.1 Información en el proyecto ejecutivo

16.15.1.1 Se deberán señalar en los planos la ubicación de las zonas protegidas de las vigas y el factor Q usado en el diseño.

16.15.2 Señalización en obra

16.15.2.1 Se deberán demarcar las zonas protegidas con pintura de color y deberán incluir la leyenda señalada en la fig. 16.15.2.1.

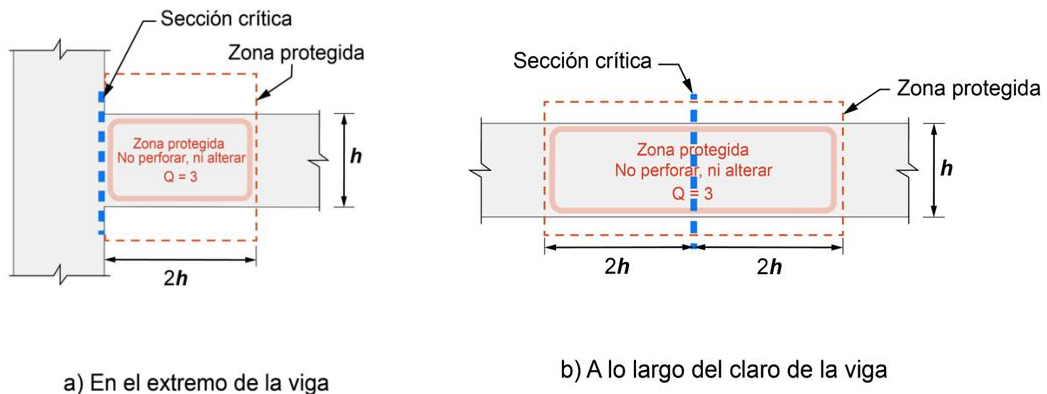


Figura 16.15.2.1 – Señalización de zonas protegidas en estructuras de ductilidad media y alta. En esta figura se ilustra para estructura de ductilidad media

16.16 Uniones y conexiones

16.16.1 Verificación en obra

16.16.1.1 El Director y el Constructor deberán tener cuidado al construir en obra todo tipo de uniones y conexiones de concreto reforzado, presforzado o postensado, de acero o combinaciones de ellas. Se deberán revisar con detalle la construcción de las uniones y conexiones a) a p) siguientes, según aplique:

- a) Pila-pila
- b) Pilote-pilote
- c) Pila-columna
- d) Pilote-columna
- e) Pila-dado
- f) Pilote-dado
- g) Dado-contratrabe
- h) Dado-columna
- i) Viga-columna
- j) Viga-losa
- k) Columna-losa
- l) Viga-viga
- m) Muro-cimentación
- n) Muro-losa
- o) Viga de acoplamiento-muro
- p) Contraventeo metálico-estructura de concreto.

16.16.1.2 Los elementos conectados deberán estar correctamente alineados y nivelados para garantizar una distribución uniforme de las cargas y evitar concentraciones de esfuerzos que puedan debilitar la conexión.

16.16.1.3 Los anclajes, como pernos de anclaje (ahogados o postinstalados) o barras de acero (anclas), deberán instalarse de acuerdo con las especificaciones de diseño para garantizar una conexión segura entre los elementos.

16.16.1.4 La ejecución de los detalles constructivos deberá ser precisa y cuidadosa para asegurar que los elementos estén adecuadamente unidos y conectados según lo planeado.

16.16.1.5 Se deberán considerar las tolerancias de acuerdo con 16.12 para manejar posibles variaciones en las dimensiones de los elementos y garantizar una conexión adecuada.

16.16.1.6 En algunas conexiones, como las juntas de expansión, se deberá proporcionar sellos y sistemas adecuados para prevenir la infiltración de agua y la degradación prematura.

16.16.1.7 Si las conexiones involucran acero, se considerarán medidas de protección contra la corrosión, como recubrimientos adecuados o sistemas de protección catódica, para aumentar la vida útil de la conexión.

16.16.1.8 Durante la construcción, se deberá llevar a cabo una inspección minuciosa de las conexiones para asegurarse de que se hayan cumplido todos los requisitos de diseño y construcción.

Comentario:

La correcta ejecución de los trabajos de construcción de uniones y conexiones entre diferentes elementos estructurales es fundamental para el buen comportamiento de una estructura. Durante el proceso de diseño de una estructura de concreto reforzado se asume que los esfuerzos se transfieren de uno a otro elemento a través de uniones y conexiones que garantizan su estabilidad, sin embargo, esto sólo puede cumplirse siguiendo las especificaciones y criterios establecidos en este capítulo.

Es en uniones y conexiones donde convergen las barras de refuerzo de los diferentes elementos estructurales, en no pocas ocasiones con trayectorias que implican la interferencia entre ellas. Estas situaciones deben resolverse sin

alterar la continuidad y flujo de esfuerzos, además debe garantizarse el estricto cumplimiento de criterios normativos de diseño, tales como la separación mínima entre barras y los recubrimientos mínimos para las mismas. Durante la construcción de uniones y conexiones es cuando puede resultar evidente, por elevado número y/o diámetro de barras de refuerzo, que las dimensiones de los elementos que convergen a ellas son insuficientes, lo que ameritaría una revisión de la situación por parte del Proyectista y Constructor en conjunto. En ocasiones se busca solucionar este problema en obra incrementando la dimensión de la unión o conexión y desviando las barras de refuerzo fuera de los ejes de los elementos estructurales de los que proceden; sin embargo, esto no es recomendable, ya que no existe evidencia experimental que avale el correcto funcionamiento de uniones o conexiones así resueltas, o que proporcione criterios de diseño para un correcto desempeño, con excepción de columnas colineales.

Por otro lado, es usual que la mayor parte del colado de uniones y conexiones se dé una vez que ya se realizó el colado de alguno de los elementos estructurales que convergen a ellas, lo que implica reducción en el espacio de trabajo e interferencias entre sus diferentes componentes. Esta situación requiere de cuidados especiales para garantizar una correcta limpieza de todas las superficies, la debida alineación de barras de refuerzo y un cimbrado adecuado que permita lograr los recubrimientos mínimos. Estos trabajos suelen ser ejecutados como una actividad más del proceso constructivo, sin embargo, debido a la gran importancia que tienen las uniones y conexiones se recomienda que su ejecución sea revisada y supervisada de manera acuciosa por parte del Constructor.

En gran medida el comportamiento estructural supuesto durante el proceso de diseño y el desempeño de la estructura durante su vida útil dependen de la calidad lograda durante la construcción de la edificación y, siendo las uniones y conexiones el vínculo entre toda la estructura, es primordial que el Proyectista y el Constructor se comprometan a su correcta ejecución y calidad.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE A. MODELOS DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO, CRITERIOS Y PARÁMETROS DE VERIFICACIÓN DE LA RESPUESTA

NOTACIÓN

D_u	capacidad última de deformación; la deformación más grande que se estima sea válida con base en los ensayos de laboratorio disponibles u otra evidencia respaldada (se puede referir a deformación unitaria, curvatura, rotación, distorsión o desplazamiento)
d_s y d_c	dimensión del núcleo de concreto a centros de barra del estribo perimetral en dirección en x y dirección y , respectivamente, donde $b_c \geq d_c$, fig. A.1.4
F_{RS}	factor de resistencia considerando un mecanismo dominado por cortante
f'_{cc}	resistencia a la compresión máxima del concreto confinado, MPa (kg/cm ²)
\bar{f}_c	resistencia media a compresión del concreto, MPa (kg/cm ²)
f'_{co}	resistencia especificada a compresión del concreto, f'_c , MPa (kg/cm ²)
f'_l	esfuerzo de confinamiento efectivo lateral, MPa (kg/cm ²)
f_s	esfuerzo en el acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_t	esfuerzo en el concreto en tensión, MPa (kg/cm ²)
f'_t	resistencia específica del concreto en tensión, MPa (kg/cm ²)
f_y	esfuerzo de fluencia del acero transversal, MPa (kg/cm ²)
I_{efec}	momento de inercia efectivo, mm ⁴ (cm ⁴)
$M_{máx}$	momento resistente máximo, N-mm (kg-cm)
$M'_{máx}$	momento resistente máximo una vez considerado el deterioro del elemento, N-mm (kg-cm)
M_r	momento de rotura, N-mm (kg-cm)
M_y	momento resistente a la fluencia, N-mm (kg-cm)
R_n	resistencia nominal, determinada conforme a lo indicado en los capítulos 3, 5, 6, 7, 8 y 10 de esta Norma
p_{cc}	relación del área de refuerzo longitudinal A_s , y el área del núcleo de concreto de la sección encerrada por los centros de línea de los estribos, A_c
p_{st}	cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares en columnas
p_{sx}	cuantía transversal en dirección x
p_{sy}	cuantía transversal en dirección y
ϵ_c	deformación unitaria del concreto a compresión
ϵ_{cc}	deformación unitaria en el punto de mayor esfuerzo a la compresión
ϵ_{co}	deformación unitaria correspondiente a la resistencia del concreto sin confinar, generalmente se asume igual a 0.002
ϵ_{cu}	deformación unitaria última del concreto a la compresión
ϵ_s	deformación unitaria del acero de refuerzo
ϵ_{sh}	deformación unitaria final de la planicie de fluencia y de inicio del endurecimiento por deformación en el acero de refuerzo
ϵ_{su}	deformación unitaria a la falla del acero de refuerzo
ϵ_y	deformación unitaria a la fluencia del acero de refuerzo
γ_{OI}	distorsión máxima de entrepiso permisible para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, indicado en 4.3.1 de la NTC-Sismo
γ_{SV}	distorsión máxima de entrepiso permisible para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, indicado en 4.3.1 de la NTC-Sismo
γ_{PC}	distorsión máxima de entrepiso permisible para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso, indicado en 4.3.1 de la NTC-Sismo

A.1 Alcance

A.1.1 Este apéndice se puede aplicar para modelar el comportamiento de elementos de concreto reforzado si se ejecuta un análisis estático inelástico (o estático no lineal) de acuerdo con el Capítulo 6 de la NTC-Sismo. También se puede aplicar al análisis dinámico inelástico (o paso a paso no lineal) realizado para verificar el diseño de estructuras de concreto en las que se espera comportamiento dúctil ante sismo, de conformidad con el Capítulo 7 (sección 7.4) de la NTC-Sismo. El alcance del apéndice es:

- a) Modelado de articulaciones plásticas a partir de diagramas momento-curvatura (véase A.2)
- b) Modelado a partir de diagramas momento-rotación (véase A.3)
- c) Deterioro en el diagrama momento-rotación por repetición de cargas (véase A.4)
- d) Requisitos complementarios y criterios de aceptación (véase A.5)
- e) Límites en el comportamiento inelástico (véase A.6)
- f) Alcance de la revisión del análisis no lineal a realizar por el Corresponsable Nivel 2 (véase A.7).

A.1.2 Los requisitos de este apéndice son complementarios a los requisitos de los Capítulos 1 a 16 de la Norma.

A.1.3 En este apéndice se incluye información complementaria a 3.6.1 sobre la modelación de las zonas de articulaciones plásticas utilizando diagramas momento-curvatura y longitudes de articulaciones plásticas, y usando diagramas momento-rotación.

A.1.4 Las estructuras por ser verificadas con este apéndice deberán haber sido dimensionadas, diseñadas y detalladas de conformidad con los Capítulos 7 u 8 de esta Norma.

A.1.5 Se permitirá usar los requisitos de este apéndice para demostrar la idoneidad del sistema estructural de acuerdo con el Capítulo 6 de la NTC-Sismo.

A.1.6 El Proyectista deberá proveer la justificación necesaria sobre cualquier interpretación requerida al usar el Apéndice A. Esta justificación deberá ser aprobada por el Director y, en su caso, por el Corresponsable Estructural Nivel 2.

Comentario:

Este Apéndice supone que, únicamente las estructuras dimensionadas y detalladas como de ductilidad media o alta, de conformidad con los Capítulos 7 y 8 de esta Norma, respectivamente, son susceptibles de ser modeladas y analizadas con los criterios aquí presentados, en virtud de que estas estructuras tendrán incursiones en el rango inelástico y es necesario evaluar su respuesta con los criterios de aceptación aquí expuestos. En el caso de que el diseñador utilice un Q menor que 3 para el análisis elástico lineal, ya sea por las características del sistema estructural utilizado o por la intención de reducir desplazamientos, si debido a lo indicado en 7.4 de la NTC-Sismo se requiere la revisión del desempeño de la estructura por medio de análisis dinámico no lineal paso a paso, los elementos estructurales han de cumplir con los criterios de geometría, diseño y detallado del Capítulo 7 (estructuras de ductilidad media), o bien del Capítulo 8 (estructuras de ductilidad alta).

A partir del detallado dúctil de los elementos, la primera opción para modelación de articulaciones plásticas se basa en que se pueden modelar las gráficas esfuerzo-deformación de los materiales constituyentes incluyendo los efectos del confinamiento y del deterioro del material por cargas cíclicas, para el caso del concreto, y determinar los diagramas momento-curvatura con estas gráficas. En el caso del acero de refuerzo, se considera que no hay deterioro por cargas cíclicas. En la segunda opción se determinan directamente los diagramas momento-rotación a partir de ecuaciones obtenidas analíticamente o en forma experimental que incluyan los efectos del confinamiento del concreto, el fenómeno de deslizamiento de las barras de refuerzo por falla de adherencia y las deformaciones por fuerza cortante. Estos diagramas, conocidos como curvas básicas o esqueleto (backbone curves, en inglés), para el caso de las obtenidas de forma analítica, se modifican para tomar en cuenta el efecto del deterioro producido por cargas cíclicas. En ambas opciones se supone que los miembros trabajan predominantemente a flexión y que se utilizan criterios de diseño por capacidad para evitar fallas prematuras por fuerza cortante en miembros y nudos, así como fallas por adherencia o por confinamiento insuficiente del concreto.

Referencias útiles para ampliar el tema o para usar métodos opcionales al de este apéndice son ASCE 41, ACI 369.1 y ACI 374.3.

A.2 Diagramas de momento-curvatura

A.2.1 Caracterización de los materiales

A.2.1.1 Los diagramas momento-curvatura se determinarán con las hipótesis de 3.6.1.a a 3.6.1.c. En vez de 3.6.1.d y 3.6.1.e, se usará lo establecido en A.2.3, y en vez de 3.6.2, lo indicado en A.2.2.

A.2.2 Modelo del acero de refuerzo

A.2.2.1 El acero de refuerzo se modelará utilizando una curva esfuerzo–deformación unitaria idealizada en tres tramos. Tanto el intervalo elástico como el de fluencia se representarán por tramos rectos mientras que el endurecimiento por deformación se representará por una parábola, véase fig. A.2.2.1.

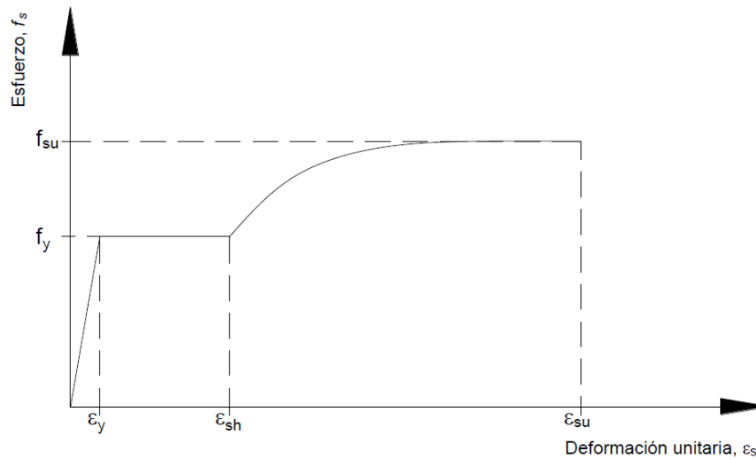


Figura A.2.2.1- Modelo del acero de refuerzo con endurecimiento por deformación

A.2.2.2 Las tres zonas representadas en la fig. A.2.2.1 se determinarán de acuerdo con a) a c):

- a) Zona elástica, primer tramo ascendente que ocurre en el intervalo $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$. La relación esfuerzo-deformación unitaria se calculará con la ec. A.2.2.2.a:

$$f_s = E_s \epsilon_s \tag{A.2.2.2.a}$$

- b) Zona de fluencia, segundo tramo recto horizontal, que ocurre en el intervalo $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$. El esfuerzo de esta zona se calculará usando la ec. A.2.2.2.b:

$$f_s = f_y \tag{A.2.2.2.b}$$

- c) Zona de endurecimiento por deformación, que ocurre en el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$. El esfuerzo de esta zona deberá calcularse con las ecs. A.2.2.2.c.1 y A.2.2.2.c.2:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^F \tag{A.2.2.2.c.1}$$

$$F = \frac{\log \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y}}{\log \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}} \tag{A.2.2.2.c.2}$$

donde f_{sh1} y ϵ_{sh1} son datos de un punto de la curva esfuerzo-deformación unitaria en la zona de endurecimiento por deformación cuyos valores están en la tabla A.2.2.2.

En la tabla A.2.2.2 se presentan valores correspondientes a muestras de aceros nacionales de los parámetros requeridos para utilizar las ecs. A.2.2.2.c.1 y A.2.2.2.c.2. Se aceptará usar estos parámetros cuando no se tengan curvas esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo obtenidas experimentalmente para los materiales a utilizar. En este caso, el cálculo de la deformación unitaria a la fluencia, ϵ_y , se hará a partir de la relación f_y/E_s .

Tabla A.2.2.2 – Valores paramétricos para modelar la gráfica esfuerzo-deformación unitaria de barras de acero de refuerzo. Resistencia esperada de los materiales

Parámetros	Grado 42 ^[1]		Grado 56 ^[2]	
	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
f_y	450	4 500	600	6 000
f_{su}	730	7 300	780	7 800
f_{sh1}	600	6 000	720	7 200
E_s	200 000	2 000 000	200 000	2 000 000
ϵ_{sh}	0.0079		0.0093	
ϵ_{su}	0.1171		0.1001	
ϵ_{sh1}	0.0248		0.0480	
F	4.03 (3.47) ^[3]		2.90	

^[1] NMX-B-506-CANACERO

^[2] Acero de baja aleación (NMX-B-457-CANACERO)

^[3] Valor del parámetro F calculado por Rodríguez y Botero (1995) con valores reales de los otros parámetros en muestras de aceros nacionales.

A.2.3 Modelado del concreto

A.2.3.1 Efecto del confinamiento

A.2.3.1.1 El concreto confinado se modelará utilizando la curva esfuerzo-deformación unitaria continua definida por la ec. A.2.3.1.1.a y representada en la fig. A.2.3.1.1. Los términos de la ec. A.2.3.1.1.a están definidos en las ecs. A.2.3.1.1.b a A.2.3.1.1.f. En todas estas ecuaciones y en las subsiguientes de A.2.3 se utiliza el término f'_c para la resistencia del concreto sin confinar. Sin embargo, para la utilización de estas gráficas y ecuaciones del Apéndice A en esta Norma, deberá sustituirse el término f'_c por la resistencia media del concreto \bar{f}_c , ya que los análisis inelásticos se llevan a cabo con los valores esperados y no con los de diseño. De la misma manera, para el acero de refuerzo deberán usarse los parámetros de la Tabla A.2.2.2. o bien los obtenidos experimentalmente del acero a utilizar. No se dispone de valores paramétricos para acero Grado 70.

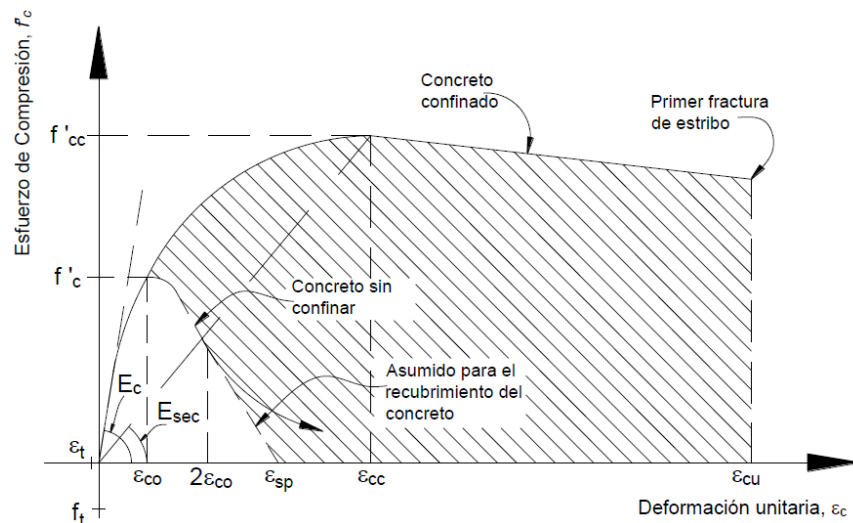


Figura A.2.3.1.1 - Gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto sin confinar y confinado

El esfuerzo a compresión f_c estará dado por:

$$f_c = \frac{f_{cc}' x r}{r - 1 + x^r} \quad (\text{A.2.3.1.1.a})$$

donde:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{A.2.3.1.1.b})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_{cc}}} \quad (\text{A.2.3.1.1.c})$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}'}{f_{co}'} - 1 \right) \right] \quad (\text{A.2.3.1.1.d})$$

$$f_{cc}' = f_{co}' \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_{co}'}} - 2 \frac{f_l'}{f_{co}'} \right) \quad (\text{A.2.3.1.1.e})$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{p_{st} f_y \varepsilon_{su}}{f_{cc}'} \quad (\text{A.2.3.1.1.f})$$

A.2.3.1.2 Para secciones circulares y rectangulares, el esfuerzo de confinamiento efectivo lateral, f_l' , está en función del coeficiente de confinamiento efectivo, k_e , que relaciona el área mínima del núcleo efectivamente confinado y el área del núcleo rodeado del centro de la línea del estribo transversal, figs. A.2.3.1.2.a y A.2.3.1.2.b.

Para secciones circulares:

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - p_{cc}} \quad (\text{A.2.3.1.2.a})$$

$$f_l' = \frac{1}{2} k_e p_{st} f_y \quad (\text{A.2.3.1.2.b})$$

Para secciones rectangulares:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - p_{cc}} \quad (\text{A.2.3.1.2.c})$$

$$f_{lx} = k_e p_{sx} f_y = k_e \frac{A_{sx}}{s d_c} f_y \quad (\text{A.2.3.1.2.d})$$

$$f_{ly} = k_e p_{sy} f_y = k_e \frac{A_{sy}}{s d_c} f_y \quad (\text{A.2.3.1.2.e})$$

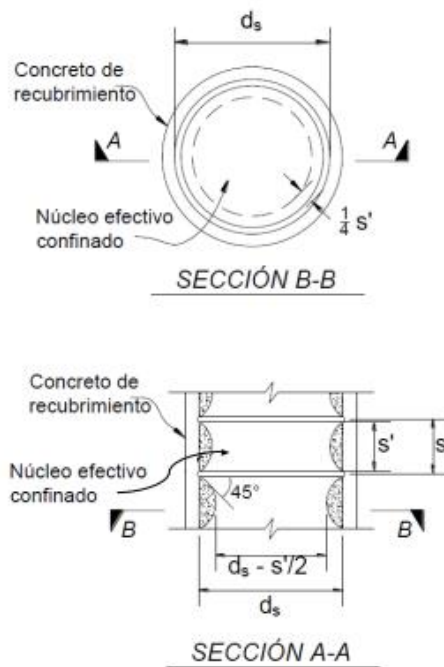


Figura A.2.3.1.2.a - Núcleo confinado efectivo para estribos de refuerzo circulares
(adaptada de Mander et al., 1988)

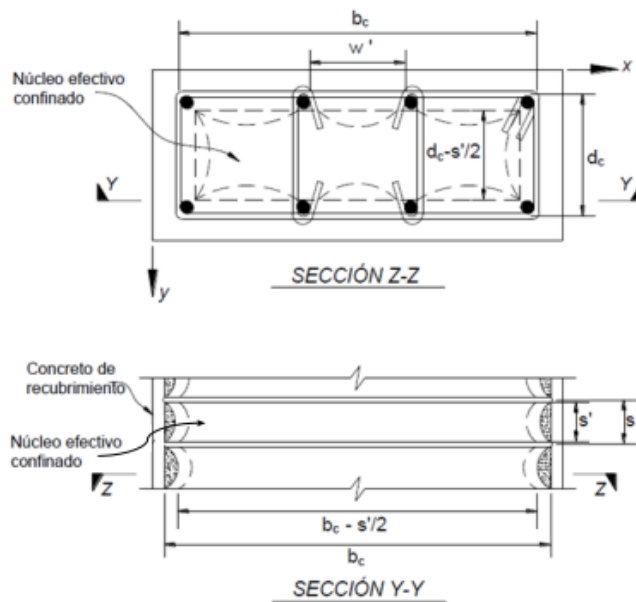


Figura A.2.3.1.2.b - Núcleo confinado efectivo para estribos de refuerzo rectangulares
(adaptada de Mander et al., 1988)

A.2.3.1.3 A partir de los esfuerzos laterales de confinamiento en cada dirección, f_{lx} , f_{ly} calculados con las ecs. A.2.3.2.d y A.2.3.2.e, se determinará la relación entre los esfuerzos máximos del concreto confinado y sin confinar, f_{cc}'/f_c' , utilizando la ec. A.2.3.1.1.e.

A.2.3.2 Efecto de las cargas cíclicas en el modelado del concreto

A.2.3.2.1 La gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto bajo cargas cíclicas, que pasan de producir esfuerzos de compresión a producir esfuerzos de tensión, es diferente a una gráfica bajo cargas monotónicas. Este efecto se deberá tomar en cuenta en el modelado del concreto. Las ecuaciones en A.2.3.2.2, A.2.3.2.3 y A.2.3.2.4 se podrán usar para representar los siguientes segmentos de gráficas esfuerzo-deformación unitaria:

- a) Cuando se descarga un espécimen sometido a compresión hasta llegar a un esfuerzo nulo
- b) Cuando el esfuerzo aplicado al espécimen pasa de compresión a tensión
- c) Cuando se recarga el espécimen hasta tener de nuevo esfuerzos de compresión.

A.2.3.2.2 Primera descarga - en la fig. A.2.3.2.2 se muestra una curva esfuerzo-deformación unitaria de un espécimen de concreto al que se aplican esfuerzos de compresión hasta el punto (ϵ_{un}, f_{un}) . A partir de este punto, el espécimen se descarga hasta llegar al punto ϵ_{pl} , que representa una deformación plástica remanente. Esta deformación plástica y el módulo de elasticidad tangente en la descarga, E_u , se determinarán con las ecs. A.2.3.2.2.a a A.2.3.2.2.k:

$$\epsilon_a = a\sqrt{\epsilon_{un}\epsilon_{cc}} \tag{A.2.3.2.2.a}$$

La constante a será el mayor valor de A.2.4.2.2.b o A.2.4.2.2.c:

$$a = \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc} + \epsilon_{un}} \tag{A.2.3.2.2.b}$$

$$a = \frac{0.09\epsilon_{un}}{\epsilon_{cc}} \tag{A.2.3.2.2.c}$$

$$\epsilon_{pl} = \epsilon_{un} - \frac{(\epsilon_{un} + \epsilon_a)f_{un}}{(f_{un} + E_c\epsilon_a)} \tag{A.2.3.2.2.d}$$

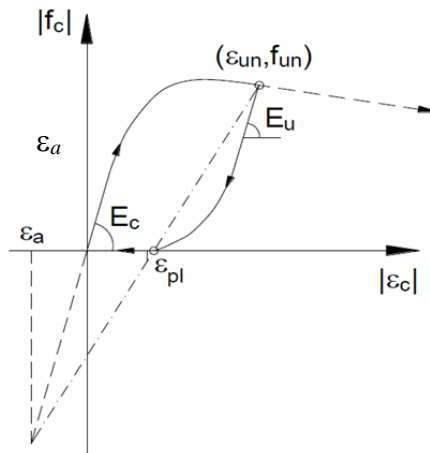


Figura A.2.3.2.2 - Curva esfuerzo-deformación unitaria para una rama de descarga y determinación de una deformación unitaria plástica ϵ_{pl} a partir de una deformación unitaria común ϵ_a

La curva de descarga mostrada en la fig. A.2.3.2.2, queda definida por las ecs. A.2.3.2.2.e a A.2.3.2.2.h:

$$f_c = f_{un} - \frac{f_{un} x^r}{r - 1 + x^r} \tag{A.2.3.2.2.e}$$

en la cual:

$$r = \frac{E_u}{E_u - E_{sec}} \tag{A.2.3.2.2.f}$$

$$E_{sec} = \frac{f_{un}}{\epsilon_{un} - \epsilon_{pl}} \tag{A.2.3.2.2.g}$$

$$x = \frac{\epsilon_c - \epsilon_{un}}{\epsilon_{pl} - \epsilon_{un}} \tag{A.2.3.2.2.h}$$

donde E_u es el módulo de elasticidad en la descarga calculado con la ecs. A.2.3.2.2.i a A.2.3.2.2.k

$$E_u = bcE_c \tag{A.2.3.2.2.i}$$

$$b = \frac{f_{un}}{f'_c} \leq 1 \tag{A.2.3.2.2.j}$$

$$c = \left(\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{un}}\right)^{0.5} \leq 1 \tag{A.2.3.2.2.k}$$

ϵ_{cc} corresponde a la deformación unitaria asociada a la resistencia (especificada o nominal) del concreto en compresión, ya sea en condición de comportamiento como concreto simple (no confinado), f'_c , o como concreto confinado, f'_{cc} .

A.2.3.2.3 Zona de esfuerzos de tensión - en la fig. A.2.3.2.3 se muestra, en el segundo cuadrante, la gráfica en la zona de esfuerzos de tensión. El espécimen fallaría cuando la deformación unitaria a tensión alcance la deformación de falla, a un esfuerzo menor que el de un espécimen que no se someta previamente a compresión. Las ecs. A.2.3.2.3.a a A.2.3.2.3.d permiten obtener los valores correspondientes.

$$f_t = f'_t \left(1 - \frac{\epsilon_{pl}}{\epsilon_{cc}}\right) \tag{A.2.3.2.3.a}$$

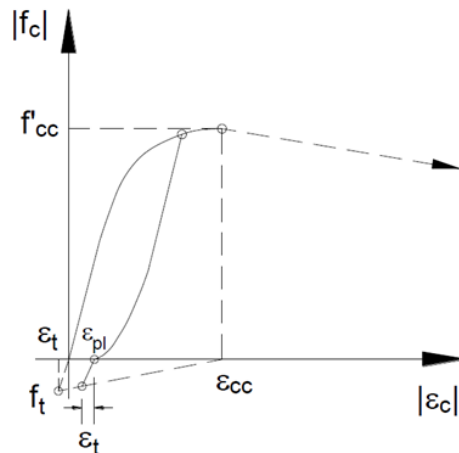


Figura A.2.3.2.3 – Deterioro asumido en la resistencia a tensión del concreto debido a una carga de compresión aplicada en el semiciclo inmediato anterior

Si $\epsilon_{pl} < \epsilon_{cc}$ entonces $f_t = 0$. De este modo la relación esfuerzo-deformación unitaria se calculará con las ecs. A.2.3.2.3.b a A.2.3.2.3.d:

$$f_t = E_t(\epsilon_c - \epsilon_{pl}) \quad (\text{A.2.3.2.3.b})$$

donde:

$$E_t = \frac{f_t}{\epsilon_t} \quad (\text{A.2.3.2.3.c})$$

y

$$\epsilon_t = \frac{f_t'}{E_c} \quad (\text{A.2.3.2.3.d})$$

Cuando la deformación a tensión excede la resistencia de deformación a tensión, por ejemplo $\epsilon_c > (\epsilon_t - \epsilon_{pl})$, se generan grietas y la resistencia a tensión del concreto para todas las cargas subsecuentes se supondrán igual a cero.

A.2.3.2.4 Recarga - en la fig. A.2.3.2.4 se muestra una curva esfuerzo-deformación unitaria que incluye ramas de carga, descarga y recarga. Si en el punto más bajo de la rama de descarga queda un esfuerzo de compresión, las coordenadas del punto de inicio de la recarga serán (ϵ_{ro}, f_{ro}) . Si no hay compresión y se agrieta el espécimen, las coordenadas serán $\epsilon_{ro} = (\epsilon_{pl} - \epsilon_t)$ y $f_{ro} = 0$. Se puede suponer una relación lineal entre ϵ_{ro} y ϵ_{un} , y la degradación del esfuerzo de compresión por efecto de la carga cíclica se podrá tomar en cuenta mediante un esfuerzo reducido, f_{new} , con la ec. A.2.3.2.4.a:

$$f_{new} = 0.92 f_{un} + 0.08 f_{ro} \quad (\text{A.2.3.2.4.a})$$

Entre el punto de inicio de la recarga y el punto de esfuerzo f_{new} , se considerará la siguiente relación lineal calculada con las ecs. A.2.3.2.4.b y A.2.3.2.4.c:

$$f_c = f_{ro} + E_r(\epsilon_c - \epsilon_{ro}) \quad (\text{A.2.3.2.4.b})$$

donde

$$E_r = \frac{f_{ro} - f_{new}}{\epsilon_{ro} - \epsilon_{un}} \quad (\text{A.2.3.2.4.c})$$

Después del tramo recto, se tiene una variación parabólica, y la curva esfuerzo-deformación unitaria monotónica regresa a sus coordenadas (ϵ_{re}, f_{re}) .

La deformación de regreso ϵ_{re} se calcula con la ec. A.2.3.2.4.d:

$$\epsilon_{re} = \epsilon_{un} + \frac{f_{un} - f_{new}}{E_r \left(2 + \frac{f_{cc}'}{f_{co}'} \right)} \quad (\text{A.2.3.2.4.d})$$

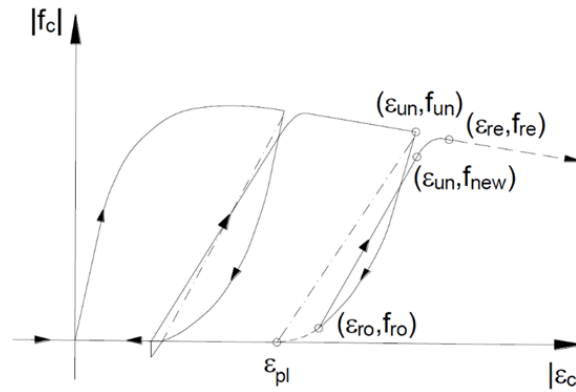


Figura A.2.3.2.4 - Curva esfuerzo-deformación unitaria para rama de recarga

A.2.3.2.5 Curva de transición parabólica - la curva de transición parabólica se calculará con las ecs. A.2.3.2.5.a a A.2.3.2.5.c:

$$f_c = f_{re} + E_{re}x + A x^2 \tag{A.2.3.2.5.a}$$

donde

$$x = (\epsilon_c + \epsilon_{re}) \tag{A.2.3.2.5.b}$$

$$A = \frac{E_r - E_{re}}{-4[(f_{new} - f_{re}) - E_r(\epsilon_{un} - \epsilon_{re})]} \tag{A.2.3.2.5.c}$$

E_{re} y f_{re} son el módulo y el esfuerzo en el punto tangente de regreso, respectivamente, calculados en el punto de deformación de regreso, ϵ_{re} , usando la relación monotónica esfuerzo-deformación unitaria.

A.3 Diagramas momento-rotación

A.3.1 Criterios generales

A.3.1.1 En esta sección se hace referencia a dos métodos para determinar los diagramas momento-rotación. En ambos métodos se considera que estos diagramas pueden representarse en forma trilineal como se muestra en la fig. A.3.1.2 En el método presentado en A.3.1.2, los puntos del diagrama se calculan a partir de ecuaciones obtenidas a partir de ensayos experimentales y estudios analíticos, y una vez obtenidos los diagramas se fijan las deformaciones máximas aceptadas para los distintos estados de comportamiento o desempeño de la NTC-Sismo: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. El segundo método referido corresponde al del ACI 369.1, en el cual los puntos que definen la curva de comportamiento se obtienen a partir de tablas obtenidas de análisis estadísticos de numerosos ensayos experimentales. Las tablas incluyen las deformaciones aceptables para los mismos tres estados de comportamiento.

A.3.1.2 En esta opción de modelado, el comportamiento a flexión o a flexocompresión de los miembros estructurales se representa con un diagrama como el mostrado en la fig. A.3.1.2, consistente con la fig. 3.3.7.7.1. La rama inicial OA corresponde a momentos flexionantes menores que el momento de fluencia M_y ; en el cálculo de este momento deberá usarse la resistencia esperada del concreto \bar{f}_c y el esfuerzo de fluencia esperado del acero \bar{f}_y . La rigidez de la rama inicial deberá tomar en cuenta el agrietamiento de las secciones, la contracción y el flujo plástico. En A.3.2 y A.3.3 se presentan opciones para el cálculo de las rigideces de diversos elementos estructurales.

A.3.1.3 La resistencia esperada del concreto puede considerarse 30 por ciento mayor que la resistencia especificada f'_c y la del acero de refuerzo, según la tabla A.2.2.2.

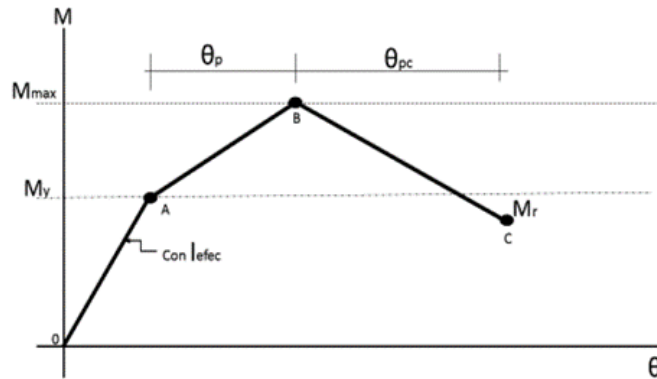


Figura A.3.1.2 – Gráfica idealizada momento-rotación

A.3.2 Rigidez efectiva de elementos sujetos a flexión y flexocompresión

A.3.2.1 Para vigas y columnas sujetas a flexión y flexocompresión, una opción para calcular su rigidez efectiva, EI_{efec} , es usar el módulo de elasticidad del concreto, E_c y el momento de inercia efectivo obtenido con la ec.A.3.2.1.

$$I_{efec} = I_g \left(-0.02 + 0.98 \frac{P}{A_g f'_c} + 0.09 \frac{L_s}{H} \right) \tag{A.3.2.1}$$

donde $0.35 I_g \leq I_{efec} \leq 0.8 I_g$.

A.3.2.2 También se aceptará calcular las rigideces efectivas con los valores de la tabla A.3.2.2 que incluye opciones válidas para otros tipos de elementos y acciones.

Tabla A.3.2.2 - Rigideces efectivas para distintos elementos y acciones^[1]

Componente	Carga axial	Momento flexionante	Fuerza cortante	
Vigas	No presforzada	$1.0 E_c A_g$	$0.3 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
	presforzada	$1.0 E_c A_g$	$1.0 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño ^[2]	$\geq 0.5 A_g f'_c$	$1.0 E_c A_g$	$0.7 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
	$\leq 0.1 A_g f'_c$ o con tensión	$1.0 E_c A_g$ (compresión) $1.0 E_s A_{st}$ (tensión)	$0.3 I_g$	$0.4 E_c A_g$
Muros estructurales ^[3]	En el plano	$1.0 E_c A_g$	$0.35 E_c I_g$	$0.2 E_c A_g$
	Fuera del plano	$1.0 E_c A_g$	$0.25 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Diafragmas (solo en el plano) ^[4]	No presforzado	$1.0 E_c A_g$	$0.25 E_c I_g$	$0.25 E_c A_g$
	presforzado	$1.0 E_c A_g$	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Vigas de acoplamiento	Con o sin refuerzo diagonal	$1.0 E_c A_g$	$0.07 \left(\frac{l_n}{h} \right) E_c I_g$ $\leq 0.3 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
Cimentaciones corridas	En el plano	$0.5 E_c A_g$	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_g$
	Fuera del plano ^[5]		$0.5 E_c I_g$	

^[1] Los valores tabulados para la rigidez axial, flexión y cortante deberán aplicarse simultáneamente al definir la rigidez efectiva de un elemento, a menos que se justifiquen combinaciones alternativas.
^[2] Para columnas con compresión axial entre los límites indicados, la rigidez a flexión deberá determinarse por medio de interpolación lineal.
^[3] Los valores tabulados son adecuados cuando los miembros se modelan utilizando elementos lineales para representar sus propiedades, se modelan con una barra que en su parte central tiene un comportamiento elástico y en sus extremos tiene las articulaciones plásticas.
^[4] Se deberá permitir que los diafragmas se modelen como rígidos en su propio plano si esto no conduce a diferencias en los resultados de los análisis.
^[5] Los valores de rigidez dados para losas de cimentación dependen de las condiciones generales de la losa misma. Cuando los muros u otros miembros verticales no imponen restricciones suficientemente grandes, por ejemplo, por la existencia de aberturas en los muros, aunado a la presencia de cargas cíclicas reversibles, los valores de rigidez deberán disminuirse.

A.3.2.3 Se aceptará omitir el cálculo de la rigidez efectiva de los nudos porque su flexibilidad presenta menos influencia en la flexibilidad total de las estructuras, comparativamente con la de los elementos estructurales. Adicionalmente, los valores propuestos en A.3.2.1 y A.3.2.2 toman en cuenta el deslizamiento de las barras de refuerzo de las conexiones.

A.3.3 Momentos flexionantes

A.3.3.1 El momento a la fluencia, M_y , y la rotación correspondiente a la fluencia, θ_y , deberá calcularse considerando las hipótesis de 3.6.1, tomando en cuenta las propiedades de los materiales indicadas en A.3.1.2 y la rigidez efectiva de A.3.2.1. Para el cálculo del momento máximo, $M_{máx}$, deberá incluirse el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo. También podrá calcularse con la ec. A.3.3.1.1. La rotación θ_p se podrá calcular con la ec. A.3.3.1.2.

$$\frac{M_{máx}}{M_y} = (1.25)(0.89)^\theta (0.91)^{0.01c_u f_c'} \quad (\text{A.3.3.1.1})$$

$$\theta_p = 0.12(1 + 0.55a_{s1}) 0.16^\theta (0.02 + 40p_{sh})^{0.43} (0.54)^{0.01c_u f_c'} (0.66)^{0.1s_n} (2.27)^{10.0p} \quad (\text{A.3.3.1.2})$$

donde $a_{s1} = 1$, a menos que se evite el deslizamiento por falla de adherencia; $\theta = P/A_g f_c'$, es el índice de carga axial; $p_{sh} = A_{sh}/s b$, es la relación de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica; c_u es un factor de conversión de unidades igual a 1 para unidades en Sistema Internacional e igual a 0.1 para sistema gravitacional usual (MKS); $s_n = (s/d_b)(f_y/100)^{0.5}$ es un factor para considerar el pandeo de los estribos, s es la separación de estribos, d_b es el diámetro de los estribos y $f_y/100$ deberá cambiarse a $f_y/1\ 000$ en unidades del sistema MKS; y p es la relación de refuerzo longitudinal.

A.3.3.2 La ec. A.3.3.1.2 se aplicará tanto a vigas como a columnas, pero cuando el refuerzo longitudinal de los elementos no sea simétrico deberá introducirse el factor de corrección de la ec. A.3.3.2:

$$\theta_{p(\text{asimétrico})} = \left[\frac{\max\left(0.01, \frac{p' f_y}{f_c'}\right)}{\max\left(0.01, \frac{p f_y}{f_c'}\right)} \right] \theta_{p(\text{simétrico})} \quad (\text{A.3.3.2})$$

A.3.3.3 Se aceptará suponer que el momento M_r es muy pequeño y se podrá despreciar (igualándolo a cero). La rotación θ_{pc} se deberá calcular con la ec. A.3.3.3:

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^\theta (0.02 + 40p_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (\text{A.3.3.3})$$

A.4 Deterioro en los diagramas momento-rotación

A.4.1 Deterioro bajo cargas cíclicas

A.4.1.1 La gráfica de la fig. A.3.1.1 (repetida incluyendo θ_y en la fig. A.4.1.1) se conoce como curva básica, esqueleto o monótona, y cuando se calcule numéricamente deberá modificarse para tomar en cuenta el deterioro bajo cargas cíclicas. Esta modificación se deberá hacer como se especifica en A.4.2 o en A.4.3

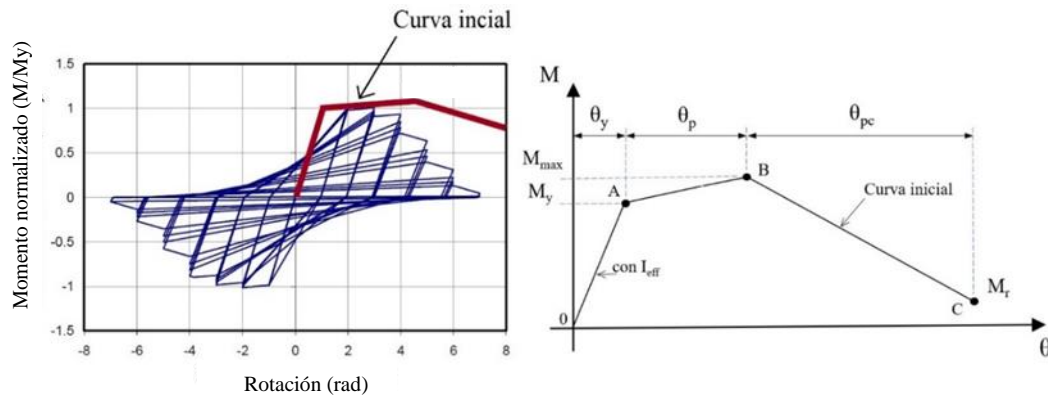


Figura A.4.1.1 - Deterioro bajo cargas cíclicas

A.4.2 Deterioro calculado con la energía disipada

A.4.2.1 El deterioro en un determinado ciclo i se define con un parámetro β_i dado por la ec. A.4.2.1.

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_i - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \tag{A.4.2.1}$$

donde:

E_i Energía histerética disipada en el ciclo i

E_t Capacidad referente de rotación plástica, expresada como, $E_t = \eta \theta_p M_y$.

$\sum E_j$ Energía histerética disipada en todos los ciclos anteriores

c Exponente que define la velocidad de deterioro y que se toma igual a **1.0**

η Parámetro que define la capacidad media de disipación de energía como $\eta = 30(0.03)^\vartheta$, donde ϑ es el índice de carga axial.

A.4.3 Deterioro calculado de manera empírica

A.4.3.1 Se usa un diagrama momento-rotación modificado para tomar en cuenta el deterioro del elemento en el caso de estructuras existentes. En la fig. A.4.3.1 se muestran el diagrama original de la fig. A.4.1.1 y el diagrama modificado que alcanza su valor máximo de momento en el punto **D**. Este punto se determina a partir de la abscisa $\theta_y + 0.70\theta_p$ y define el momento $M'_{m\acute{a}x}$. El punto A del diagrama modificado define la rotación a la fluencia. El límite para la condición de desempeño de ocupación inmediata (OI) no deberá ser mayor que 0.005. El punto D define en el diagrama calculado el límite de seguridad de vida (SV). Para el límite de prevención de colapso (PC) se usa la rama descendente de la curva modificada hasta un valor del 80 por ciento de $M'_{m\acute{a}x}$. $M'_{m\acute{a}x}$ se calcula con la ec. A.3.3.1.1 y θ_p con la ec. A.3.3.1.2. Para el caso del proceso de diseño de una estructura nueva que se haya diseñado considerando los capítulos 7 u 8, la relación momento rotación se mantendrá con la curva OABC.

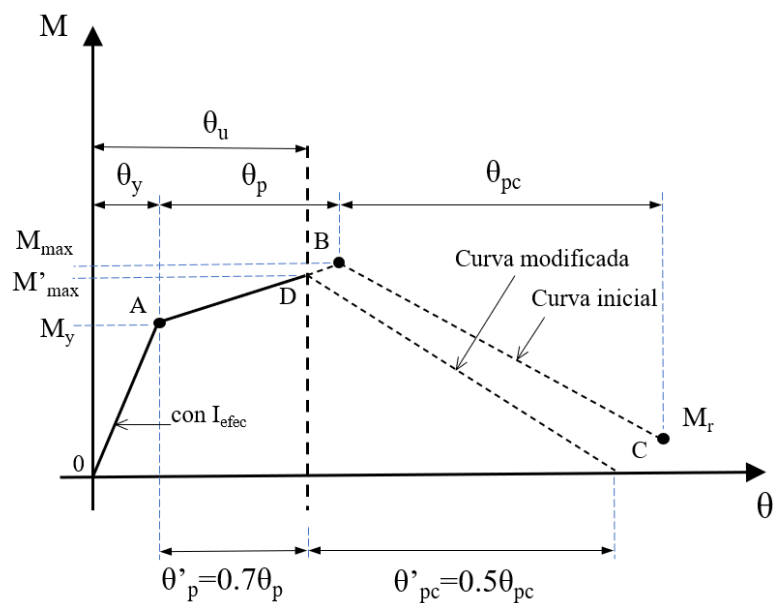


Figura A.4.2.1 - Diagrama momento-rotación original y modificado con deterioro incluido

Comentario

En A.2, A.3 y A.4 se presentan dos procedimientos para calcular el comportamiento de las zonas de articulación plástica en miembros estructurales, principalmente vigas y columnas. Para el caso del uso de la relación momento-curvatura, obtenido de manera analítica considerando el comportamiento de los materiales, en el procedimiento se incluye la degradación de rigidez en carga, descarga y recarga, pero no incluye el deterioro (degradación de resistencia y/o rigidez) en la curva base –esqueleto- ante patrones de carga cíclicos reversibles, por lo que el uso de este procedimiento se sugiere emplearlo básicamente en sistemas estructurales que cumplan todos los requisitos correspondientes a una edificación diseñada de conformidad con los Capítulos 7 u 8 de esta Norma.

En relación con el procedimiento para representar el comportamiento de las articulaciones plásticas por medio de los diagramas momento-rotación, mismos que, como se muestra en A.4, incluyen el efecto del deterioro en la configuración de la curva base –esqueleto-, estos pueden ser empleados para cualquier sistema estructural existente, independientemente del grado de ductilidad al que haya sido sujeto en el proceso de diseño; para el caso de estructuras nuevas no se incluirá el deterioro, usando la curva 0ABC.

A.5 Requisitos complementarios y criterios de aceptación

A.5.1 Clasificación de los miembros en función de las demandas o acciones internas

A.5.1.1 Todos los miembros de una estructura, tomando en cuenta las demandas o acciones internas, deberán clasificarse como elementos controlados por deformación o controlados por fuerza de acuerdo con A.5.1.3 o con A.5.1.5, respectivamente.

A.5.1.2 Aquellos elementos en los que no se permite la formación de articulaciones plásticas, serán clasificados como controlados por fuerza, en caso contrario serán controlados por deformación.

A.5.1.3 Las siguientes deberán seleccionarse como acciones en elementos controlados por deformación:

- Momento flexionante en vigas, muros estructurales, vigas de acoplamiento y conexiones losa-columna.
- Cortante en vigas de acoplamiento reforzadas con refuerzo en diagonal.
- Momento en columnas en combinación con fuerza axial.

A.5.1.4 Las deformaciones en elementos sujetos a estas acciones, D_u , no deberán exceder su capacidad de deformación correspondiente al nivel de desempeño de seguridad de vida (SV). Para vigas y columnas sujetas a flexocompresión los límites permisibles serán los definidos en A.4.2.1. Para otros elementos se pueden usar los límites establecidos en ACI 369.1.

A.5.1.5 Las siguientes deberán designarse como acciones en elementos controlados por fuerza:

- a) Cortante y momento en muros perimetrales de sótanos
- b) Cortante en el plano en diafragmas que no sean de transferencia
- c) Fuerzas normales en el plano en diafragmas diferentes de colectores
- d) Momento en miembros de cimentaciones superficiales, incluyendo zapatas aisladas y losas de cimentación
- e) Momento en miembros de cimentaciones profundas.

A.5.1.6 Elementos controlados por fuerza de carácter no crítico, deberán diseñarse por capacidad siempre que la falla no resulte en ninguno de a) a c):

- a) Colapso de la estructura
- b) Pérdida de la resistencia sísmica de la estructura
- c) Peligro de caída de material.

A.5.1.7 Todos los elementos cuyas acciones no hayan sido designadas como controladas por deformación, aquellos ordinarios controlados por fuerza o no críticas controladas por fuerza, deberán clasificarse como críticos controlados por fuerza.

Comentario

Cuando se requiere de hacer análisis inelásticos es necesario definir las características de comportamiento esperado de los miembros de la estructura, algunos con comportamiento dúctil, denominados controlados por deformación, y los no dúctiles, denominados controlados por fuerza. Para los de comportamiento dúctil se establecen dos procedimientos. En ambos es necesario definir su comportamiento a través de un diagrama carga-deformación, y los límites de deformación aceptables para los criterios de desempeño de Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de Vida (SV) y Prevención de Colapso (PC). El primero es el presentado en A.2, A.3 y A.4, el segundo, en A.5.2 y A.5.3, respectivamente.

A.5.2 Resistencia esperada de los materiales

A.5.2.1 La resistencia esperada de los materiales deberá definirse con base en datos aplicables del proyecto mismo o datos de otros proyectos que utilicen construcción y materiales similares. Si no se dispone de datos aplicables, se permite utilizar las resistencias esperadas de los materiales presentadas, para el acero de refuerzo, en la tabla A.2.2.2, y para el concreto lo indicado en A.2.3.1.1.

A.5.3 Procedimiento alternativo para el cálculo de los diagramas momento - rotación

A.5.3.1 Para el cálculo de los parámetros que definen la curva momento-rotación, alternativamente a A.2, A.3 y A.4, se permite utilizar los procedimientos y expresiones presentadas en el Capítulo 7 de la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

A.5.4 Criterios de aceptación de demandas o acciones en elementos controlados por deformación

A.5.4.1 En ninguna articulación plástica, la rotación excederá el valor de la rotación asociada a la resistencia máxima del diagrama momento-rotación, a menos que se cumpla con a) o b):

- a) El análisis supone que la resistencia asociada con este modo de deformación es despreciable para el resto del análisis, y la estructura se evalúa para estabilidad y resistencia
- b) Se considera que la estructura tiene una respuesta inaceptable al movimiento del terreno en cualquiera de los siguientes casos 1) a 6):
 - 1) La solución analítica no converge
 - 2) Las acciones calculadas sobre elementos controlados por deformación exceden los límites establecidos en el modelado
 - 3) Las acciones calculadas sobre elementos controlados por fuerza superan la capacidad del elemento

- 4) Las deformaciones calculadas en elementos no incluidos en el SERCGFL superan los límites de deformación en los que los elementos ya no pueden soportar sus cargas gravitacionales
- 5) La relación de distorsión máxima de entrepiso supera el valor permisible para el nivel de desempeño de Seguridad de vida γ_{sv} indicado en 4.3.1 de la NTC-Sismo.
- 6) Para estructuras que excedan 70 m de altura, medidos desde la superficie del terreno, la distorsión residual de cualquier entrepiso, excede un valor de $0.010h_{sx}$ (donde h_{sx} es la altura del entrepiso de interés).

A.5.4.2 D_u deberá determinarse por medio de a), b) o c):

- a) D_u del miembro deberá tomarse como el intervalo válido de modelaje por comparación con el modelo de histéresis del cual se disponga de ensayos de laboratorio que cubran adecuadamente el efecto de cargas gravitacionales
- b) En el caso de los muros estructurales, si se modelan utilizando plasticidad distribuida (con base en fibras distribuidas), D_u deberá evaluarse utilizando la deformación unitaria promedio. La deformación unitaria deberá evaluarse sobre la altura de la longitud de la articulación plástica, l_p , donde l_p será el mayor valor de A.5.4.2.a y A.5.4.2.b:

$$l_p = 0.2l_w + 0.03h_w \quad (\text{A.5.4.2.a})$$

$$l_p = 0.08h_w + 0.022f_y d_b \quad (\text{A.5.4.2.b})$$

pero sin exceder la altura del entrepiso, donde d_b y f_y se determinan con base en el refuerzo longitudinal del muro

- c) Si los componentes estructurales se modelan utilizando modelos de plasticidad concentrada (articulación concentrada) o de plasticidad distribuida (con base en fibras distribuidas), se permite que D_u esté de acuerdo con ACI 369.1 o según se respalde por medio de ensayos de laboratorio.

A.5.4.3 El valor límite para la rotación a la fluencia deberá tomarse como $\theta_y = 0.008$ para vigas. Para el caso de otro tipo de elemento estructural, se podrá considerar como límite para la rotación a la fluencia el valor de la variable γ_{oi} , que se propone como distorsiones límite para estructuras de concreto reforzado en el Capítulo 4 de la NTC-Sismo.

A.5.5 Resistencia esperada de acciones en elementos controlados por fuerza

A.5.5.1 Todas las acciones en elementos controlados por fuerza deberán evaluarse de acuerdo con lo indicado en esta Norma, con la resistencia esperada tomada como $F_{RS}R_u$.

A.5.6 Requisitos adicionales de detallado

A.5.6.1 Para estructuras diseñadas con ductilidad media, si la máxima deformación media de un conjunto de análisis de historia de la respuesta excede $0.5D_u$, los miembros deberán cumplir con los requisitos de detallado que se indican en el Capítulo 8.

A.5.6.2 Cuando las deformaciones de vigas exceden $0.5D_u$, la dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga deberá incrementarse en 20 por ciento.

A.5.7 Revisión de los análisis dinámicos no lineales

A.5.7.1 Relaciones carga-deformación no lineales. Para análisis dinámico no lineal, el comportamiento histerético completo de cada zona del elemento definida como articulación plástica, deberá modelarse utilizando propiedades verificadas mediante evidencia experimental. Se permitirá el uso de la relación carga-deformación descrita en la fig. A.4.2.1 para representar la relación envolvente para el análisis.

A.5.7.2 Parámetros de modelado no lineal. Las propiedades de descarga y recarga deberán poder representar, según sea el caso, características significativas de degradación de la rigidez y la resistencia.

A.5.7.3 Modelos de elementos de vigas y columnas. Las vigas y columnas se deberán modelar utilizando modelos de articulaciones plásticas concentradas (plasticidad concentrada) o de plasticidad distribuida. Se permitirán otros modelos cuyo

comportamiento represente el comportamiento de elementos de vigas y columnas de concreto reforzado sometidos a cargas sísmicas.

A.5.7.4 Modo de comportamiento de vigas y columnas. El modelo de viga y columna deberá ser capaz de representar una respuesta inelástica a lo largo de la longitud dichos elementos, excepto cuando el equilibrio muestra que la fluencia está restringida a los extremos del elemento. Cuando se espera una respuesta no lineal en un modo que no sea la flexión, el modelo deberá establecerse para representar tales efectos.

A.5.7.5 Resistencia del elemento carga-deformación. La relación carga-deformación general deberá establecerse de modo que la resistencia máxima sea consistente con las especificaciones de resistencia y capacidad de deformación de A.2, A.3 y A.4.

A.5.7.6 Modelado de muros. Para muros estructurales con una relación $H_m/L_m \geq 2$, el modelo numérico del muro y su conexión a miembros adyacentes debe representar los efectos cinemáticos asociados con la rotación y levantamiento (*up lift*), incluyendo el efecto de desplazamiento del eje neutro como una función de la fuerza axial aplicada y la deformación lateral, a menos que se pueda demostrar que tales efectos no afectan los requisitos de diseño estructural.

Comentario

En concordancia con la NTC-Sismo, esta Norma supone que el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (SV), es alcanzado a un desplazamiento próximo a la resistencia máxima del elemento y el sismo base de diseño se revisa entonces para este nivel de desempeño. Ninguna rotación plástica ha de exceder el valor de rotación asociado a la resistencia máxima de su diagrama momento-rotación. Se considera el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (SV) como objetivo, para que las estructuras dúctiles, ante un eventual daño, puedan ser rehabilitadas. Las estructuras de ductilidad media y alta, objeto de este Apéndice, tendrían que ser redimensionadas, detalladas y reanalizadas en el caso de no cumplir con algún criterio de aceptación de A.5.4.

A.6 Límites en el comportamiento inelástico

A.6.1 Para fines de revisión de la pertinencia del diseño deberán establecerse límites a los momentos y a las rotaciones del diagrama de la fig. A.4.2.1, que dependen de los niveles de desempeño establecidos en la tabla 1.1.a de la NTC-Sismo. En cuanto a los valores calculados considerando las características geométricas y de refuerzo de los miembros estructurales, como se indica en A.4.2.1, para el nivel de desempeño de seguridad de vida, el diagrama deberá tener como límite calculado el punto que corresponde a $M'_{m\acute{a}x}$ y a $\theta'_p + \theta_y$; para el estado límite de prevención de colapso, el límite calculado deberá ser el punto que corresponde a $0.8 M'_{m\acute{a}x}$ en la rama descendente. Los valores calculados para estos parámetros de comportamiento deberán revisarse de modo que no resulten mayores que los valores límite propuestos como criterios de aceptación para los tres niveles de desempeño: Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de Vida (SV) y Prevención de Colapso (PC), véase ACI 369.1.

Comentario

En 3.2.1.2 se establece que, para realizar análisis dinámicos no lineales de estructuras de concreto puede utilizarse la hipótesis de plasticidad concentrada en los extremos de los elementos. También se establece en 3.6 que las articulaciones plásticas pueden modelarse con dos enfoques: el de momento-curvatura y el de momento-rotación. El primero consiste en obtener un diagrama momento-curvatura de la sección transversal que se analice, hasta la falla del elemento estructural, multiplicar la curvatura por una longitud de la articulación plástica obtenida experimentalmente o comprendida entre 0.50 y 0.75 veces el peralte del elemento estructural, y obtener de esta manera la capacidad de rotación de la articulación plástica y el momento flexionante que resiste la sección transversal. En el segundo enfoque se utilizan directamente diagramas momento-rotación obtenidos experimentalmente para los elementos de la estructura que se analiza o diagramas obtenidos en investigaciones experimentales de las que se han obtenido diagramas momento-rotación que incluyen el efecto de las variables que se ha visto que tienen mayor impacto en el comportamiento de los elementos estructurales en las etapas no lineales. Diagramas momento-curvatura que abarquen toda la historia de carga hasta la falla del elemento pueden obtenerse con las hipótesis usuales de flexión y flexocompresión incluidas en 3.6. Sin embargo, estas hipótesis deberán modificarse para tomar en cuenta factores que resultan importantes en etapas avanzadas de carga o cuando las acciones que actúan sobre la estructura son de naturaleza dinámica. Por esta razón se especifica en A.2.2 usar una gráfica esfuerzo-deformación unitaria del acero que incluya la zona de endurecimiento por deformación en vez de la gráfica elastoplástica usual (Mendoza et al., 2013 y Rodríguez y Botero, 1995). En cuanto al concreto, se ha comprobado que la gráfica esfuerzo-deformación unitaria obtenida en ensayos usuales se modifica sustancialmente con el grado de confinamiento proporcionado por estribos transversales o por hélices. Para tomar en cuenta este efecto, se presentan las disposiciones de A.2.3.1 basadas en las investigaciones de Mander et al. (1988).

La gráfica esfuerzo-deformación unitaria del concreto sometido a cargas cíclicas es también diferente a la obtenida con cargas monotónicas (Mander et al., 1988) factor muy importante en zonas sísmicas como la Ciudad de México. (figs. A.2.3.2.2 a A.2.3.2.4). Este factor se deberá tomar en cuenta como se especifica en A.2.3.2.

El segundo enfoque para modelar las articulaciones plásticas consiste en obtener directamente diagramas momento-rotación en vez de calcular primero los diagramas momento-curvatura y a partir de ellos obtener las rotaciones multiplicando las curvaturas por longitudes de las articulaciones plásticas. Para calcular los diagramas momento-rotación, se establecen primero diagramas que reflejan el comportamiento de los elementos bajo cargas monotónicas de corta duración. Éstos se denominan diagramas iniciales, esqueleto o base (backbone en inglés) y después se modifican para tomar en cuenta el efecto de cargas cíclicas, el deterioro, el efecto de las fuerzas cortantes y el del deslizamiento de las barras de refuerzo dentro del concreto (bond slip). Se ha observado que este último puede contribuir hasta en más del 30 por ciento de la deformación total de una unión articulación plástica (Hwang et al., 2015).

Existen dos enfoques para considerar el deterioro en un diagrama momento-rotación calculado analíticamente. El presentado en A.4.2 y el presentado en A.4.3. En el primero, se toma en cuenta que en cada ciclo de carga ocurren deterioros del material tanto en resistencia como en rigidez. Ibarra, Medina y Krawinkler (2005) propone cuatro modos de deterioro: resistencia básica, resistencia post-máxima, rigidez de descarga y rigidez de recarga acelerada. Un ejemplo de aplicación puede verse en Carpio, González y Arellano (2023).

En el segundo, los diagramas momento-rotación pueden obtenerse experimentalmente ensayando especímenes que simulen adecuadamente la estructura real que se está analizando o revisando. Un ejemplo de estos ensayos puede encontrarse en Zuo Xin et al. (1992). Estos ensayos se realizan normalmente con cargas monótonas, estableciendo patrones de desplazamiento, por lo que los diagramas obtenidos son iniciales, o sea, que no toman en cuenta los efectos del deterioro y de las cargas cíclicas. Dado que resulta complicado y costoso realizar los ensayos para cada estructura, puede recurrirse a definir los diagramas iniciales a partir de aquellos obtenidos de otras investigaciones en las que se han establecido los parámetros principales que determinan la configuración de los diagramas. La NTC-Concreto estipula el uso del diagrama mostrado en la fig. A.4.2.1, con los valores de los parámetros de las ecs. A.3.2.1, A.3.3.1.1, A.3.3.1.2 y A.3.3.3. Estos diagramas fueron propuestos por Haselton et al. (2008 y 2010).

El procedimiento para determinar la relación momento-rotación que se muestra en el Apéndice A de esta Norma, presenta ligeras diferencias con los procedimientos que emanan de las publicaciones de FEMA y que se presentan en el ACI 369.1 y en la NTC-Evaluación y Rehabilitación. Hasta el punto de resistencia máxima, ambos procedimientos resultan muy similares, independientemente de las geometrías de las secciones y de las cuantías de acero de refuerzo longitudinal que se emplee; no obstante, la rama post-resistencia máxima presenta una pendiente de degradación notablemente diferente, resultando con un pérdida de resistencia menos abrupta en el procedimiento presentado en A.3 y A.4 de este Apéndice. La diferencia se debe a que esta Norma es aplicable al diseño de edificios nuevos para los que se supone un comportamiento dúctil, mientras que en la NTC-Evaluación y Rehabilitación se evalúa un edificio diseñado con normas anteriores que no incluían los criterios de detallado actuales para lograr un comportamiento dúctil comparable con el de estructuras nuevas.

A.7 Alcance de la revisión del análisis no lineal a realizar por el Corresponsable Nivel 2

A.7.1 El informe final escrito que documentará la revisión del Corresponsable Estructural Nivel 2 y Especialistas deberá incluir, además de las indicadas en 7.2 de la NTC-Revisión, las verificaciones a) a j):

- a) Que se enuncie y describa el sistema estructural y el Q considerados en el análisis elástico lineal
- b) Que se describa el nivel de ductilidad (media o alta) utilizado en el dimensionamiento, diseño y detallado de elementos y que los planos estructurales correspondan con tal detallado
- c) Que se enuncie y describa en la memoria de cálculo el nivel de desempeño estructural objetivo para la estructura (OI o SV), descritos en 1.1 de la NTC-Sismo
- d) Que los movimientos del terreno (acelerogramas) considerados para el análisis sean representativos del sitio y correspondan con lo indicado en 7.4.1 de la NTC-Sismo
- e) Que se consideren adecuadamente las propiedades esperadas de los materiales según lo descrito en este Apéndice
- f) La correcta elección de acciones (deformación o fuerza) que controlan el comportamiento de cada elemento del modelo de análisis
- g) Que se consideren las inercias efectivas de los elementos estructurales a partir de los criterios señalados en este Apéndice
- h) Que las curvas de comportamiento de los elementos se incluyan en el modelo de análisis de la estructura y se documenten en la memoria de cálculo. Las curvas de comportamiento deberán ser las resultantes de aplicar las formulaciones expuestas en este Apéndice, o bien contar con suficiente evidencia experimental en el caso de considerar respuestas distintas

- i) Comprobar que en elementos seleccionados como controlados por deformación no se excedan los límites de rotación descritos en este Apéndice para el nivel de desempeño esperado
- j) Que el detallado de elementos indicado en planos estructurales corresponda con los representados en las curvas de comportamiento de todos los elementos y las uniones de los mismos.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DEL APÉNDICE A

Carpio-Pacheco, C., González-Cuevas, O. M., y Arellano-Méndez, E., 2023, “Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes niveles de ductilidad”. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 24 (01), 1-15. <https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2023.24.1.008>

Haselton, C. B.; Liel, A. B.; Taylor Lange, S, y Deierlein, G. G., 2008, “Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings”. PEER Report 2007/03.

Haselton, C. B.; Liel, A. B.; Taylor Lange, S, y Deierlein, G. G., 2010, “Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings”. (Updated Report).

Hwang, H. J.; Eom, T. S., y Park, H. G., 2015, “Bond-Slip Relationship of Beam Flexural Bars in Interior Beam-Column Joints”. *ACI Structural Journal*. November-December.

Ibarra, L. F., Medina, R. A., y Krawinkler, H., 2005, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>

Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2010, “Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. Task 7 Report for the Tall Buildings Initiative”. PEER Report 2010/111 (También publicado como PEER/ATC-72-1).

Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; y Park, R., 1988, “Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete”. *Journal of Structural Engineering*, V. 114, No. 8., ASCE, August.

Mendoza, C. J.; Aire, C.; López, J.; y Hernández, F., 2013), “Propiedades mecánicas de barras de refuerzo grados 42, 52 y 56”, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Rodríguez, M.E. y Botero, J.C., 1995, “Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicanos.” *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 49, 39-50.

Zuo Xin, X., Park, R., y Tanaka, H., 1992, “Behaviour of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints Designed Using High Strength Concrete and Steel”, Universidad de Canterbury Christchurch, Department of Civil Engineering, Nueva Zelanda.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE B. ARCOS, CASCARONES Y LOSAS PLEGADAS

B.1 Alcance

B.1.1 Este Apéndice incluye requisitos mínimos para el diseño, análisis y construcción de arcos, cascarones y losas plegadas, incluyendo sus nervios y elementos de borde.

B.1.2 Todos los requisitos del cuerpo principal de esta Norma aplicarán a menos que sean exceptuados en este Apéndice.

B.2 Requisitos generales

B.2.1 Materiales

B.2.1.1 Las propiedades del concreto serán seleccionadas de conformidad con el Capítulo 2 de esta Norma.

B.2.1.1.1 El concreto deberá ser Clase 1, de peso normal y con una resistencia especificada a compresión a 28 días de al menos de 25 MPa (250 kg/cm²).

B.2.1.2 Las propiedades del acero de refuerzo serán seleccionadas de conformidad con el Capítulo 2 de esta Norma.

B.2.1.2.1 El valor máximo de f_y permitido para fines de diseño no excederá 420 MPa (4 200 kg/cm²), con excepción del refuerzo perimetral de tensión en la base de un cascarón, el cual podrá ser igual a 560 MPa (5 600 kg/cm²).

B.2.1.3 Los elementos que se dejen ahogados en el concreto (tuberías, anclajes, etc.) no deberán afectar la resistencia del elemento ni reducir su protección contra el fuego. En caso de usar elementos de aluminio, se deberán cubrir o tener un revestimiento que evite la reacción aluminio-concreto y la reacción electrolítica entre aluminio y acero. En adición, se deberán satisfacer los requisitos de 16.7.9.

B.2.1.3.1 Se deberá suministrar acero de refuerzo igual a 0.002 veces el área de la sección del concreto perpendicular a los tubos ahogados.

B.2.1.3.2 El recubrimiento especificado del concreto sobre tubos ahogados, incluidos sus conexiones, deberá ser al menos de 40 mm si el concreto está expuesto a tierra o al medio ambiente, o al menos de 20 mm si el concreto no está expuesto ni a tierra ni al medio ambiente.

B.2.1.4 Conexión con otros elementos

B.2.1.4.1 En caso de elementos colados en sitio, las conexiones entre nervios y columnas y entre cascarones y columnas, así como las columnas de borde deberán cumplir con el Capítulo 6 de esta Norma.

B.2.1.5 Análisis

B.2.1.5.1 Los arcos, cascarones y losas plegadas se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados y losas plegadas podrá suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero.

B.2.1.5.2 El análisis deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan.

B.2.1.5.3 Se deberá investigar la posibilidad de inestabilidad del arco, cascarón o losa plegada bajo cargas permanentes y sometidas simultáneamente a cargas permanentes y accidentales (sismo y viento). Se deberá demostrar en el diseño que se evitará dicha inestabilidad. Se deberán considerar las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón o losa y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico, diferencias entre la geometría real y la teórica, así como la aplicación de cargas concentradas normales al elemento. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones y losas.

B.2.1.5.4 En cascarones o losas presforzadas, se deberá considerar el pandeo. En caso de contacto espaciado entre el acero de presfuerzo y un ducto de mayor diámetro, se deberá revisar el pandeo del elemento entre puntos de contacto.

B.2.1.5.5 Se aceptará la realización de análisis inelásticos si se demuestra que estos métodos conducen a diseño seguros.

B.2.1.5.6 Se aceptará la ejecución de análisis experimentales si se demuestra que estos métodos conducen a diseño seguros.

B.2.1.5.7 *Simplificaciones en el análisis de cascarones y losas plegadas*

B.2.1.5.7.1 Se podrán aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio, aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones, a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

B.2.1.5.7.2 Se aceptará no tomar en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

B.3 Límites de diseño

B.3.1 El espesor mínimo de un arco, cascarón o losa plegada y la cuantía de refuerzo se seleccionarán de modo de satisfacer los estados límite de falla (Capítulo 5) y de servicio (Capítulo 13) de esta Norma.

B.3.2 En una región donde se prevea la ocurrencia de agrietamiento de membrana, la resistencia nominal a compresión, paralela a las grietas, se tomará como $0.4f'_c$.

B.3.3 *Esfuerzos límite en cascarones presforzados*

B.3.3.1 Los cascarones presforzados se clasificarán como Clase T o Clase SA según la tabla 13.2.2.1.1 de esta Norma.

B.3.3.2 No se permitirán cascarones presforzados Clase A según la clasificación de la tabla 13.2.2.1.1 de esta Norma.

B.3.3.3 Los esfuerzos en cascarones presforzados inmediatamente después de la transferencia y ante cargas de servicio no excederán los valores permisibles de la tabla 13.2.3.1 de esta Norma.

B.3.3.4 La fuerza de presfuerzo deberá aplicar un esfuerzo medio mínimo a la compresión de 0.9 MPa (9 kg/cm²).

B.4 Resistencia requerida

B.4.1 *Arcos, cascarones y losas plegadas presforzadas*

B.4.1.1 El análisis deberá incluir el comportamiento en las siguientes etapas: transferencia del presfuerzo, cargas de agrietamiento, cargas de servicio y cargas últimas (con factor de carga).

B.4.1.2 Si los tendones dentro del elemento son curvos, el diseño considerará las componentes de las fuerzas actuando en el elemento como resultado de la curvatura de los tendones.

B.4.1.3 Se considerará el efecto de las reacciones inducidas por el presfuerzo.

B.4.2 *Momento y cortante últimos*

B.4.2.1 En caso de arcos, cascarones o losas plegadas construidas integralmente a sus apoyos, M_u y V_u se podrán calcular en la cara del apoyo.

B.5 Resistencia de diseño

B.5.1 General

B.5.1.1 Todas las secciones deberán satisfacer que la resistencia de diseño sea igual o mayor que la resistencia requerida (o fuerza interna última), para todas las combinaciones de carga aplicables y considerando la interacción entre los efectos de las cargas.

B.5.1.2 Las vigas de borde, columnas y elementos de borde se diseñarán de acuerdo con los Capítulos 5 y 6.

B.5.1.3 El factor de resistencia F_R será el indicado en 3.8.

B.5.1.3.1 El valor de F_R para tensión de membrana será 0.90.

B.5.2 Fuerzas de membrana, momento y cortante

B.5.2.1 La resistencia de diseño de arcos, cascarones o losas plegadas sujetos a fuerzas de membrana, momentos y cortante estará basada en la distribución de esfuerzos y deformaciones unitarias obtenida de análisis elásticos o inelásticos.

B.5.2.2 El acero de refuerzo para resistir fuerzas de membrana, momentos y cortante con respecto a ejes en el plano del elemento se calculará de acuerdo con el Capítulo 5 de esta Norma. Deberá cumplir con los requisitos de 13.8 para refuerzo por cambios volumétricos.

B.5.2.3 El área del refuerzo a tensión del arco, cascarón o losa plegada será tal que fluya antes que se aplaste el concreto en compresión o se pandee el elemento.

B.5.2.4 El acero de refuerzo se deberá suministrar en dos o más direcciones y se deberá calcular de modo que su resistencia en cualquier dirección sea al menos igual o exceda la componente en tensión de las fuerzas internas en esa dirección. De manera optativa, el refuerzo requerido para resistir las fuerzas de membrana deberá ser suficiente para resistir las fuerzas axiales de tensión más la fuerza de tensión debido al cortante por fricción requerido para transferir fuerza cortante en cualquier sección de la membrana. El factor de fricción μ será el señalado en 5.7.1.2 de esta Norma.

B.5.2.5 En zonas de tensiones de magnitud elevada, el refuerzo se deberá colocar en las direcciones coincidentes con las fuerzas de membrana principales a tensión. Si esto no es práctico, se aceptará colocar el acero en dos o más direcciones.

B.5.2.6 Si la dirección del acero de refuerzo varía en más de 10 grados con respecto a la dirección de la fuerza de membrana principal a tensión, se ajustará la cuantía de refuerzo en función del agrietamiento ante cargas de servicio.

B.5.2.7 Si la magnitud de los esfuerzos de membrana principales a tensión varía mucho sobre la superficie del cascarón o losa plegada, se permitirá concentrar el refuerzo que resista el total de la tensión en las regiones de los esfuerzos máximos de tensión si se demuestra que conduce a un diseño seguro.

B.5.2.8 El acero de refuerzo requerido para resistir momentos de flexión deberá suministrarse considerando la acción simultánea de fuerzas axiales de membrana en la misma sección.

B.5.2.9 El diseño de anclajes y su efecto por la acción de cargas concentradas se hará de conformidad con 14.4 de esta Norma.

B.6 Límites de refuerzo

B.6.1 Acero mínimo en cascarones y losas plegadas no presforzadas

B.6.1.1 El área mínima de acero en cualquier sección medida en dos direcciones ortogonales será al menos 0.0018 veces el área bruta de la sección.

B.6.1.2 El área mínima de acero en la zona a tensión será al menos 0.0035 veces el área bruta de la sección.

B.6.2 Acero mínimo en cascarones y losas plegadas presforzadas

B.6.2.1 El área mínima de barras corrugadas $A_{s,min}$ en cascarones y losas plegadas con tendones adheridos o no adheridos será la indicada en la tabla B.6.2.1.

Tabla B.6.2.1 – Área mínima de barras corrugadas $A_{s,min}$ en cascarones y losas plegadas con tendones adheridos o no adheridos

Presfuerzo efectivo calculado en el área tributaria del tendón	$A_{s,min}$, mm ²
≥ 0.9 MPa (≥ 9 kg/cm ²)	No se requiere
< 0.9 MPa (< 9 kg/cm ²)	$0.0018A_g$

B.7 Detallado del refuerzo**B.7.1 General**

B.7.1.1 El recubrimiento del concreto será el indicado en B.7.2.

B.7.1.2 La longitud de desarrollo y de los traslapes se calculará según B.7.3.

B.7.1.3 En caso de paquetes de barras, se aplicará lo dispuesto en 14.6 de esta Norma.

B.7.1.4 La separación del refuerzo deberá cumplir con B.7.4.

B.7.1.5 La colocación del acero de refuerzo deberá satisfacer B.7.5.

B.7.2 Recubrimiento especificado de concreto

B.7.2.1 El recubrimiento mínimo de concreto será el señalado en B.7.2.2 a B.7.2.5, a menos que esta Norma o los requisitos de protección al fuego de 4.15 establezcan valores mayores.

B.7.2.2 El recubrimiento de concreto en cascarones y losas plegadas colados en sitio y no presforzados será al menos el señalado en la tabla B.7.2.2.

Tabla B.7.2.2 – Recubrimiento especificado de concreto en cascarones y losas plegadas colados en sitio y no presforzados

Exposición del concreto	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Expuesto a medio ambiente o en contacto con tierra	Barra del no. 6 y más gruesa	50
	Barra del no. 5, alambre W31 o D31, y más delgado	40
No expuesto a medio ambiente ni en contacto con tierra	Barra del no. 6 y más gruesa	20
	Barra del no. 5, alambre W31 o D31, y más delgado	13

B.7.2.3 El recubrimiento de concreto en cascarones y losas plegadas colados en sitio y presforzados será al menos el señalado en la tabla B.7.2.3.

Tabla B.7.2.3 – Recubrimiento especificado del concreto en cascarones y losas plegadas colados en sitio y presforzados

Exposición del concreto	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Expuesto a medio ambiente o en contacto con tierra	Tendones de presfuerzo y acero de presfuerzo; barra del no. 8, alambre W31 o D31, y más delgado	25
	Barra del no. 9 y más gruesa	d_b
No expuesto a medio ambiente ni en contacto con tierra	Tendones de presfuerzo y acero de presfuerzo	20
	Barra del no. 6 y más gruesa	d_b
	Barra del no. 5, alambre W31 o D31, y más delgado	10

B.7.2.4 El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo, ductos y accesorios en cascarones y losas plegadas prefabricados no presforzados o presforzados, fabricados en condiciones de planta, será al menos el señalado en la tabla B.7.2.4.

Tabla B.7.2.4 – Recubrimiento especificado del concreto en cascarones y losas plegadas prefabricados no presforzados o presforzados, fabricados en condiciones de planta

Exposición del concreto	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Expuesto a medio ambiente o en contacto con tierra	Barras del no. 6 hasta del no. 11; tendones de presfuerzo y acero de presfuerzo con diámetro mayor de 16 mm (5/8 pulg) y hasta de 40 mm (1.5 pulg)	40
	Barra del no. 5, alambre W31 o D31 y más delgados; tendones y torones de diámetro 16 mm (5/8 pulg) y más delgados	30
No expuesto a medio ambiente ni en contacto con tierra	Tendones de presfuerzo y acero de presfuerzo	20
	Barra del no. 6 y más gruesa	15
	Barra del no. 5, alambre W31 o D31, y más delgado	10

B.7.2.5 Recubrimiento especificado del concreto en ambientes corrosivos

B.7.2.5.1 En ambientes corrosivos o niveles de exposición B2, C o D de acuerdo con el Capítulo 4 de esta Norma, el recubrimiento del concreto será el señalado en 4.13.

B.7.3 Longitud de desarrollo y de traslapes del refuerzo

B.7.3.1 Las longitudes de desarrollo de barras corrugadas y de acero de presfuerzo se determinará de acuerdo con 14.4 de esta Norma.

B.7.3.2 La longitud de traslapes de barras corrugadas deberá cumplir con 14.5 de esta Norma y cumplirá con a) a c):

- a) La longitud de traslape a tensión del refuerzo del arco, cascarón o losa plegada será al menos el mayor de $1.2L_d$ y 450 mm
- b) Se deberá mantener a un mínimo práctico el número de traslapes del refuerzo principal a tensión
- c) Se deberán alternar los traslapes a tensión al menos una distancia igual a L_d de modo que no más de una tercera parte se traslape en cualquier sección.

B.7.4 Separación del acero de refuerzo

B.7.4.1 La separación mínima será la señalada en 14.2 de esta Norma.

B.7.4.2 La separación del refuerzo del cascarón o losa plegada en cualquier dirección no deberá exceder la menor de $5h$ y 450 mm. Si el esfuerzo de membrana principal a tensión, calculado sobre el área gruesa del concreto debido a cargas últimas es mayor que $F_R 4\lambda\sqrt{f'_c}$, la separación no deberá exceder el menor de $3h$ y 450 mm.

B.7.4.3 El acero de refuerzo del cascarón o losa plegada en la unión del elemento y los miembros de apoyo o de borde se deberá anclar o extender dentro de esos miembros al menos una distancia igual a $1.2L_d$, pero no menos de 450 mm.

B.7.5 Colocación del refuerzo

B.7.5.1 Donde el análisis indique que el refuerzo del cascarón o losa plegada se requiera cerca de una sola cara para resistir momentos flexionantes, se deberá suministrar una cuantía igual cerca de la cara opuesta del cascarón o losa plegada. De manera alterna, se diseñará el refuerzo para ser colocado a la mitad del espesor del cascarón o losa plegada.

B.8 Construcción

B.8.1 Requisitos de construcción y de supervisión

B.8.1.1 La información de diseño que el Proyectista deberá especificar en la memoria y planos de construcción deberá cumplir con lo señalado en el Capítulo 16 de esta Norma.

B.8.1.2 Los criterios y requisitos de aceptación que establezca el Proyectista deberán satisfacer lo establecido en el Capítulo 16 de esta Norma.

B.8.1.2 Los requisitos de supervisión que establezca el Proyectista deberán cumplir con el Capítulo 16 de esta Norma.

B.8.2 Información de diseño

B.8.2.1 Se deberán incluir las tolerancias de espesores, dimensiones, ángulos y demás atributos que definen la forma del arco, cascarón o losa plegada.

B.8.3 Requisitos de aceptación

B.8.3.1 Si el retiro de la cimbra está en función de un módulo de elasticidad establecido, el valor del módulo de elasticidad, E_c , se determinará a partir de ensayos de flexión en vigas curadas en el sitio. El número y dimensiones de las vigas, así como los métodos de prueba serán especificados por el Proyectista.

B.8.3.2 Si como resultado de la construcción se observan desviaciones de la forma del elemento mayores que las tolerancias especificadas, se deberá ejecutar un análisis sobre el efecto de esas desviaciones y se deberán implantar las acciones requeridas para asegurar un comportamiento seguro.

Comentario:

El arco es un tipo de estructura diferente a las edificaciones comunes que se construyen en la Ciudad de México. Los arcos resisten las cargas primordialmente a compresión y resultan en reacciones tanto verticales como de coceo. Su uso en edificación ya no es tan común.

Los cascarones o membranas son un tipo de estructura de capa delgada o espesor pequeño, de superficie, generalmente curva y que transmite cargas por fuerza axial y cortante. Sus características de funcionamiento

estructural son similares a cables. Se consideran estructuras especiales y su enfoque, para análisis, diseño y construcción, es distinto que para las edificaciones comunes. No es usual que se construyan estructuras a base de membranas en la Ciudad de México.

En este apéndice se incluyen requisitos complementarios al cuerpo principal de la Norma.

Se acepta usar acero de refuerzo Grado 56 para el refuerzo perimetral en la base de un cascarón. Su aplicación más usual es en la base de domos que techan silos.

El método de análisis por seleccionar y del grado de precisión requerido depende del tamaño, geometría y tipo de apoyos de la estructura, así como del tipo de acciones aplicadas. En caso de realizar un análisis inelástico, se consideran las propiedades no lineales del material por usar, la no-linealidad debido al agrietamiento del concreto, así como los efectos dependientes del tiempo como son el flujo plástico, la contracción, la temperatura y la historia de carga. Este tipo de análisis requiere soluciones incrementales o procedimientos iterativos.

Las losas plegadas pueden ser prismáticas, no prismáticas o formadas por planos, normalmente triangulares o losas macizas delgadas de forma poligonal.

Los cascarones y losas plegadas delgadas tienden a pandear cuando experimentan fuerzas de compresión en el plano que alcanzan valores críticos. La investigación de pandeo incluye el efecto de: 1) la posible desviación de la geometría del elemento como resultado de la construcción; 2) variaciones locales de la curvatura; 3) deflexiones grandes; 4) flujo plástico y contracción del concreto; 5) propiedades inelásticas de los materiales; 6) agrietamiento del concreto; 7) ubicación, cuantía y orientación del acero de refuerzo, y 8) posible deformación de los elementos de apoyo. Para evitar el pandeo, es útil colocar dos capas de refuerzo, cada una cercana a su correspondiente cara; incrementar localmente la curvatura del elemento; el uso de nervios, así como el empleo de concretos con alta resistencia a la tensión y bajo flujo plástico. Las cargas concentradas normales al cascarón o losa plegada pueden causar deformaciones locales que puedan iniciar el pandeo. En estos casos, es necesario incluir sus efectos en el análisis y detallado del refuerzo.

En todo punto de un cascarón o losa plegada ocurren dos fuerzas internas simultáneamente: las asociadas con la acción de membrana y las relacionadas con la flexión del elemento. Las fuerzas de membrana se supone que actúan en el plano tangencial en el plano medio del espesor del elemento. Los efectos de flexión incluyen momentos de flexión, torsión y sus fuerzas cortantes transversales.

La magnitud de las fuerzas de membrana es generalmente calculada a partir de la teoría elástica de placas y cascarones, suponiendo concreto sin agrietar. Por ello, es necesario revisar la posibilidad de agrietamiento y calcular las deflexiones ante cargas de servicio. Si el refuerzo no se coloca en la dirección de las fuerzas principales de tensión y si las grietas ante cargas de servicio no son aceptables, una posibilidad es realizar un análisis más refinado que considere al concreto agrietado sin capacidad de resistir tensión y cortante. En este tipo de análisis, el equilibrio se logra igualando la tensión resistida por el refuerzo y la compresión tomada por el concreto. Otra opción es calcular el refuerzo mediante el método de cortante por fricción.

Si las direcciones del refuerzo se desvían más de 10 grados con respecto de las direcciones de los esfuerzos principales de membrana, es muy probable que ocurran grietas de ancho inaceptable.

Los requisitos asociados al área mínima de refuerzo son para limitar el ancho y separación de las grietas.

El requisito de B.7.3.2 sobre el valor límite de $1.2L_d$ es para asegurar que el traslape se pueda construir satisfactoriamente en obra.

El requisito de B.7.5.1 se establece reconociendo que el signo de los momentos flexionantes puede cambiar rápidamente de un punto a otro o alrededor de cargas concentradas.

APÉNDICE C. DISEÑO SOSTENIBLE Y RESILIENTE

DEFINICIONES

Análisis de ciclo de vida

Técnica para evaluar el material y energía consumida, así como las emisiones al ambiente asociadas a la vida entera de una edificación, una estructura, producto, proceso, material, componente, ensamblaje, actividad o servicio.

Área total construida

Es la suma del área construida de la estructura.

Ciclo de vida

Contempla todas las etapas de su vida útil, desde su diseño hasta su disposición final.

Deconstrucción

Proceso de desensamble sistemático de un edificio, estructura o parte de éstos, tal que los materiales, productos, componentes, ensamblajes y módulos pueden ser rescatados para su reutilización o reciclaje.

Desarrollo sostenible

Es el que satisface las necesidades del presente sin comprometer a futuras generaciones satisfacer sus propias necesidades.

Carbono

Término generalmente asociado al cambio climático. Dentro de los gases de efecto invernadero, el dióxido de carbono, es el más comúnmente usado como carbono a nivel mundial. La métrica para medir estos gases y su efecto en el cambio climático se llama Potencial de Calentamiento Global (PCG), reportado en kilogramos de dióxido de carbono equivalente, o “kgCO₂eq.”

Carbono incorporado

Usado para contabilizar las emisiones de carbono de todos los aspectos de la vida útil de la estructura relacionados con la etapa de producto (producción del material, transporte, etc.) que no estén relacionados con su operación.

Carbono operacional

Carbono operacional son las emisiones de carbono resultado del uso de energía para operar el edificio (luces, aire acondicionado, elevadores, etc.).

Declaración Ambiental de Producto (DAP)

Informe que describe el impacto medioambiental de un material incluyendo el Potencial de Calentamiento Global (PCG). Se determina realizando una evaluación del ciclo de vida del material en cuestión, de acuerdo con las normas ISO 14025, 14040 y 14044, y puede ser representativo de un material promedio de varios proveedores (media del sector) o de un único material de un único proveedor (específico del producto). Se les conoce también como EPD por sus siglas en inglés *Environmental Environmental Product Declaration*.

Emisiones de Dióxido de Carbono Equivalente (CO₂eq)

Medida usada para comparar las emisiones de varios gases de efecto invernadero en función de su potencial calentamiento global en un horizonte de 100 años. En las emisiones de dióxido de carbono equivalentes (CO₂eq) se incluyen el dióxido de carbono (CO₂), metano (CH₄) y óxido nitroso (N₂O). El dióxido de carbono equivalente de un gas se obtiene multiplicando su masa por su potencial de calentamiento global.

Emitancia térmica

Es la característica de la capacidad de una superficie de reemitir el calor absorbido previamente.

Estructura sostenible de concreto

Es una construida de forma que el impacto medioambiental total durante todo el ciclo de vida, incluido el uso de la estructura, se reduce al mínimo. La estructura se diseñará y construirá para cumplir con su uso, y para la vida útil, las

cargas, el impacto ambiental, la estrategia de mantenimiento, las necesidades de calefacción y enfriamiento entre otros especificados. Además, para los componentes de la estructura como el concreto y el acero de refuerzo, principalmente, se extraerán las materias primas y se producirán de forma respetuosa con el medio ambiente.

Gases de Efecto Invernadero (GEI)

Los gases de efecto invernadero incluyen una variedad de sustancias tales como dióxido de carbono, óxido nitroso y metano.

Índice de Reflectancia Solar (IRS)

Es un valor que incorpora tanto la reflectancia solar como la emitancia térmica en una sola medida para representar la temperatura relativa de una superficie al sol. El IRS compara la temperatura de la superficie a aquellas en un negro o blanco estándar. Comúnmente los valores varían desde 0 para un negro estándar hasta 100 para un blanco estándar, pero pudiera ser menor que 0 o mayor que 100.

Potencial de Calentamiento Global (PCG)

La métrica utilizada para medir los gases de efecto invernadero y su efecto sobre el cambio climático, expresada en kilogramos de dióxido de carbono equivalente (kgCO₂eq). "Carbono" es el término genérico y fácil de entender comúnmente utilizado en lugar de PCG. Se le conoce también como GWP por sus siglas en inglés *Global Warming Potential*.

Reflectancia Solar (RS)

Medida de capacidad de la superficie de un material de reflejar la luz solar. Es la fracción de la incidencia de la luz solar reflejada por una superficie, expresada en escala de 0 a 1. La reflectancia solar también es conocida como "albedo".

Reflectancia Luminosa

La reflectancia luminosa es la cantidad de luz reflejada o transmitida por un material.

ESTÁNDARES

Normas Mexicanas (NMX)

Industria de la construcción

NMX-C-155-ONNCCE-2014 — Concreto hidráulico – Dosificado en Masa – Especificaciones y Métodos de Ensayo

International Organization for Standardization (ISO)

ISO 14040:2006 – Gestión Ambiental – Análisis de Ciclo de Vida – Principios y Marco de Referencia

ISO 14044: 2006 – Gestión Ambiental – Análisis de Ciclo de Vida – Requisitos y Guía

ISO 21930:2017 – Sostenibilidad en edificación y obras de ingeniería civil – Reglas para declaraciones ambientales de producto de productos y servicios de construcción

South Coast Air Quality Management District (SCAQMD)

Regla 1168 y 1113 para determinar los límites de compuestos orgánicos volátiles, 2017.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

C.1 Alcance y aplicación

C.1.1 En este apéndice se describen los requerimientos para un diseño con un enfoque en sostenibilidad y resiliencia de estructuras de concreto reforzado.

C.1.2 Los requisitos aplican a todas las estructuras mencionadas en esta Norma y que se hayan decidido diseñar con criterios de sostenibilidad y resiliencia.

C.1.3 La clasificación de emisiones de carbono frecuentemente se dividen en dos categorías principales, carbono operacional y carbono incorporado. Para esta Norma se determinarán las emisiones de carbono incorporado asociadas a los impactos de la extracción de materia prima, manufactura, transportación y colocación (etapas de ciclo de vida A1 a A5, descritas en la fig. C.2.1.1.) de los materiales usados en el proyecto.

C.1.4 Esta Norma no contempla requisitos de eficiencia energética, energía renovable o carbono operacional.

C.1.5 En todos los proyectos que se diseñen bajo criterios de sostenibilidad y resiliencia, se deberá mostrar la emisión de carbono incorporado de los componentes primarios (cimentación, estructura, elementos no estructurales y fachada).

C.2 Ciclo de vida de las estructuras de concreto reforzado

C.2.1 Etapas y alcance del ciclo de vida

C.2.1.1 Para organizar y dar seguimiento al impacto ambiental del carbono del edificio, su vida útil será dividida en diferentes etapas. Cada etapa representa un periodo diferente en toda la vida útil del edificio, desde su concepción hasta su fin, y está asociado con varios niveles de emisión de carbono. Estas etapas se muestran en la fig. C.2.1.1.

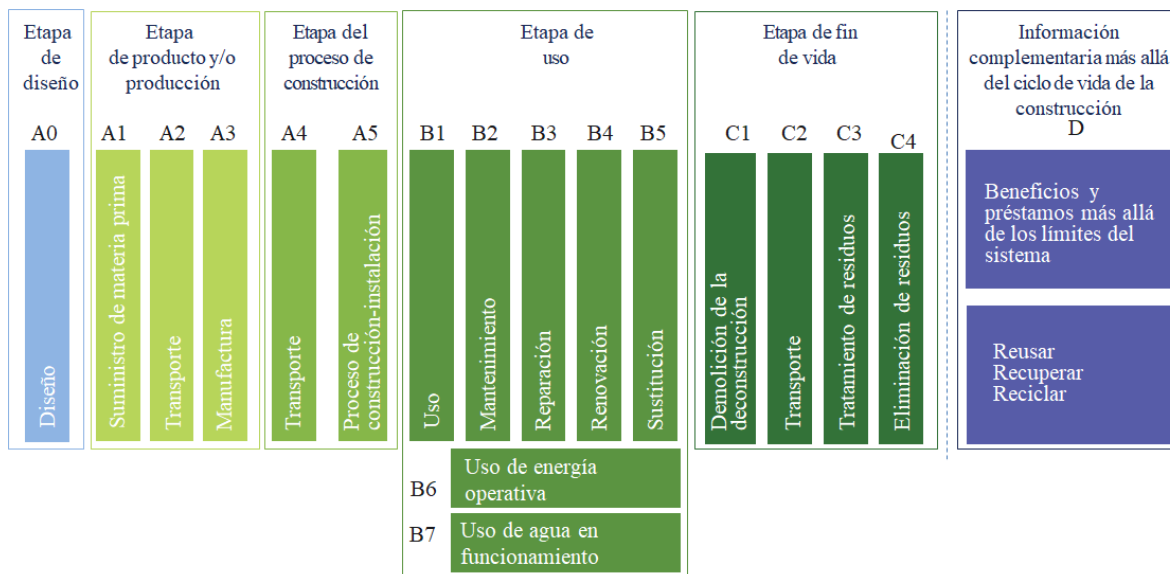


Figura C.2.1.1 - Información y etapas del ciclo de vida de las edificaciones

C.3 Requisitos de los materiales

C.3.1 Para la contabilización de carbono incorporado, se deben incluir todos los materiales permanentes instalados en la edificación que representen la totalidad de las cantidades de los materiales del edificio. Se aceptará incluir el carbono incorporado de los materiales temporales, sistemas de construcción, acabados interiores, equipamiento y productos de construcción.

Comentario:

Un ejemplo del listado de elementos indicado en C.3.1 se muestra en la tabla CC.3.1.

Tabla CC.3.1 – Ejemplo de elementos de construcción aplicables

Conjunto de elementos primarios (Obligatorio)	Cimentación	Zapatas Losa de cimentación Muros de contención	Concreto premezclado, concreto hecho en obra, acero de refuerzo, acero estructural, elementos prefabricados de concreto y acero, y cualquier otro que forme parte de la cimentación y la estructura.
	Estructura	Marcos Refuerzo Losas más cubiertas	
	Fachadas (Envolvente)	Fachada Ventanería Aislamiento Techos	
Conjunto de Materiales Interiores (Opcional)	Acabados	Plafones Pisos Muros y muros divisorios	
	Elementos no estructurales (Muros divisorios)	Ventanería Estructura/marcos Aislamiento	
Conjunto de elementos adicionales (Opcional)	Mobiliario interior	Equipamiento Mobiliario Accesorios	
	Instalaciones	Eléctrico Mecánico Plomería y protección contra fuego	
	Trabajos en sitio	Excavación Pavimentación exterior Apuntalamiento y cimbras	

C.3.2. La contabilización de carbono incorporado se deberá hacer sobre el diseño final de la edificación, y se deberá ajustar conforme se modifique el diseño.

C.3.3 Cuando se requiera informar una reducción de carbono incorporado con el uso de productos alternativos o la selección de materiales bajos en carbono o con menor impacto, se establecerá una emisión de carbono de referencia que contempla las etapas A1 a A3 (fig. C.2.1.1) para los materiales con los criterios establecidos en la tabla C.3.3.

Tabla C.3.3 - Criterios para establecer los materiales de referencia

Material	Criterio
Concreto	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño de mezcla mediante NMX-C-155-ONNCCE-2014 • Uso de Cemento Portland Ordinario (CPO) • Sin uso de aditivos o tecnologías que reduzcan las emisiones de CO₂eq • Comparación por resistencia y edad de garantía • Unidad de medida: m³
Acero	<ul style="list-style-type: none"> • Grado del acero de refuerzo • Acero sin ninguna tecnología que reduzca emisiones de CO₂eq • Considerar la ubicación previa a la entrega al proyecto • Unidad de medida: N (t)
Mampostería	<ul style="list-style-type: none"> • Tabique rojo • Método de fabricación artesanal • Unidad de medida: m²
Otros	<ul style="list-style-type: none"> • Establecer siempre el método tradicional de fabricación del material para dar la solución buscada por parte del Proyectista. • Siempre comparar las mismas condiciones de resistencia, edad de garantía, desempeño y ubicación previa a la entrega al sitio de consumo o proyecto.

Comentario:

Los criterios mencionados en la tabla C.3.3 hacen referencia a los métodos tradicionales de elaboración de materiales, sin considerar su industrialización.

C.3.3.1 Cuando no sea posible calcular el valor de referencia de un material, se deberá tomar el valor de una base de datos reconocida o de las declaraciones ambientales de producto de la industria, de preferencia del país. Si no hubiera datos de la producción nacional, se buscarían los datos de países con una economía similar a la de México o de los países más próximos, por ejemplo, de Estados Unidos de América.

C.3.4 Se podrán utilizar diversos materiales y tecnologías para poder reducir el carbono incorporado de las estructuras, como los indicados en C.3.4.1 a C.3.4.6.

C.3.4.1 Materiales Bajos en Carbono. Se podrán utilizar materiales o productos que muestren una reducción mínima de 30% de carbono equivalente respecto a su referencia.

C.3.4.2 Materiales Reciclados, Reusados o Subproductos. Se podrán utilizar materiales reciclados, reusados o subproductos pre-consumo o post-consumo en sustitución de alguna materia prima del producto en por lo menos 5 por ciento, que reduzcan o minimicen los rellenos sanitarios. Por ejemplo, en concreto, material de desecho de la construcción triturado en sustitución de grava o arena. Se podrá utilizar el producto de la demolición de las estructuras tratando de usar el concreto demolido lo más limpio posible. También se podrán incorporar materiales mencionados en la tabla 15.8.2.2.

C.3.4.3 Materiales que capturan gases de efecto invernadero durante su vida útil. Se podrán utilizar materiales o productos que por sí mismos o en combinación, absorban cualquier gas de efecto invernadero, como carbono u óxido nitroso durante su vida útil en por lo menos un 3 por ciento de las emisiones generadas durante su fabricación (etapas A1 a A3 de la fig. C.2.1.1).

C.3.4.4 Materiales Alternativos. Se podrán utilizar materiales o productos que reemplacen parcial o totalmente al material o producto tradicional, asegurando el mismo desempeño, pero con menores emisiones de carbono incorporado, como cementos alternativos, refuerzo de fibra reforzada con polímeros, etc.

C.3.4.5 Materiales que promuevan la conservación de agua. Se podrán utilizar materiales y productos que en su fabricación o uso promuevan la disminución de uso del agua o que reemplacen el uso de agua potable. De la misma forma se podrá especificar el uso de agua alterna para todo el proceso de construcción.

C.3.4.6 Reducción de Carbono Incorporado por Optimización en el Diseño. Se podrán utilizar productos que promuevan una reducción de emisiones de carbono equivalente a través de la eficiencia en el diseño o construcción, como la reducción de tiempos de construcción, reducción de desperdicios, reducción de dimensiones de elementos (desmaterialización) en la estructura, porcentaje de refuerzo, etc.

C.3.5 Los materiales o productos a utilizar en la estructura (como los mencionados como obligatorios en la tabla C.3.1.1) deberán presentar los documentos y/o etiquetas ambientales señaladas en la tabla C.3.5 emitidas por instituciones u organizaciones autorizadas, un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, o en su defecto por la autoridad responsable de la compañía productora, y dependiendo para el uso que se presente.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla C.3.5 - Listado de documentos ambientales de materiales y productos

Dimensión	Documento o Etiqueta Ambiental
Carbono equivalente incorporado	<ul style="list-style-type: none"> • Declaraciones Ambientales de Producto (DAP)^[1] • Certificado de emisiones de carbono incorporado y/o reducción. • Informes sobre el lugar de procedencia de materiales con distancias de la ruta en km. El 80% de los materiales deberá provenir dentro de un radio de 200 km del lugar del proyecto.
Calidad del aire interior (Cuando quede el material expuesto, como concreto aparente, selladores, adhesivos, pintura, etc.)	<ul style="list-style-type: none"> • Declaraciones de Salud de Producto (DSP)^[2] • Carta de material o producto que no contiene elementos prohibidos o de la Lista Roja^[3] • Informes de Contenido de Compuestos Orgánicos Volátiles (COV). • Referencia de límites de acuerdo con la Regla 1168 o 1113 de <i>South Coast Air Quality Management District</i> (SCAQMD). • Productos que cumplan con las acreditaciones del <i>Living Building, Declare, Cradle to Cradle</i> o HPD.
Eficiencia Energética	<ul style="list-style-type: none"> • Informes de índice de reflectancia solar y/o reflectancia luminosa.
Contenido Reciclado	<ul style="list-style-type: none"> • Informes de contenido reciclado, tipo, porcentaje y en sustitución de qué materia prima.
Agua	<ul style="list-style-type: none"> • Informes de sustitución de agua potable • Certificados de agua neutral • Informes de laboratorio sobre la cantidad de agua reducida en proceso constructivo o elaboración del producto.

^[1] Se utiliza también las siglas EPD por su nombre en inglés, *Environmental Product Declaration*.

^[2] Se utiliza también las siglas HPD por su nombre en inglés, *Health Product Declaration*. Pueden ser consultadas en el repositorio público de HPD en <https://hpdrepository.hpd-collaborative.org/Pages/Results.aspx>

^[3] La Lista Roja se podrá consultar en el *International Living Future Institute* en <https://living-future.org/red-list/>

C.4 Cálculo del Carbono Incorporado (CI)

C.4.1 Información del carbono de los materiales

C.4.1.1. La emisión de carbono equivalente de un material o producto deberá ser obtenido de las Declaraciones Ambientales de Producto publicadas por un Operador de Programa autorizado ya sea del material en específico o de la industria. Dichas declaraciones, y cualquier otro cálculo de emisión de carbono, deberá cumplir con lo estipulado en la norma internacional ISO 14025 y/o ISO 21930. Todas las declaraciones deben ser vigentes.

Comentario:

A la fecha de la elaboración de esta Norma, los operadores de programa identificados para obtener dichas declaraciones son: International EPD System, Labeling Sustainability, NSF, EC3 y la National Ready Mix Concrete Association (NRMCA), principalmente.

C.4.2. PCG se deberá tomar de las DAP como el valor de emisiones de carbono del material o producto a utilizar.

C.4.3 El cálculo de la emisión de Carbono Incorporado del Material (CIM) de cada material utilizado y mencionado como obligatorio se calculará multiplicando la cantidad total del material por su PCG correspondiente.

C.4.4. El cálculo del CI para la estructura completa se realizará sumando las emisiones de carbono equivalente de los materiales del proyecto (en kgCO₂eq), tales como concreto, acero de refuerzo, madera, aluminio, vidrio, entre otros. Estas emisiones se calcularán multiplicando la emisión de carbono equivalente de cada material por la cantidad de material usada en el proyecto

C.4.5 El Carbono Incorporado Total, CIT, de toda la estructura se obtendrá dividiendo el total de kgCO₂eq calculado en C.4.4 entre el área total construida (ec. C.4.5):

$$CIT(kgCO_2eq/m^2) = \frac{\Sigma CIM}{m^2 \text{ area total construida}} \quad (C.4.5)$$

C.4.6 Se deberá incluir el valor total de emisión de carbono equivalente del proyecto en el Proyecto Ejecutivo.

Comentario:

El cálculo del carbono incorporado puede ser fácilmente realizado desde el diseño estructural o en la etapa de pre-construcción si se utiliza la metodología BIM. Diversas aplicaciones de esta metodología incorporan librerías de materiales con DAP o permiten cargar materiales con su respectiva DAP. El diseñador puede obtener desde esta etapa el cálculo de carbono incorporado de la estructura y de la edificación completa.

C.5 Requisitos de carbono incorporado de las estructuras de concreto

C.5.1 Las estructuras de concreto deberán limitar sus emisiones de CI de acuerdo con el tipo de edificación según los intervalos establecidos en la tabla C.5.1.

Tabla C.5.1 - Intervalos de CI de edificaciones dependiendo de su tipo y uso

Tipo de edificación	Uso de la edificación	Cimentación + estructura (kgCO ₂ eq/m ²)	Cimentación + estructura + fachada (kgCO ₂ eq/m ²)
Comercial	Escuelas	245 - 630	245- 880
	Hospitales	230 - 555	445- 805
	Hoteles	300 - 535	300 – 785
	Usos Mixtos	350- 575	350 – 825
	Oficinas	290 - 525	290 – 775
	Estacionamientos	245 - 435	245 – 685
	Otros	270 - 645	270 – 895
Residencial	Naves Industriales	350 - 445	350 - 695
	Vivienda Unifamiliar	150-300	150 - 385
	Vivienda Multifamiliar	350 - 475	350 - 650

Comentario:

La tabla C.5.1 fue construida por un estudio realizado en más de 1 000 edificios en todo el mundo por la Universidad de Washington y The Carbon Leadership Forum en 2017.

C.6 Reducción del CI

C.6.1 Tanto las organizaciones que diseñan y construyen como aquellas que suministran materiales para la construcción, podrán aplicar los principios a) a e):

- a) Prevenir: evitar el CI desde el principio considerando estrategias alternativas para lograr la función deseada
- b) Reducir y optimizar: evaluar cada opción de diseño en términos de la reducción del carbono de las etapas iniciales y como parte del enfoque de todo el ciclo de vida
- c) Planificar para el futuro: tomar medidas para evitar futuras emisiones de CI durante y al final del ciclo de vida
- d) Compensar: como último recurso, compensar las emisiones de CI del proyecto, siempre que sea posible o, de ser necesario, mediante esquemas de compensación verificados
- e) Todos los productos, sistemas y materiales deberán ser visualizados bajo un concepto de economía circular, es decir, que puedan volver a ser utilizados una vez finalizada su vida útil.

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DEL APÉNDICE C

Building Transparency. EC3 Embodied Carbon in Construction Calculator. Base de datos de acceso libre de Declaraciones Ambientales de Producto, incluyendo las genéricas por industria y de productos específicos. www.buildingtransparency.org

Consejo de Edificación Sostenible de los Estados Unidos de América. Sistema de calificación LEED v.4.1 Nuevas Construcciones.

The Carbon Leadership Forum (2017). Embodied Carbon Benchmark Study. LCA for Low Carbon Construction. Part One., www.carbonleadershipforum.org

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE D. LOSAS DE CONCRETO SOBRE RASANTE**ESTÁNDARES****Normas Mexicanas (NMX)***Industria siderúrgica*

NMX-B-290-CANACERO-2021 - Malla Electrosoldada de Acero Liso o Corrugado para Refuerzo de Concreto - Especificaciones y Métodos de Prueba.

Industria de la construcción

NMX-C-111-ONNCCE-2018 - Agregados para Concreto Hidráulico - Especificaciones y Métodos de Ensayo

NMX-C-122-ONNCCE-2019 - Agua para Concreto –Especificaciones

NMX-C-157-ONNCCE-2006 - Concreto - Determinación del contenido de aire del concreto fresco por el método de presión.

NMX-C-158-ONNCCE-2006 - Concreto – Determinación del contenido de aire del concreto fresco por el método volumétrico.

NMX-C-162-ONNCCE-2014 - Concreto hidráulico - Determinación de la masa unitaria - cálculo del rendimiento y contenido de aire del concreto fresco por el método gravimétrico

NMX-C-255-ONNCCE-2013 - Aditivos químicos para concreto – Especificaciones y métodos de ensayo

NMX-C-414-ONNCCE-2017 - Cementantes hidráulicos - Especificaciones y métodos de ensayo

NMX-C-488-ONNCCE-2014 - Fibras de acero para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de ensayo

NMX-C-537-ONNCCE-2018 - Fibras Poliméricas para Concreto – Especificaciones y Métodos de ensayo.

American Concrete Institute (ACI)

ACI PRC-302.1R-15 - Guide to concrete floor and slab construction

ACI PRC-223-21 - Shrinkage-Compensating Concrete – Guide

ACI PRC-360-10 - Guide to Design of Slabs-on-Ground

ACI PRC-325.9-15 - Guide for Construction of Concrete Pavements.

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

ASTM A36/A36M-19 - Standard Specification for Carbon Structural Steel

ASTM A184/A184M-19 Standard Specification for Welded Deformed Steel Bars Mats for Concrete Reinforcement

ASTM C94/C94-22a - Standard Specification for Ready-Mixed Concrete

ASTM C156-20 - Standard Test Method for Water Loss (from a Mortar Specimen) Through Liquid Membrane-Forming Curing Compounds for Concrete

ASTM C309-19 - Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds for Curing Concrete

ASTM C820-01 Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete

ASTM C878/C878M-22 Standard Test Method for Restrained Expansion of Shrinkage-Compensating Concrete

ASTM C979/C979M-16 Standard Specification for Pigments for Integrally Colored Concrete

ASTM C1116/C1116M-10a Industria de la Construcción – Fibras Poliméricas para Concreto – Especificaciones y Métodos de ensayo

ASTM C1218-20 - Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

ASTM E96-00 - Standard Test Methods for Water Vapor Transmission of Materials

ASTM E1643-18a - Standard Practice for Selection, Design, Installation, and Inspection of Water Vapor Retarders Used in Contact with Earth or Granular Fill Under Concrete Slabs

ASTM E1745-17 - Standard Specification for Plastic Water Vapor Retarders Used in Contact with Soil or Granular Fill under Concrete Slabs.

Portland Cement Association

EB075.04 Farny, J.A., y Tarr, S.M., “Concrete Floors on Ground,” 2008.

Post-Tensioning Institute

DC10.5-19 – Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations on Expansive and Stable Soils.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

D.1 Alcance

D.1.1 En su diseño se deberán tomar en cuenta las condiciones de operación sobre las cuales estará sometido durante su ciclo de vida debido a las cargas estáticas, dinámicas y condiciones de desgaste.

D.1.2 Las diferentes clases de pisos se diferenciarán básicamente por su uso, detalles de diseño, preparación necesaria del sitio y tipo de concreto.

D.1.3 Previo a la construcción de cualquier piso o losa sobre terreno, deberá documentarse la participación y responsabilidad en cada una de las actividades a) a q) siguientes:

- a) Preparación del sitio; estructura de la subrasante, sub-base y base; grado de compactación y uso de barreras de vapor en caso necesario
- b) Pendientes para drenaje o circulaciones
- c) Elementos ahogados para instalaciones electromecánicas y desplante de elementos estructurales
- d) Clase de piso
- e) Espesor del piso y niveles
- f) Tipo de refuerzo y pasajuntas
- g) Tolerancias de construcción
- h) Juntas y mecanismos de transferencia de cargas
- i) Materiales
- j) Agregados especiales, aditivos o tratamientos de superficies monolítica, donde sea aplicable
- k) Especificaciones de concreto
- l) Procedimiento de medición, mezclado y colocación
- m) Método para enrasar
- n) Requerimientos para acabados
- o) Curado
- p) Pruebas e inspección
- q) Criterios de aceptación.

Comentario:

Este apéndice está basado en el documento ACI PRC-302.1R.

D.2 Clasificación de losas de concreto sobre rasante

D.2.1 Las losas de concreto sobre rasante se clasificarán con base en su uso de proyecto y la técnica del acabado final sugerido de conformidad con la tabla D.2.1.

Tabla D.2.1 - Clases de pisos con base en el uso pretendido y la técnica de acabado final sugerido

Clase	Tipo de tránsito	Uso de proyecto	Consideraciones especiales	Acabado final
1. Una capa sencilla	Superficie expuesta para tránsito peatonal	Oficinas, iglesias, comercial, institucional, residencial de multifamiliar. Decorativo.	Acabado uniforme, agregado antideslizante en áreas específicas, curado. Agregado mineral con color, agregado con pigmento de color o expuesto patrones estampados o taraceados, disposición artística de juntas, curado.	Acabado normal alisado con llanas de acero, acabado no deslizante cuando se requiera. Como se requiera.

2. Una capa sencilla	Superficie expuesta para tránsito peatonal	Oficinas, iglesia, comercial, institucional con recubrimiento en pisos, residencial multifamiliar	Losas planas y niveladas convenientemente secas para recibir recubrimientos, curado	Acabado ligero alisado con llana de acero.
3. Dos capas	Superficie expuesta o con recubrimiento para tránsito peatonal	Capa superior desligada o ligada sobre losa base de edificios no industriales o comerciales donde dicten el tipo y programa de construcción	Losa base. Buena tolerancia de superficie uniforme, a nivel, curado. Capa superior desligada: capa separadora sobre losa base, espesor mínimo 75 mm, refuerzo, curado. Capa superior ligada: agregado con clasificación apropiada de tamaño espesor mínimo 19 mm, curado.	Losa base: acabado alisado debajo de la capa superior desligada; superficie con textura, limpia debajo de la capa superior ligada. Capa superior para superficie expuesta, acabado normal alisado con llana de acero. Para superficie cubierta, acabado ligero y alisado con llana de acero.
4. Una capa sencilla	Superficie expuesta o con recubrimiento para tránsito peatonal y vehicular ligero	Institucional y comercial	Losa a nivel y plana, adecuada para las cubiertas adaptadas, agregados no deslizante para áreas específicas, curado. Juntas coordinadas con cubiertas adaptadas.	Acabado ligero alisado con llana de acero.
5. Una capa sencilla	Superficie expuesta para tránsito industrial vehicular, es decir, ruedas neumáticas y ruedas sólidas moderadamente suaves.	Pisos industriales para fabricación, procesamiento y bodegas.	Subrasante buena y uniforme, disposición de juntas, resistencia a la abrasión, curado.	Acabado ligero alisado con llana de acero.
6. Una capa sencilla	Superficie expuesta tránsito industrial vehicular servicio pesado, es decir, ruedas duras y grandes cargas por ruedas	Pisos industriales sujetos a tránsito pesado: pueden estar sujetos a cargas de impacto.	Subrasante buena y uniforme, disposición de juntas, transferencia de carga a resistencia a la abrasión, curado.	Endurecedor de superficie especial de agregado metálico o mineral; alisado repetido intenso con llana de acero.
7. Dos capas	Superficie expuesta para tránsito industrial vehicular servicio pesado, es decir, ruedas duras y grandes cargas por ruedas	Pisos ligados de dos capas sujetos a fuerte tránsito e impacto.	Losa base: Subrasante buena y uniforme, refuerzo, disposición de juntas, superficie a nivel, curado. Capa superior: compuesta de agregado todo mineral o todo metálico de buena granulometría. Espesor mínimo 19 mm. Endurecedor superficial de agregado metálico o mineral aplicado a	Superficie de base de losa limpia con textura adecuada para la capa superior ligada. Las llanas mecánicas especiales para capa superior ligada. Las llanas mecánicas especiales para capa superior son opcionales, acabado alisado con llana de acero.

			capa superior simple de alta resistencia para endurecerla, curado.	
8. Dos capas	Como en clases 4, 5, o 6	Capa superior desligada sobre pisos nuevos o antiguos donde dicten la secuencia o el programa de construcción.	Capa separadora sobre losa base, espesor mínimo 100 mm, resistencia a la abrasión, curado.	Como en clases 4, 5 o 6.
9. Capa sencilla o capa superior	Superficie expuesta con tolerancias de superficie súper plana o críticas. Vehículos especiales para manejo de materiales o robotizados que requieren tolerancias específicas.	Bodega de naves altas, de pasillos angostos; estudios de televisión, pista de hielo, o gimnasios. Véase el ACI PRC-360 para su diseño si son reforzadas o PTI DC10.5 si son postensadas.	Requerimientos variables de calidad de concreto. Se recomiendan procedimientos de aplicaciones especiales y atención estricta a los detalles cuando se usan endurecedores que se aplican esparciéndolos. F_F 50 a F_F 125 (piso súper plano) curado especial.	Síganse estrictamente las técnicas que se indican en la sección 10.9 de ACI 302.1R-15.

D.3 Diseño

D.3.1 Consideraciones de diseño

D.3.1.1 Estructura de desplante

D.3.1.1.1 Los pesos volumétricos de los materiales que componen a la subrasante, sub-base y base deberán ser al menos los mínimos requeridos en el Proyecto Ejecutivo.

D.3.1.1.2 La base se deberá humedecer ligeramente con agua antes de colocar el concreto. No deberá haber agua libre sobre la base, ni tampoco áreas encharcadas o con bajo grado de compactación cuando el concreto se coloque.

D.3.1.1.3 Además de cumplir con el espesor y el grado de compactación establecido en el Proyecto Ejecutivo, los materiales empleados para la estructura de desplante de la losa deberán contar con las características de humedad óptima y peso volumétrico.

D.3.1.1.4 La superficie de la capa de apoyo, sub-base o base, deberá satisfacer una tolerancia de +0 mm/-38 mm.

D.3.1.1.5 Si se requiere una barrera de vapor o un retardador para reducir el impacto de la transmisión de la humedad desde la capa inferior a la losa sobre acabados de piso sensibles a la humedad, adhesivos, recubrimientos, equipo o ambientes, la decisión respecto si se coloca o no el material en contacto directo con la losa o por debajo de una capa de relleno deberá hacerse con base en estudios particulares de cada caso, así como bajo las recomendaciones del fabricante del recubrimiento.

D.3.1.1.6 Cuando se utilice un relleno granular sobre la barrera de vapor retardante, éste deberá tener un espesor de 100 mm de material granular que se pueda perfilar y compactar (no arena). Un material de trituración, clasificado entre 38 y 50 mm hasta finos de trituración resulta conveniente. Después de la compactación, la superficie se podrá cubrir con un material de granulometría fina para reducir la fricción entre el material de base y la losa.

D.3.1.1.7 Si no es práctico instalar un material producto de trituración, la barrera de vapor se deberá cubrir con al menos 75 mm de material de granulometría fina, tales como finos de trituración o arena procesada.

D.3.1.1.8 Los requisitos de desempeño para los materiales plásticos retardadores de vapor se enlistan en ASTM E 1745. Generalmente se reconoce que un retardador de vapor deberá tener una permeabilidad (tasa de transmisión del vapor de agua) de menos de $17.16 \text{ ng}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{Pa}^{-1}$ (0.1977 perms métricos o 0.3 perms), tal y como se determina en ASTM E 96.

D.3.1.1.9 El espesor del material retardador de vapor no deberá ser menor que 2.25 mm de acuerdo con ASTM E 1745.

D.3.1.1.10 Las barreras de vapor son productos que tienen una tasa de permeabilidad de $0.00 \text{ ng}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{Pa}^{-1}$ (0.0 perms métricos o 0.0 perms) de acuerdo con ASTM C 96-00.

D.3.1.1.11 Los traslapes, tanto de un retardador como de una barrera de vapor, deberán ser de 150 mm de acuerdo con ASTM E 1643 o tal como lo indique el fabricante.

D.3.1.1.12 Para el diseño del espesor de losas sobre rasante se deben considerar los factores de a) a e) siguientes:

- a) Valor relativo de soporte de la subrasante
- b) Características de la subbase y base
- c) Resistencia a la compresión y a la flexión del concreto
- d) Localización, tipo, distribución y frecuencia de las cargas impuestas
- e) Magnitud de la carga, incluyendo cargas de construcción.

D.3.1.1.13 El espesor de la losa se diseñará siguiendo los criterios de ACI PRC-360-10 o PCA EB075.04.

D.3.1.1.14 El diseño del espesor de losa deberá evitar que se presenten daños como: agrietamientos debido a esfuerzos de flexión excesivos, asentamientos debidos a presiones excesivas en suelo y, para cargas concentradas, esfuerzos cortantes excesivos en la losa de concreto.

Comentario:

La resistencia a la compresión se usa para revisar la resistencia a cortante y calcular longitudes de desarrollo de las barras de refuerzo, cuando sea el caso; la resistencia a la flexión se usa para determinar el espesor de la losa para la combinación de cargas de diseño.

D.3.1.2 Refuerzo para control de grietas

D.3.1.2.1 El refuerzo por temperatura y contracción en losas sobre rasante se deberá colocar en el tercio superior del espesor de la losa y deberá de satisfacer lo establecido en 13.8.

D.3.1.2.2 El refuerzo con malla electrosoldada se deberá colocar a 50 mm debajo de la superficie de la losa o en el tercio superior de la losa, el que resulte más cercano a la superficie. El refuerzo se deberá extender hasta 50 mm de la orilla de la losa.

D.3.1.3 Diseño de juntas

D.3.1.3.1 Juntas de asilamiento

D.3.1.3.1.1 Las juntas de aislamiento se deberán emplear siempre que se requiera completa libertad de movimiento vertical y horizontal entre el piso y los elementos de edificación adyacente (fig. D.3.1.3).

D.3.1.3.1.2 El material de la junta se deberá colocar en todo el espesor de la losa sin sobresalir. El relleno de la junta deberá ser visible donde existan condiciones de humedad o requisitos de higiene o control de polvo.

D.3.1.3.1.3 Las juntas de aislamiento para losas que emplean concreto de contracción compensada se deberán tratar como se recomienda en ACI PRC-223.

D.3.1.3.2 Juntas de construcción

D.3.1.3.2.1 Las juntas de construcción se colocarán en una losa para definir los diferentes tableros que la conforman (fig. D.3.1.3).

D.3.1.3.2.2 Para el caso en que la colocación del concreto se interrumpa el tiempo suficiente para que el concreto fragüe, se deberá usar una junta de construcción.

D.3.1.3.2.3 Si es posible, las juntas de construcción se deberán localizar a 1.5 m o más de cualquier otra junta paralela.

D.3.1.3.2.4 Las juntas machihembradas no se recomiendan donde se requiere transferencia de carga debido a que los dos lados del machimbre pierden contacto cuando la junta se abre a causa de la contracción por secado.

D.3.1.3.3 Juntas de contracción

D.3.1.3.3.1 Las juntas de contracción se localizarán comúnmente sobre los ejes de columnas, con juntas intermedias situadas a espacios iguales entre dichos ejes (fig. D.3.1.3). Se deberán considerar los factores a) a i) siguientes para seleccionar la separación entre juntas de contracción:

- a) Método de diseño de la losa de acuerdo con ACI PRC-360
- b) Espesor de la losa
- c) Tipo, cantidad y colocación de refuerzo
- d) Potencial de contracción del concreto
- e) Fricción con la base
- f) Restricciones de la losa sobre rasante
- g) Disposición de cimentaciones, anaqueles, fosas, bases para equipos, zanjas y discontinuidades del piso
- h) Factores del entorno como temperatura, viento y humedad
- i) Método y calidad del curado del concreto.

D.3.1.3.3.2 Será responsabilidad del Proyectista establecer la separación de las juntas, el espesor y los requerimientos de refuerzo.

D.3.1.3.3.3 El Proyectista deberá de considerar los requisitos para la instalación adecuada de los recubrimientos cuando realiza el diseño de losas de concreto, sobre todo en cuanto a requerimientos de planicidad se refiere.

D.3.1.3.3.4 El número de juntas de contracción se podrá disminuir con el uso de concreto de contracción compensada atendiendo a lo establecido en ACI PRC-223.

D.3.1.3.3.5 Las juntas de contracción deberán ser continuas, no escalonadas o desalineadas. La proporción de las dimensiones de tableros sin refuerzo, reforzados, con refuerzo por temperatura, o con concreto de contracción compensada será como máximo de 1.5 a 1. Se deberán evitar los tableros en forma de L y T.

D.3.1.3.4 Juntas serradas

D.3.1.3.4.1 Las juntas de contracción en pisos industriales y comerciales se dan generalmente mediante el corte con sierra, produciendo una ranura continua en la losa para crear un plano debilitado en el cual se formará una grieta.

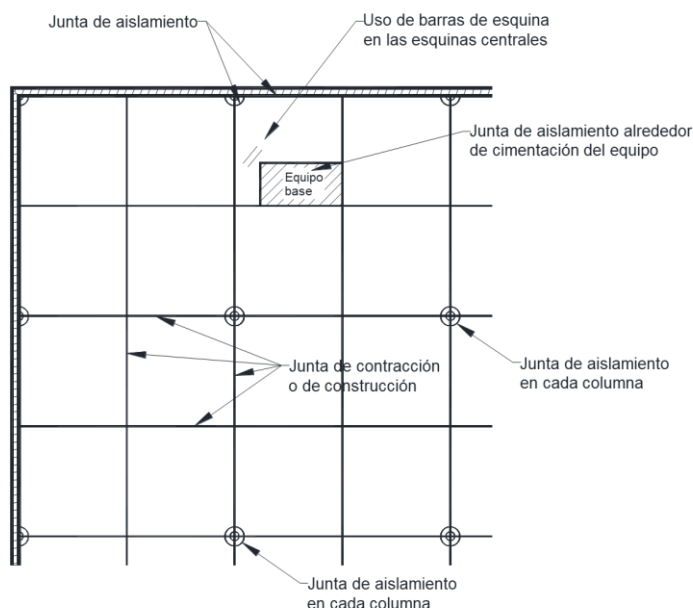


Figura D.3.1.3 – Localización apropiada de juntas

D.3.1.4 Sellado de juntas

D.3.1.4.1 Las juntas de contracción y construcción en áreas de piso sometidas al tráfico de vehículos deberán ser selladas con un material semirrígido para minimizar el desgaste y el daño en los bordes de la junta.

D.3.1.4.2 Las juntas de construcción se deberán cortar a 25 mm de profundidad antes de sellar.

D.3.1.4.3 Donde existan condiciones de humedad o requisitos de higiene, las juntas deberán ser selladas con un sellador líquido elastomérico o un dispositivo elastomérico premoldeado.

D.3.1.5 Mecanismos de transferencia de cargas

D.3.1.5.1 Se recomiendan juntas de construcción y contracción con pasajuntas cuando se requiera de una transferencia de carga. En la tabla D.3.1.5.1 se proporciona los tamaños de pasajuntas recomendados y la separación para pasajuntas redondos, cuadrados y rectangulares.

Tabla D.3.1.5.1 - Tamaño y separación para pasajuntas redondos, cuadrados y rectangulares (tomado de ACI PRC-325.9)

Espesor de la losa, mm	Dimensiones de pasajuntas ^[1] , mm			Distancia centro a centro de pasajuntas, mm		
	Redondos	Cuadrados	Rectangulares ^[2]	Redondos	Cuadrados	Rectangulares
125 a 150	19 x 350	19 x 350	10 x 50 x 300	300	350	475
175 a 200	25 x 400	25 x 400	12 x 60 x 300	300	350	450
225 a 275	30 x 450	30 x 450	19 x 60 x 300	300	300	450

^[1] La longitud total del pasajuntas incluye tolerancias hechas para la abertura de la junta y errores más pequeños en su colocación.

^[2] Las placas rectangulares comúnmente se usan en las juntas de contracción.

Valores basados en una abertura máxima de juntas de 5 mm. Los pasajuntas deberán ser cuidadosamente alineados y soportados durante las operaciones del concreto ya que de lo contrario son causa de agrietamiento.

D.3.1.5.2 Las barras corrugadas de refuerzo no se deberán usar a través de juntas de contracción o de construcción debido a que restringen la abertura de las juntas conforme la losa se contrae durante el secado.

D.3.1.5.3 Los pasajuntas redondos, cuadrados y rectangulares para la instalación de losas sobre rasante deberán satisfacer ASTM A36/A36M. El diámetro o el área de la sección transversal, la longitud, la forma y la localización específica de los pasajuntas, así como el método de apoyo, deberá ser especificado por el Proyectista.

D.4 Preparación del terreno de apoyo

D.4.1 Los pesos volumétricos en el lugar de la capa subrasante, de la sub-base (en su caso) y de la base deberán ser al menos los mínimos requeridos por las especificaciones proporcionadas por el Proyectista y en función de las pruebas que determine para ello.

D.4.1.1 La superficie de la capa de apoyo deberá cumplir con una tolerancia de +0 mm/-38 mm.

D.4.1.2 La tolerancia de la base deberá sujetarse a valores de +0 mm/-25 mm para pisos Clase 1 hasta Clase 3, según la tabla D.2.1, y de +0 mm/-19 mm para los pisos de Clase 4 hasta Clase 9, según la tabla D.2.1, cuando se determinan desde la parte inferior del espesor de la losa. Las mediciones se deberán tomar a intervalos de 6 m en cada dirección.

D.4.1.3 Se recomienda para la base un material limpio, con granulometría fina, con al menos 10 a 30 por ciento de partículas que pasen la malla No. 100 (150 μm), pero no contaminado con arcilla, limo o material orgánico. El material deberá tener una distribución uniforme de tamaño de partículas, desde la malla No. 4 (4.75 mm) hasta la No. 200 (75 μm).

D.4.1.4 Cuando se utilice un relleno granular sobre la barrera de vapor retardante, deberá tener un espesor de 100 mm de material granular que se pueda perfilar y compactar (no arena). Es aceptable un material de trituración, clasificado usualmente de 38 a 50 mm hasta finos de trituración. Después de la compactación, la superficie se puede cubrir con un material de granulometría fina para reducir la fricción entre el material de base y la losa.

D.4.1.5 Si no es práctico un material producto de trituración, la barrera de vapor/retardador de vapor se deberá cubrir con al menos 75 mm de material de granulometría fina, tales como finos de trituración o arena procesada. El relleno, además, deberá tener suficiente contenido de humedad para ser compactable, pero deberá de estar seco al momento de la colocación del concreto para actuar como material absorbente.

D.4.1.6 Si una barrera de vapor/retardador de vapor se va a colocar sobre un relleno granular de granulometría gruesa, se deberá colocar o compactar sobre el relleno una capa delgada de aproximadamente 13 mm de material de granulometría fina antes de la instalación de la barrera/retardador de vapor para reducir la posibilidad de puncionarlo.

D.4.1.7 Para lograr un drenaje efectivo, las cimbras y las guías para enrasar se deberán fijar para asegurar una pendiente mínima de 20 mm/m, para impedir la formación de charcos.

D.4.1.8 La diferencia entre la temperatura de la sub-base y la del concreto al momento de la colocación no deberá ser superior a 290 K (17°C) (idealmente a 284 K u 11°C). Las temperaturas dentro de la edificación se deberán mantener arriba de 283 K (10°C) mientras se coloca, da acabado y se cura el concreto.

D.5 Materiales

D.5.1 Concreto

D.5.1.1 Además de satisfacer la resistencia a compresión especificada, el concreto para utilizarse en una losa sobre rasante, si se especifica, también deberá cubrir los requisitos de resistencia a la flexión (véase Capítulo 2) y los límites de a/mc para la durabilidad establecido en el Capítulo 4.

D.5.1.2 Se deberá verificar que el concreto no experimentará excesivas demoras, tiempo de fraguado diferencial o problemas de formación de costras superficiales bajo las condiciones de temperatura y humedad esperadas en el proyecto.

D.5.1.3 Se deberán utilizar las resistencias a compresión especificada f'_c mostradas en la tabla D.5.1.4 para varias clases de pisos de concreto.

D.5.1.4 El revenimiento indicado para cada clase de piso mostrado en la tabla D.5.1.4 es el máximo recomendado en el momento de colocación para impedir segregación y además proveer trabajabilidad del concreto. Se deberá permitir un ajuste del revenimiento en la obra de acuerdo con ASTM C94/C94M.

Tabla D.5.1.4 – Resistencia especificada a la compresión y revenimiento máximo del concreto para diferentes clases de pisos

Clase de piso ^[1]	Resistencia a la compresión f'_c (a los 28 días)	Revenimiento máximo para colocación ^[2]
	MPa (kg/cm ²)	mm
1, 2 y 3	25 (250)	125
4, 5 y 6	25 (250)	125
7 - base	25 (250)	125
7 - superficie de desgaste adherida ^[3]	35 (350)	75
8 - superficie de desgaste no adherida ^[4]	30 (300)	75
9 – súper plano	30 (300)	125

^[1] Ver tabla D.2.1

^[2] Se supone que el revenimiento máximo se obtiene usando un aditivo reductor de agua Tipo A

^[3] La resistencia especificada dependerá de la severidad del uso

^[4] Tamaño máximo de agregado no mayor a un tercio del espesor de la superficie no adherida.

D.5.2 Cemento portland

D.5.2.1 Las losas sobre rasante pueden lograrse con una variedad de cementos portland que satisfacen los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE-2017, así como con lo especificado en el Capítulo 4 de esta Norma.

D.5.3 Agregados

D.5.3.1 Los agregados deberán cumplir con NMX-C-111-ONNCCE-2018, así como con las modificaciones y adiciones establecidas en 16.4.1.2 y 16.4.1.5.3 de esta Norma.

D.5.3.2 El tamaño máximo de agregado grueso no deberá exceder de tres cuartos de la separación mínima de las barras de refuerzo en pisos estructurales, ni de un tercio del espesor de losas sin refuerzo.

D.5.3.3 Se deberán satisfacer las limitaciones a) a c) siguientes:

- No permitir que el porcentaje retenido en dos mallas de tamaño adyacente caiga por debajo de 5 por ciento
- No permitir que el porcentaje retenido en tres tamaños de malla adyacentes caiga por debajo de 8 por ciento
- Cuando el porcentaje retenido en cada uno de dos tamaños de malla adyacentes sea menor que 8 por ciento, el porcentaje total retenido en cualquiera de esas mallas y la malla adyacente que se encuentre afuera deberá ser de al menos 13 por ciento.

D.5.3.4 Se deberán aplicar endurecedores superficiales no metálicos en pisos sujetos a tránsito pesado y frecuente de montacargas con ruedas metálicas.

D.5.4 Agua

D.5.4.1 El agua de mezclado deberá ser potable y cumplir con NMX-C-122-ONNCCE-2019.

D.5.5 Materiales para curado

D.5.5.1 La película plástica de polietileno deberá permitir una pérdida de humedad de no más de 0.055 g/cm² en 72 horas de acuerdo con ASTM C 156.

D.5.5.2 Los compuestos líquidos que forman membrana deberán satisfacer ASTM C 309.

D.5.6 Aditivos

D.5.6.1 En la mayoría de los casos para losas sobre rasante en interiores con acabado de allanado, hechos con agregados de peso normal, no deberá de incluir aditivos inclusores de aire. El contenido máximo del total del aire para este concreto normalmente no deberá de exceder 3 por ciento en el punto de colocación. El contenido de aire del concreto inicialmente entregado en el sitio de la obra deberá ser ensayado en el punto de colocación para que se verifique de acuerdo con NMX-C-158-ONNCCE-2006 o NMX-C-157-ONNCCE-2006. Posteriormente el contenido de aire puede verificarse comparando la densidad del concreto de acuerdo con NMX-C-162-ONNCCE-2014.

D.5.6.2 Los aditivos químicos deberán cumplir con NMX-C-255-ONNCCE-2013 para cualquiera de los tipos que se pretendan utilizar.

D.5.6.3 Los límites de cloruro en mezclas de concreto deberán cumplir con ASTM C 1218, así como con 4.9.1 de la presente Norma.

D.5.6.4 Los aditivos en forma de polvo, seco, formulados específicamente se podrán mezclar con cemento portland en la planta dosificadora para producir concreto de contracción compensada, cumpliendo con ASTM C878/C878M y ACI PRC-223.

D.5.6.5 Los pigmentos para pisos con color deberán ser óxidos minerales sintéticos o naturales o carbono coloidal. Los pigmentos integrales para concreto deberán estar de conformidad con ASTM C979/C979M.

D.5.7 Refuerzo

D.5.7.1 Las barras corrugadas deberán ajustarse a los requisitos de NMX-B-506-CANACERO-2019 y NMX-B-457-CANACERO-2019. Se pueden utilizar las mallas de barras soldadas que cumplan con ASTM A184/A184M. El refuerzo de malla electrosoldada deberá cumplir con NMX-B-290-CANACERO-2021.

D.5.7.2 Las fibras sintéticas para pisos de concreto deberán de cumplir con NMX-C-537-ONNCCE-2018 o ASTM C1116/C1116M.

D.5.7.3 Las fibras de acero para pisos y losas deberán estar en conformidad con NMX-C-488-ONNCCE-2014 o ASTM A820.

D.6 Colocación, compactación y acabado

D.6.1 La manera más eficiente de depositar concreto en áreas grandes es en franjas largas alternas (fig. D.6.1).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

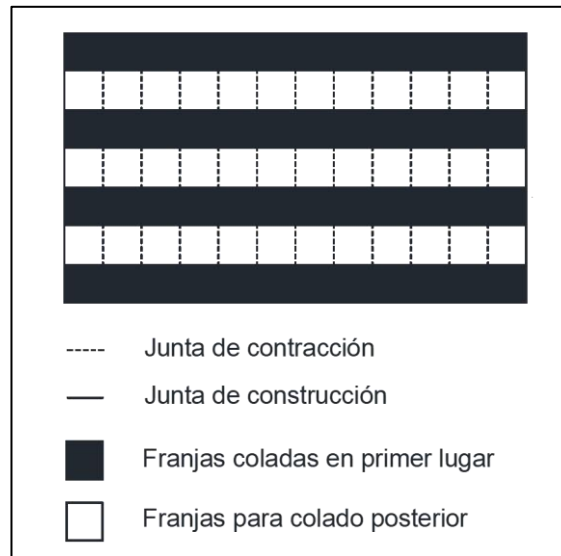


Figura D.6.1 – Secuencia de colocación del concreto en una losa sobre rasante

D.6.2 La secuencia de colocación para concreto de contracción compensada deberá realizarse de acuerdo con ACI PRC-223.

D.6.3 El concreto no se deberá depositar sobre la base más rápidamente de lo que se puede extender, aplanar, emparejar los bordes, puesto que estas últimas operaciones se deberán efectuar antes de que el agua de sangrado se acumule en la superficie.

D.6.4 El extendido será la primera operación para generar una superficie plana (no necesariamente una superficie a nivel, puesto que deberá tener una pendiente para drenaje de la superficie).

D.6.5 La compactación inicial de concreto en pisos, con la excepción de losas altamente reforzadas, se realizará generalmente en las primeras operaciones de extendido, vibrado, enrasado, aplanado y nivelado con regla.

D.6.6 El enrasado es la acción de nivelar la superficie del concreto para obtener una rasante predeterminada. Esto se hará inmediatamente después de la colocación. Cuando se aplica enrasado manual, deberá usarse un revenimiento de 125 mm o más alto para facilitar el enrasado y la consolidación del concreto sin métodos mecánicos.

D.6.7 El aplanado inicial consiste en eliminar protuberancias y rellenar los huecos dejados por las operaciones de enrasado. Deberá embeber el agregado grueso sólo ligeramente. Este proceso prepara la superficie para los trabajos posteriores de formar juntas, aplanar y alisar.

D.6.8 El propósito del alisado es producir una superficie dura, lisa y densa. No deberá alisarse una superficie que no ha sido aplanada mecánicamente o a mano.

D.6.9 Las tolerancias para pisos planos y horizontales para distintos usos deberán de estar de acuerdo con los requerimientos expuestos en ACI SPEC-117.

D.7 Curado, protección y juntas

D.7.1 El curado con agua formando una lámina, en forma de riego o saturación, es práctico sólo en áreas de losa sin juntas o donde el agua esté realmente confinada por retenedores para impedir humedecer la capa de sub-base o saturar la subrasante.

D.7.2 Los compuestos líquidos para curado que formen una membrana se deberán aplicar tan pronto como se terminen las operaciones de acabado, mientras la superficie esté todavía húmeda, pero sin agua libre.

D.7.3 Con cualquier tipo de cemento, en temperaturas arriba de 278 K (5°C), se recomiendan normalmente siete días sin interrupción para curado con agua o curado con cubierta que retengan la humedad. Este período se puede reducir a tres días cuando se emplea concreto de alta resistencia temprana y las temperaturas son de 296 K (23°C) o superiores.

D.7.4 La losa de concreto deberá protegerse durante la construcción contra los factores a) a h):

- a) Tránsito pesado
- b) Tránsito de vehículos con llantas sólidas
- c) Impacto y abrasión
- d) Cargas impuestas (grúas, camiones revoladora)
- e) Manchas (grasa, aceite, sustancias químicas, pintura, mortero, suelo arcilloso)
- f) Huellas de llantas de hule
- g) Descongelantes
- h) Congelación.

D.7.5 Las juntas de contracción deberán ser serradas, a una profundidad 25 mm. Los cortes con sierra en las juntas de construcción no deberán ser introducidos hasta que una grieta sea perceptible en la junta fría entre colocaciones adyacentes.

D.7.6 No deberán emplearse barras de respaldo (fondo de junta) en el sellado de las juntas que serán expuestas a tráfico pesado.

D.7.7 Las juntas de aislamiento pueden formarse con elementos preformados de fibra, espuma de polietileno o materiales similares antes de comenzar la colocación del concreto.

D.7.8 No deberán usarse materiales impregnados de asfalto o similares en juntas de aislamiento que serán selladas.

D.7.9 Es aconsejable diferir el relleno y el sellado de juntas tanto como sea posible para reducir al mínimo los efectos de la abertura de la junta por contracción sobre el relleno o el sellador.

D.7.10 Para almacenes refrigerados y congeladores, el relleno de juntas se deberá aplicar sólo después de que el cuarto se haya mantenido a la temperatura planeada de operación durante un mínimo de 48 h. Para salones con temperatura de operación por debajo de 255 K (-18°C), la temperatura de operación deberá conservarse durante al menos 14 días antes de empezar el relleno de juntas.

D.8 Criterios de desempeño del piso

D.8.1 Se deberá prestar atención a los muchos factores que influyen en el desempeño de un piso que incluyen, pero no de manera limitativa, los indicados de a) a m):

- a) Uniformidad de la subrasante y adecuación de su capacidad portante
- b) Contenido de humedad de la subrasante y sub-base
- c) Calidad del concreto (particularmente potencial de contracción)
- d) Idoneidad de la capacidad estructural
- e) Nivelación y planitud de la superficie
- f) Deformaciones (es decir, asentamiento) bajo cargas aplicadas
- g) Transferencia de carga en las juntas de control y construcción
- h) Tipo y separación de las juntas de control y construcción
- i) Mano de obra y condiciones del lugar de trabajo
- j) Detalles debajo de la losa (es decir, retardadores de vapor, a veces denominados barreras de vapor, aislamiento, etc.).
- k) Condiciones de humedad del concreto y velocidad de secado
- l) Acabados superficiales especiales, incluidos los revestimientos
- m) Idoneidad del curado.

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS DE LOS CAPÍTULOS 1 A 16**Normas Mexicanas (NMX)***Industria siderúrgica*

NMX-B-457-CANACERO-2019 — Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto-Especificaciones y métodos de prueba

NMX-B-506-CANACERO-2019 — Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto– Especificaciones y métodos de prueba

NMX-B-522-CANACERO-2020 — Varilla corrugada y lisa de acero inoxidable para refuerzo de concreto

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

R72-16 — Standard Practice for Match Curing of Test Specimens

American Concrete Institute (ACI)

ACI PRC-201.2-16 — Guide to Durable Concrete

ACI PRC-308-16 — Guide to External Curing of Concrete

ACI PRC-351.1-12 — Report on Grouting Between Foundations and Bases for Support of Equipment & Machinery

ACI SPEC-308.1-23 — Curing Concrete-Specification

ACI SPEC-351.4 -14 Specification for Installation of Cementitious Grouting between Foundations and Equipment Bases

ACI Committee 408, 1966, “Bond Stress—The State of the Art,” ACI Journal Proceedings, V. 63, No. 11, Nov., pp. 1161-1188. doi: 10.14359/7665

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

ASTM C171-20 — Standard Specification for Sheet Materials for Curing Concrete

ASTM C309-19 — Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds for Curing Concrete

ASTM C567-00 — Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete

ASTM C803/803M-18—Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete

ASTM C900-15—Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete

ASTM C1074-17—Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method

ASTM C1315-19 — Standard Specification for Liquid Membrane-Forming Compounds Having Special Properties for Curing and Sealing Concrete

ASTM C1709, “Guide for Evaluation of Alternative Supplementary Cementitious Materials (ASCM) for Use in Concrete”.

ASTM C1761/C1761M-17 — Standard Specification for Lightweight Aggregate for Internal Curing of Concrete

International Code Council (ICC)

AC133, 2020, “Acceptance Criteria for Mechanical Splice Systems for Steel Reinforcing Bars,” approved October 2020, ICC Evaluation Service, LLC (ICC-ES), Brea, CA

Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)

MNL 116-99—Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products

MNL 117-13—Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete Products

MNL 120-17—Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Eighth Edition

Post-Tensioning Institute (PTI)

C30.4-07— Training and Certification of Field Personnel for Bonded Post- Tensioning

DC10.5-12—Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils
DC20.8-04—Design of Post-Tensioned Slabs Using Unbonded Tendons
M10.3-16—Field Procedures Manual for Unbonded Single Strand Tendons
M50.3-12—Guide Specification for Grouted Post-Tensioning
M55.1-12—Specification for Grouting of Post-Tensioned Structures
TAB.1-06—Post-Tensioning Manual, Sixth Edition

Documentos de autor

Abdel-Fattah, B., y Wight, J. K., 1987, "Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of RIC Buildings," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 1, Ene.-Feb., pp. 31-39.

Abdullah, S. A., y Wallace, J. W., 2019, "Drift Capacity of Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements," *ACI Structural Journal*, V. 116, No. 1, Jan., pp. 183-194. doi: 10.14359/51710864

Abdullah, S. A., y Wallace, J. W., 2020, "Reliability-based Design Methodology for Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements," *ACI Structural Journal*, V. 117, No. 3, May, pp. 17-29. doi: 10.14359/51721375

Ajaam, A.; Yasso, S.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; and Sperry, J., 2018, "Anchorage Strength of Closely Spaced Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 4, pp. 1143-1152. doi: 10.14359/51702065

Alcocer, S. M. y Jirsa, J. O. (1993). Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing. *ACI Structural Journal*, American Concrete Institute, 90(3), 90(3), 249-261.

Al-Haddad, S. M., y Wight, J. K., 1988, "Relocating beam plastic hinging zones for earthquake resistant design of reinforced concrete buildings," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 2, Mar.-Abr., pp. 123-133.

Al-Sabawy, A., Lequesne, R. D., O'Reilly, M., Darwin, D., and Lepage, A., (2020). *Headed and High-Strength Shear Reinforcement in Concrete Members*, SM Report No. 139, University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, Kansas, 498 pp. hdl.handle.net/1808/30355

Anderson, A. R., 1978, "Shear Strength of Hollow Core Members," Technical Bulletin 78-81, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr., 33 pp. doi: 10.14359/19270

Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., 1989, "Detailing of Stirrup Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct., pp. 507-515. doi: 10.14359/3005

Angelakos, D.; Bentz, E. C.; and Collins, M. D., 2001, "Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June, pp. 290-300. doi: 10.14359/10220

Arteta, C. A., 2015, "Seismic Response Assessment of Thin Boundary Element Specimens of Special Concrete Shear Walls," PhD dissertation, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 240 pp.

Azizinamini, A.; Darwin, D.; Eligehausen, R.; Pavel, R.; and Ghosh, S. K., 1999b, "Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov.-Dec., pp. 922-926. doi: 10.14359/766

Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfield, E.; and Ghosh, S. K., 1999a, "Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct., pp. 826-835. doi: 10.14359/737

Barda, F.; Hanson, J. M.; and Corley, W. G., 1977, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 149-202. doi: 10.14359/17697

Barney, G. B.; Shiu, K. N.; Rabbat, B. G.; Fiorato, A. E.; Russell, H. G.; and Corley, W. G., 1980, "Behavior of Coupling Beams under Load Reversals (RD068.01B)," Portland Cement Association, Skokie, IL. doi: 10.14359/51685458

Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., 1995, "Effects of Epoxy Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric," ACI Structural Journal, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 757-764. doi: 10.14359/9669

Base, G. D.; Reed, J. B.; Beeby, A. W.; and Taylor, H. P. J., 1966, "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams," Research Report No. 18, Cement and Concrete Association, London, UK, Dec., 44 pp. doi: 10.14359/51685142

Becker, R. J., and Buettner, D. R., 1985, "Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs," PCI Journal, V. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 40-54. doi: 10.15554/pcij.03011985.40.54

Beeby, A. W., 1979, "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete," The Structural Engineer, V. 57A, No. 1, Jan., pp. 9-17. doi: 10.14359/51685143

Belarbi, A., Kuchma, D.A., y Sanders, D.H., 2017. "Proposals for New One-Way Shear Equations for the 318 Building Code," Concrete International, V. 39, No. 9, pp. 29-32.

Bischoff, P. H., 2005, "Revaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars," Journal of Structural Engineering, V. 131, No. 5, Mayo, pp. 752-767. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:5(752)

Bischoff, P. H., Naito, C. J., e Ingaglio, J. P., 2018, "Immediate Deflection of Partially Prestressed Concrete Flexural Members," ACI Structural Journal, V. 115, No. 6, Nov., pp. 1683-1693.

Bischoff, P. H., y Scanlon, A., 2007, "Effective Moment of Inertia for Calculating Deflections of Concrete Members Containing Steel Reinforcement and Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement," ACI Structural Journal, V. 104, No. 1, Ene.-Feb., pp. 68-75. doi: 10.14359/18434.

Branson, D. E., 1970, discussion of "Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete," ACI Journal Proceedings, V. 67, No. 9, Sept., pp. 692-695.

Branz Facts, 1984, Metal Corrosion # 38, Atmospheric Corrosivity Clasification, Metal Corrosion in New Zealand Buidings.

Branz Facts, 1991, Metal Corrosion # 105, Atmospheric Corrosivity Clasification, Metal Corrosion in New Zealand Buidings.

Branz Facts, 1992, Metal Corrosion # 112, Atmospheric Corrosivity Clasification, Metal Corrosion in New Zealand Buidings.

Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., 1994, "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders," NCHRP Report 356, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, DC. doi: 10.14359/19236

Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., 1994, "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders," NCHRP Report 356, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, DC. doi: 10.14359/19236

- Broms, C. E., 1990, "Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec., pp. 696-705. doi: 10.14359/2988
- Brown, M. D.; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2006, "Design for Shear Based on Loading Conditions," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-Aug., pp. 541-550. doi: 10.14359/16430
- Burns, N. H., and Hemakom, R., 1977, "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate," *Journal of the Structural Division*, V. 103, June, pp. 1237-1255. doi: 10.14359/16870
- Cheng, M. Y.; Hung, S. C.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2016, "Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High-Strength Steel," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 5, Sep.-Oct., pp. 1065-1076. doi: 10.14359/51688825
- Crist, R. A., 1966, "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements Mexico City*, V. 4, RILEM, Paris, France, 31 pp.
- Cruz, L. A., Ibarra, E. y Rangel J.L., 2021, Efecto de la rigidez de la losa, en cimentaciones piloteadas, *Memorias de la XXX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, en línea, México.
- CSA Group (2019). "Design of Concrete Structures, A23.3-19," Canadian Standards Association, Ontario, Canada.
- Darwin, D.; Manning, D. G.; and Hognestad, E., 1985, "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," *Concrete International*, V. 7, No. 5, May, pp. 20-35. doi: 10.14359/16539
- Dinh, H.H., Parra-Montesinos, G.J., y Wight, J.K., 2010, "Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 5, pp. 597-606.
- Elgabry, A. A y Ghali, A., 1987, "Tests on Concrete Slab-Column Connections with Stud Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, pp. 433-442.
- Elwood, K.J.; Eberhard, M.O. 2009, "Effective stiffness of reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, julio-agosto, pp. 476-484.
- Ford, J. S.; Chang, D. C.; and Breen, J. E., 1981, "Design Indications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames," *Concrete International*, V. 3, No. 3, Marzo, pp. 37-47
- Frantz, G. C., and Breen, J. E., 1980, "Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 77, No. 5, Sept.-Oct., pp. 307-313. doi: 10.14359/7007
- French, C. W., and Moehle, J. P., 1991, "Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 225-258. doi: 10.14359/19328
- Frosch, R. J., 1999, "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 437-442. doi: 10.14359/679
- Frosch, R. J., 2002, "Modeling and Control of Side Face Beam Cracking," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May-June, pp. 376-385. doi: 10.14359/11922
- Furlong, R. W.; Hsu, C.-T. T.; and Mirza, S. A., 2004, "Analysis and Design of Concrete Columns for Biaxial Bending—Overview," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, Mayo-Junio, pp. 413-423

Gergely, P., and Lutz, L. A., 1968, "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 87-117. doi: 10.14359/17348

Ghannoum, W. M., y Slavin, C. M. (2016). "Low-Cycle Fatigue Performance of High-Strength Steel Reinforcing Bars." *ACI Materials Journal*, 113(6), pp. 803-814.

González, O. y Robles, F. 2004, "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", Cuarta Edición, Limusa

Grossfield, B., and Birnstiel, C., 1962, "Tests of T-Beams with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges," *ACI Journal Proceedings*, V. 59, No. 6, June, pp. 843-851. doi: 10.14359/16709

Hamad, B. S.; Jirsa, J. O.; and D'Abreu, N. I., 1993, "Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 2, Mar.-Apr., pp. 210-217. doi: 10.14359/4127

Hanson, N. W., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: Horizontal Shear Connections," *Bulletin, PCA Research and Development Laboratories*, V. 2, No. 2, May, pp. 38-58. doi: 10.14359/16708

Hanson, N. W., and Kaar, P. H., 1959, "Flexural Bond Tests Pretensioned Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 55, No. 7, Jan., pp. 783-802. doi: 10.14359/11389

Haselton, C. B., Liel, A. B., Taylor Lange, S., and Deierlein, G. G. (2008). "Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings". *Peer Report 2007/03*.

Haselton, C. B., Liel, A. B., Taylor Lange, S., and Deierlein, G. G. (2010). "Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings". (Updated Report).

Hawkins, N. M., 1974, "Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 785-816. doi: 10.14359/17306

Hawkins, N. M., 1981, "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *PCI Journal*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb., pp. 94-116. doi: 10.15554/pcij.01011981.94.117

Hawkins, N. M., and Ospina, C. E., 2017, "Effect of Slab Flexural Reinforcement and Depth on Punching Strength," *Joint ACI-fib International Symposium on Punching Shear of Structural Concrete Slabs*, SP-315, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 117-140. doi: 10.14359/51700935

Henry, R. E.; Dizhur, D.; Elwood, K. J.; Hare, J.; and Brunson, D., 2017, "Damage to Concrete Buildings with Precast Floors During the 2016 Kaikoura Earthquake," *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, V. 50, No. 2, pp. 174-187. [http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/50\(2\)0174.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/50(2)0174.pdf)

Hirosawa, M., 1977, "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," Report No. 76, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. (in Japanese). Also, data in *Civil Engineering Studies*, 1978, Structural Research Series No. 452, University of Illinois, Champaign, IL, 141 pp. doi: 10.14359/19325

Holland, T.C., y Hover, K.C., 2020, "Proposed Data Sheet for Alternative Cementitious Materials," *Concrete International*, V. 42, No. 8, Agosto, pp. 43-47.

Huq, M. S.; Burgos, E. A.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2018, "High-Strength Steel Bars in T-Shaped Concrete Walls," *Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Los Angeles, CA.

Hwang, H. J.; Eom, T. S., and Park, H. G. (2015). "Bond-Slip Relationship of Beam Flexural Bars in Interior Beam-Column Joints". *ACI Structural Journal*. November-December.

Ishizuka, T., and Hawkins, N. M., 1987, "Effect of Bond Deterioration on the Seismic Response of Reinforced and Partially Prestressed Concrete Ductile Moment Resistant Frames," Report SM 87-2, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, WA.

Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 1981, "Influence of Casting Position and Shear on Development and Splice Length—Design Recommendations," Research Report 242-3F, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, Nov., 50 pp. doi: 10.14359/19469

Johnson, L. A., and Jirsa, J. O., 1981, "The Influence of Short Embedment and Close Spacing on the Strength of Hooked Bar Anchorages," PMFSEL Report No. 81-2, Department of Civil Engineering-Structures Research Laboratory, University of Texas, Austin, TX, 93 pp.

Kaar, P. H., 1966, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges," PCA Research and Development Laboratories Bulletin, V. 8, No. 2, May, pp. 2-12. doi: 10.14359/51685141

Kaar, P. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: 1) Pilot Tests of Continuous Girders," PCA Research and Development Laboratories Bulletin, V. 2, No. 2, May, pp. 21-37. doi: 10.14359/51685340

Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M. A., 1963, "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length," PCI Journal, V. 8, No. 5, Oct., pp. 47-67. doi: 10.15554/pcij.10011963.47.67

Kaar, P., and Magura, D., 1965, "Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders," PCI Journal, V. 10, No. 6, Dec., pp. 20-34. doi: 10.15554/pcij.12011965.20.34

Kemp, EL; Brezny, FS y Unterspan, JA, 1968, "Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristic of Deformed Reinforcing Bars", ACI Journal, Proceedings, Vol. 65, No. 9, septiembre, pp. 743-756

Khuntia, M.; Ghosh, S.K., 2004a, "Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: analytical approach", ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 3, mayo-junio, pp. 351-363.

Khuntia, M.; Ghosh, S.K., 2004b, "Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: Experimental verification", ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 3, mayo-junio, pp. 364-374

Kriz, L. B., and Raths, C. H., 1965, "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," PCI Journal, V. 10, No. 1, Feb., pp. 47-61. doi: 10.15554/pcij.02011965.16.61

Kuchma, D. A., Wei, S., Sanders, D., Belarbi, A., y Novak, L., 2019. "Development of the One-Way Shear Design Provisions of ACI 318-19 for Reinforced Concrete". ACI Structural Journal, V. 116, No. 4, pp. 285-295.

Kurose, Y.; Nagami, K.; and Saito, Y., 1991, "Beam-Column Joints in Precast Concrete Construction in Japan," Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 493-514. doi: 10.14359/2907

Leon, R. T., 1989, "Interior Joints with Variable Anchorage Lengths," Journal of Structural Engineering, V. 115, No. 9, Sept., pp. 2261-2275. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:9 (2261)

Leonhardt, F., and Walther, R., 1964, "The Stuttgart Shear Tests," C&CA Translation, No. 111, Cement and Concrete Association, London, UK, 134 pp. doi: 10.14359/19344

Lew, H.S.; Bao, Y.; Pujol, S.; y Sozen, M.A., 2014, "Experimental Study of Reinforced Concrete Assemblies under Column Removal Scenario," *ACI Structural Journal*, V. 111, No. 4, Jul.-Aug., pp. 881–892.

Lubell, A. S.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2009, "Shear Reinforcement Spacing in Wide Members," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 205-214. doi: 10.14359/56359

Lubell, A. S.; Sherwood, E. G.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2004, "Safe Shear Design of Large Wide Beams," *Concrete International*, V. 26, No. 1, Jan., pp. 66-78. doi: 10.14359/19136

MacGregor, J. G., 1993, "Design of Slender Concrete Columns – Revisited," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 3, Mayo-Junio, pp. 302-309.

MacGregor, J. G., and Hage, S. E., 1977, "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," *Journal of the Structural Division*, V. 103, Octubre, pp. 1953-1970.

Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; and Park, R. (1988). "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete". *Journal of Structural Engineering*, V. 114, No. 8., ASCE, August.

Marti, P., 1985, "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 82, No. 1, Jan.-Feb., pp. 46-56. doi: 10.14359/10314

Mast, R. F., 1968, "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 94, June, pp. 1485-1504. doi: 10.14359/16710

Mattock, A. H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K., 1976a, "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52-77. doi: 10.15554/pcij.03011976.52.77

Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1977, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Report No. 77-1, Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin, Austin, TX, Jan., 291 pp. doi: 10.14359/51685433

Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1981, "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 107, Nov., pp. 2227-2244

Meli, R., CJ Mendoza, 1991, "Revisión de las reglas de verificación de calidad del concreto," *Ingeniería*, LXI, (4), 19-24, diciembre, México.

Mena Ferrer, M., 2005. *Durabilidad de estructuras de concreto en México: Previsiones y recomendaciones*, 1. edición. México, Distrito Federal: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

Mendoza CJ y López J, 2016. *Influencia del consumo de macrofibras de polipropileno en el desempeño del concreto empleado en el revestimiento secundario del Túnel Emisor Oriente*, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Mendoza, C. J.; Aire, C.; López, J.; Hernández, F., 2013, "Propiedades mecánicas de barras de refuerzo grados 42, 52 y 56", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Mendoza, C.J., 1991, "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones," *Construcción y Tecnología*, III, (34), 6-11, marzo, México.

Mendoza, C.J., y Mena, M., 1987, "Influencia de las características de los agregados en las propiedades de los concretos estructurales del D.F.," *IMCYC*, XXV, (192), 9-20, enero, México.

Meyerhof, G. G., 1953, The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *Géotechnique* Vol. 8 N° 2 P. 101

- Mitchell, D., and Cook, W. D., 1984, "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," *Journal of Structural Engineering*, V. 110, No. 7, July, pp. 1513-1532. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:7(1513)
- Moehle Jack, 2015, "Seismic Design of reinforced Concrete Buildings", McGraw Hill Education
- Moehle, J. P., 1992, "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes," *Earthquake Spectra*, V. 8, No. 3, Aug., pp. 403-428. doi: 10.1193/1.1585688
- Muguruma, H., and Watanabe, F., 1990, "Ductility Improvement of High-Strength Concrete Columns with Lateral Confinement," *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete, SP-121*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 47-60. doi: 10.14359/2783
- Odello, R. J., and Mehta, B. M., 1967, "Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels," *Graduate Student Research Report, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, Berkeley, CA*, 63 pp. doi: 10.14359/19581
- Oesterle, R. G., 1997, "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," *PCA R&D Serial No. 2054*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 87 pp. doi: 10.14359/16540
- Orakcal, K.; Massone, L. M.; and Wallace, J. W., 2009, "Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 4, July-Aug., pp. 455-465. doi: 10.14359/56611
- Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 1977, "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 3, Mar., pp. 114-122. doi: 10.14359/10993
- Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., 1998, "Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors," *Journal of Structural Engineering*, V. 124, No. 6, June, pp. 602-610. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:6(602)
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2010). "Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. Task 7 Report for the Tall Buildings Initiative". PEER Report 2010/111 (También publicado como PEER/ATC-72-1).
- Park, R., and Thompson, K. J., 1977, "Cyclic Load Tests on Prestressed and Partially Prestressed Beam-Column Joints," *PCI Journal*, V. 22, No. 5, pp. 84-110. doi: 10.15554/pcij.09011977.84.110
- Park, R. y Gamble, W. L., 1987. "Losas de Concreto Reforzado". Editorial LIMUSA, 685 pp.
- Paulay, T., and Binney, J. R., 1974, "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," *Shear in Reinforced Concrete, SP-42*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 579-598. doi: 10.14359/17302
- Paultre, P., and Légeron, F., 2008, "Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, V. 134, No. 5, pp. 738-749. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:5(738)
- PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, 1976, "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 18-51. doi: 10.14359/16702
- Peiris, C., and Ghali, A., 2012, "Flexural Reinforcement Essential for Punching Shear Resistance of Slabs," *Recent Developments in Reinforced Concrete Slab Analysis, Design and Serviceability, SP-287*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, May, pp. 1-16. doi: 10.14359/51683860
- Pessiki, S.; Graybeal, B.; and Mudlock, M., 2001, "Proposed Design of High-Strength Spiral Reinforcement in Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 799-810. doi: 10.14359/10747

Pfister, J. F., and Mattock, A. H., 1963, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 5, No. 2, May, pp. 27-40. doi: 10.14359/51685279

Restrepo, J. I.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995a, "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings," *PCI Journal*, V. 40, No. 4, July-Aug., pp. 44-61. doi: 10.15554/pcij.07011995.44.61

Restrepo, J. I.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995b, "Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, pp. 68-80. doi: 10.15554/pcij.09011995.68.80

Richart, F. E., 1933, "Reinforced Concrete Column Investigation—Tentative Final Report of Committee 105," *ACI Journal Proceedings*, V. 29, No. 2, Feb., pp. 275-282. doi: 10.14359/8273

Richart, F. E.; Brandzaeg, A.; and Brown, R. L., 1929, "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression," *Bulletin No. 190*, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL, Apr., 74 pp. doi: 10.14359/19264

Rivera-Cruz, J.A.; Breña, S.F.; Gerasimidis, S.; y Clouston, P.L., 2021, "Behavior of Perimeter Beams with Integrity Reinforcing Details of Low Seismic Regions," *ACI Structural Journal*, Vol. 118 (6), pp. 203-214.

Roberts-Wollmann, C. L., and Wollmann, G. P., 2008, "Bearing Strength of Unbonded Monostrand Post-Tensioning Anchors in Slab Edges," *PTI Journal*, V. 6, No. 2, Aug., pp. 29-39

Rodríguez, C. E., 2018, *Diseño geotécnico estructural de pilotes de fricción y de punta sometidos a hundimiento regional en la zona lacustre de la Ciudad de México*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.

Rodríguez, M. E. y Botello, J. C., 1995, "Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicanos." *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 49, 39-50.

Rodríguez, M. y Restrepo J, 2012, "Práctica y diseño sísmico de edificios en México - cambios necesarios", *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 86. 89-118

Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., 1986, "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International*, V. 8, No. 8, Aug., pp. 46-58. doi: 10.14359/51685228

Rose, D. R., y Russell, B. W., 1997, "Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 42, No. 4, July-Aug., pp. 56-80. doi: 10.15554/pcij.07011997.56.80

Rulon, R., Lequesne, R. D., Lepage, A., y Darwin, D., 2022. *Lap Splicing of Large High-Strength Steel Reinforcing Bars*, SM Report No. 148, The University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, KS, 136 pp.

Russell, B. W., y Burns, N. H., 1996, "Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete," *PCI Journal*, V. 41, No. 5, Sept.-Oct., pp. 44-65. doi: 10.15554/pcij.09011996.44.65

Rutledge, S., y DeVries, R. A., 2002, "Development of D45 Wire in Concrete," Report, School of Civil and Environmental Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, Jan., 28 pp.

Saatcioglu, M., y Razvi, S. R., 2002, "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-11. doi: 10.14359/11030

Saemann, J. C., and Washa, G. W., 1964, "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 11, Nov., pp. 1383-1409. doi: 10.14359/7832. Also see discussion," *ACI Journal Proceedings*, V. 62, June 1965, pp. 1807-1810.

- Schießl, P., and Raupach, M., 1997, "Laboratory Studies and Calculations on the Influence of Crack Widths on Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 94, No. 1, Jan.-Feb., pp. 56-62. doi: 10.14359/285
- Schlaich, J.; Schafer, K.; and Jennewein, M., 1987, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, V. 32, No. 3, May-June, pp. 74-150. doi: 10.15554/pcij.05011987.74.150
- Segura, C. L., and Wallace, J. W., 2018, "Impact of Geometry and Detailing on Drift Capacity of Slender Walls," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 3, May, pp. 885-895. doi: 10.14359/51702046
- Shao, Y.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Ghimire, K.; and Hano, M., 2016, "Anchorage of Conventional and High-Strength Headed Reinforcing Bars," SM Report No. 117, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Aug., 234 pp. <https://kuscholarworks.ku.edu/handle/1808/21738>
- Shoib, A., Lubell, A.S., y Bindiganavile, V.S., 2014. "Size Effect in Shear for Steel Fiber-Reinforced Concrete Members without Stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 111, No. 5, Sep, pp. 1081–1089.
- Sivakumar, B.; Gergely, P.; and White, R. N., 1983, "Suggestions for the Design of R/C Lapped Splices for Seismic Loading," *Concrete International*, V. 5, No. 2, Feb., pp. 46-50. doi: 10.14359/9145
- Smith, S. W., and Burns, N. H., 1974, "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior," *PCI Journal*, V. 19, No. 3, May-June, pp. 74-91. doi: 10.15554/pcij.05011974.74.91
- Sokoli, D., and Ghannoum, W. M., 2016, "High-Strength Reinforcement in Columns under High Shear Stresses," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 3, May-June, pp. 605-614. doi: 10.14359/51688203
- Sokoli D., Hogsett G., Limantono A., Suselo A., Al-Tarafany D., Rodgers S., et al., "Acceptable Elongations and Low-Cycle Fatigue Performance for High-Strength Reinforcing Bars." Charles Pankow Foundation, (03-16), 2019, 213 p.
- Sperry, J.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Matamoros, A.; Feldman, L.; Lepage, A.; Lequesne, R.; and Ajaam, A., 2017a, "Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 1: Anchorage Tests," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 255-266. doi: 10.14359/51689456
- Sperry, J.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Yasso, S.; Matamoros, A.; Feldman, L. R.; and Lepage, A., 2017b, "Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 2: Data Analysis," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 267-276. doi: 10.14359/51689457
- Sugano, S.; Nagashima, T.; Kimura, H.; Tamura, A.; and Ichikawa, A., 1990, "Experimental Studies on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Members of High Strength Concrete," *Proceedings of the Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-87. doi: 10.14359/2791
- Thompson, M. K.; Ziehl, M. J.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2005, "CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 1: Behavior of Nodes," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 808-815. doi: 10.14359/14788
- Tuchscherer, R. G.; Birrcher, D. B.; Huizinga, M. H.; and Bayrak, O., 2010, "Confinement of Deep Beam Nodal Regions," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 6, Nov.-Dec., pp. 709-717. doi: 10.14359/51664019
- Wallace, J. W., 1996, "Evaluation of UBC-94 Provisions for Seismic Design of RC Structural Walls," *Earthquake Spectra*, V. 12, No. 2, May, pp. 327-348. doi: 10.1193/1.1585883
- Wallace, J. W., 1998, "Behavior and Design of High-Strength RC Walls," *High-Strength Concrete in Seismic Regions*, SP-176, C. W. French and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 259-279. doi: 10.14359/5903

Wallace, J. W., 2012, "Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams—Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, V. 6, No. 1, pp. 3-18. doi: 10.1007/s40069-012-0001-4

Wallace, J. W., and Orakcal, K., 2002, "ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 4, July-Aug., pp. 499-508. doi: 10.14359/12119

Weber-Kamin, A. S.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2019, "RC Coupling Beams with High-Strength Steel Bars: Summary of Test Results," SL Report 19-1, The University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, KS, Jan., 133 pp. <http://hdl.handle.net/1808/27676>

Whitehurst, EA, 1951, Soniscope tests concrete structures. *Journal of American Concrete Institute*, 47, pp. 443-444.

Widianto; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2009, "Two-Way Shear Strength of Slab-Column Connections: Reexamination of ACI 318 Provisions," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 160-170. doi: 10.14359/56354

Wilson, M. L. and Tennis, P. D., 2021, *Design and Control of Concrete Mixtures*, EB001, 17th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 585 pp.

Worsfold, B., Moehle, J., y Silva, J., 2022, Moment transfer at column-foundation connections: physical tests, *ACI-Structural Journal*, V. 119, No. 5, Sep. 2022, pp. 95-110. doi: 10.14359/51734799

Worsfold, B., Moehle, J., y Silva, J., 2023, Moment transfer at column-foundation connections: analytical studies, *ACI-Structural Journal*, V. 120, No. 2, Mar. 2023, pp. 205-216. doi: 10.14359/51737146

Worsfold, B. y Moehle, J., (2023), *Shear-Reinforced Concrete Breakout Design Methodology for Moment Transfer at Column-Foundation Connections*, *Engineering Structures*, Vol. 283.

Yang, Y., Varma, A., Kreger, M. E., Wang, Y., y Zhang, K., (2021). "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with T-Headed Bars for Safety-Related Nuclear Structures," *Engineering Structures*, 230, Article 111705, 14 pp. doi:10.1016/j.engstruct.2020.111705

Weill, J.M., (2021) "Les BFUP : Les bétons fibrés à ultra-hautes performance: Dessiner, calculer." Eyrolles, 1a edición.

Woods, H., 1966, "Corrosion of Embedded Material Other than Reinforcing Steel," Bulletin 198, Portland Cement Association.

Zarrinpour, M.R., and Chao, S.-H., 2017. "Shear Strength Enhancement Mechanisms of Steel Fiber- Reinforced Concrete Slender Beams," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 3, Mayo, pp. 729-742.

Zhu, S., and Jirsa, J. O., 1983, "Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," PMFSEL Report No. 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin, TX, July, 79 pp. doi: 10.14359/51685438

Zuo Xin, X., Park, R., y Tanaka, H. (1992). "Behaviour of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints Designed Using High Strength Concrete and Steel", *Universidad de Canterbury Christchurch, Departament of Civil Engineering, Nueva Zelanda*.

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA Y BAMBÚ

ÍNDICE

NOTACIÓN	4
TERMINOLOGÍA	7
ESTÁNDARES.....	11
NOTACIÓN	4
TERMINOLOGÍA	7
ESTÁNDARES	11
1. CONSIDERACIONES GENERALES	12
1.1 Alcance	12
1.2 Unidades	12
1.3 Clasificación Estructural	13
1.4 Dimensiones	13
1.5 Contenido de humedad	13
1.6 Madera importada.....	13
1.7 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas	13
1.8 Cargas vivas concentradas para diseño de pisos de madera.....	13
1.9 Acciones accidentales	14
2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO	15
2.1 Métodos de diseño.....	15
2.2 Valores especificados de resistencias y rigideces	15
2.3 Factores de resistencia	18
2.4 Valores modificados de resistencias y rigideces	18
2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera	22
2.6 Encharcamiento en techos planos	23
3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA	24
3.1 Miembros en tensión	24
3.2 Miembros bajo cargas transversales.....	24
3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión	29
3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión	32
3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°	32
4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE TABLEROS A BASE DE MADERA	34
4.1 Requisitos del material.....	34
4.2 Orientación de los esfuerzos	34
4.3 Resistencia a carga axial	34
4.4 Tableros en flexión	35
4.5 Resistencia a cortante.....	35
4.6 Aplastamiento	36
5. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MADERA LAMINADA	37
5.1 Consideraciones generales	37
5.2 Definición	37
5.3 Requisitos de fabricación	37

5.4	Tamaños estándar	38
5.5	Condiciones de uso	38
5.6	Condiciones de servicio	38
5.7	Valores especificados	38
5.8	Ajuste de los valores especificados	39
5.9	Consideraciones especiales de diseño	41
6.	RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS DE BAMBÚ	45
6.1	Consideraciones generales	45
6.2	Miembros en tensión	45
6.3	Miembros bajo cargas transversales	45
6.4	Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión	46
6.5	Compresión o aplastamiento actuando en un ángulo θ respecto al eje del culmo diferente a 0°	46
7.	RESISTENCIA DE DISEÑO DE PILOTES DE MADERA REDONDOS	47
7.1	Consideraciones generales	47
7.2	Materiales	47
7.3	Clasificación por carga de ruptura	47
7.4	Tratamientos de preservación	48
7.5	Pilotes usados en obras provisionales	48
7.6	Diseño de pilotes	48
7.7	Diseño de columnas	48
7.8	Porción no embebida	48
7.9	Valores especificados para pilotes de madera	48
8.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE POSTES	50
8.1	Consideraciones generales	50
8.2	Materiales	50
8.3	Tratamientos de preservación	50
8.4	Diseño de postes	50
9.	DEFLEXIONES	51
9.1	Cálculo de deflexiones	51
9.2	Madera maciza	51
9.3	Madera contrachapada	51
9.4	Madera laminada	51
10.	ELEMENTOS DE UNIÓN	52
10.1	Consideraciones generales	52
10.2	Clavos	52
10.3	Pernos y pijas	53
10.4	Uniones con placas dentadas o perforadas	62
10.5	Uniones con bambú	63
11.	EJECUCIÓN DE OBRAS	65
11.1	Consideraciones generales	65
11.2	Normas de calidad	65
11.3	Contenido de humedad	65
11.4	Protección a la madera	66
11.5	Pendiente mínima de los techos	66
11.6	Tolerancias	66
11.7	Transporte y montaje	66
12.	RESISTENCIA AL FUEGO	67
12.1	Medidas de protección contra fuego	67
12.2	Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones	69

APÉNDICE A. PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCIÓN PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.	70
A.1. Aplicación	70
A.2. Propiedades de la sección	70
APÉNDICE B. CLASIFICACIÓN DEL BAMBÚ ESTRUCTURAL.....	74
B.1. Alcance	74
B.2. Especificaciones para bambú de uso estructural.....	74
APÉNDICE C. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGAS DE MADERA LAMINADA DE CONÍFERAS	75
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS.....	77

Espacio en blanco dejado de manera intencional

NOTACIÓN

A	área total de la sección, mm ² (cm ²)
A_l	área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada, mm ² (cm ²)
A_a	área de la superficie de apoyo por aplastamiento, mm ² (cm ²)
A_l	superficie de apoyo de la pija igual a D^*I_p , mm ² (cm ²)
A_m	área bruta del elemento principal, mm ² (cm ²)
A_n	área neta del elemento igual a A_m menos el área proyectada del material eliminado para conectores o cualquier otro tipo de corte, mm ² (cm ²)
A_s	suma de las áreas brutas de las piezas laterales, mm ² (cm ²)
b	ancho de la sección transversal, mm (cm)
B	ancho de una viga o la dimensión más pequeña de una columna (cm)
C	factor para obtener los valores efectivos de propiedades geométricas de madera contrachapada
CH	contenido de humedad (%)
C_{FE}	factor de corrección para cálculo de estabilidad lateral
C_s	factor de esbeltez
D	diámetro del conector, mm (cm)
D	espesor de una viga o la dimensión más grande de la columna (cm)
D_e	diámetro exterior del culmo
D_i	diámetro interior del culmo
D_o	diámetro o lado de la rondana mm (cm)
d	peralte de la sección, mm (cm)
d_a	peralte de la sección trasversal en el ápice
d_e	peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores, mm (cm)
d_r	profundidad del recorte, mm (cm)
$E_{0.05}$	módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil, MPa (kg/cm ²)
$E_{0.50}$	módulo de elasticidad promedio, MPa (kg/cm ²)
e_b	excentricidad por encorvadura, mm (cm)
e_r	longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte, mm (cm)
F_R	factor de resistencia
f_b	esfuerzo de flexión en el ápice de un miembro doblemente ahusado
f_{cr}	esfuerzo crítico utilizado en cálculos de flexión y compresión uniaxial
f_{cu}	valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{cu}'	valor especificado de esfuerzo en compresión paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{fu}	valor modificado de esfuerzo en flexión, MPa (kg/cm ²)
f_{fu}'	valor especificado de esfuerzo en flexión, MPa (kg/cm ²)
f_{nu}	valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{nu}'	valor especificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{ru}	esfuerzo radial inducido por la flexión
f_{ru}	valor modificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas, MPa (kg/cm ²)
f_{ru}'	valor especificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas, MPa (kg/cm ²)
f_{tu}	valor modificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{tu}'	valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{uc}	esfuerzo de compresión último de diseño que actúa sobre un elemento, MPa (kg/cm ²)
f_{uf}	esfuerzo de flexión último de diseño que actúa sobre un elemento, MPa (kg/cm ²)
f_{vgu}	valor modificado de esfuerzo cortante a través del grosor, MPa (kg/cm ²)
f_{vgu}'	valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor, MPa (kg/cm ²)
f_{vu}	valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{vu}'	valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)
$G_{0.50}$	módulo de rigidez promedio, MPa (kg/cm ²)
I	momento de inercia de la sección, mm ⁴ (cm ⁴)
I_l	momento de inercia efectivo en la dirección considerada, mm ⁴ (cm ⁴)
J_a	factor de modificación para clavos lanceros
J_d	factor de modificación por duración de carga para uniones
J_{di}	factor de modificación para clavos para diafragmas

J_{dp}	factor de modificación por doblado de la punta en clavos
J_g	factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas
J_{gc}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en clavos
J_{gp}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en pijas
J_h	factor de modificación por contenido de humedad para uniones
J_n	factor de modificación por carga perpendicular a la fibra en pija
J_p	factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra
K_a	factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo
K_c	factor de modificación por compartición de carga para sistemas de piso, techos y muros
K_d	factor de modificación por duración de carga para dimensionamiento de secciones
K_e	factor de estabilidad de columnas
K_f	factor de modificación por tratamiento preservador
K_{fu}	factor de uso plano para madera laminada
K_h	factor de modificación por contenido de humedad para dimensionamiento de secciones
K_I	factor de interacción de esfuerzos
K_p	factor de modificación por peralte
K_r	factor de modificación por recorte
K_s	factor de tamaño
K_t	factor de modificación por temperatura de servicio
K_v	factor de modificación por condición de apoyo o compartición de carga en cortante
K_{vr}	factor de reducción de cortante
K_x	factor de curvatura
k	factor para determinar la longitud efectiva de columnas
L	longitud del claro, mm (cm)
L_a	Longitud sin soporte lateral, en mm (cm)
L_e	longitud efectiva de pandeo, mm (cm)
L_u	longitud sin soporte lateral para columnas y vigas, mm (cm)
l	longitud del clavo, mm (cm)
l_p	longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta, mm (cm)
M_1, M_2	momentos actuantes en los extremos de columnas, N-mm (kg-cm)
M_a	momento flexionante en el ápice
M_P	resistencia a flexión de diseño por cargas perpendiculares al plano de una placa de madera contrachapada, N-mm (kg-cm)
M_Q	resistencia de diseño de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano, N-mm (kg-cm)
M_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a flexión, N-mm (kg-cm)
M_u	momento último actuante de diseño en miembros sujetos flexión, N-mm (kg-cm)
M_{xR}	resistencia de diseño a momento respecto al eje X, N-mm (kg-cm)
M_{xu}	momento último actuante de diseño respecto al eje X, N-mm (kg-cm)
M_{yR}	resistencia de diseño a momento respecto al eje Y, N-mm (kg-cm)
M_{yu}	momento último actuante de diseño respecto al eje Y, N-mm (kg-cm)
N_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra o normal al plano de tableros contrachapados, N (kg)
N_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión, N (kg)
$N_{R\theta}$	resistencia a compresión de diseño sobre un plano con un ángulo θ respecto a las fibras, N (kg)
N_u	resistencia lateral modificada por elemento de unión, N (kg)
N_u'	resistencia lateral especificada por elemento de unión, N (kg)
n	número de elementos de unión
n_p	número de planos de cortante
P_{cr}	carga crítica de pandeo, N (kg)
P_{pu}	resistencia lateral modificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)
P_{pu}'	resistencia especificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)
P_R	resistencia a compresión de diseño de un elemento, N (kg)
P_{Rt}	Resistencia a compresión reducida por efecto del pandeo torsional, N (kg)
P_{re}	resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra (sección 6.4), N (kg)

P_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)
P_u	carga axial última de diseño que actúa sobre un elemento, N (kg)
Q	factor de comportamiento sísmico
Q_{pu}	resistencia modificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)
Q_{pu}'	resistencia especificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)
Q_{ru}	resistencia lateral de diseño para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)
R	radio de curvatura de la lámina más interna
r	radio de giro mínimo de la sección, mm (cm)
S	módulo de sección, mm ³ (cm ³)
S_I	módulo de sección efectivo en la dirección considerada, mm ³ (cm ³)
T_R	resistencia de diseño a tensión de un miembro, N (kg)
T_u	carga de tensión última actuando sobre el elemento, N (kg)
t	grosor neto del tablero de madera contrachapada, mm (cm)
t	resistencia al fuego en minutos
t_I	grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión, mm (cm)
t_e	grosor efectivo del tablero de madera contrachapada, mm (cm)
t_o	grosor de la rondana, mm (cm)
V_R	resistencia a cortante de diseño, N (kg)
V_{R1}	resistencia a cortante de diseño en el plano de las chapas para madera contrachapada sujeta a flexión, N (kg)
V_{R2}	resistencia a cortante de diseño a través del grosor en tableros de madera contrachapada, N (kg)
Y_e	resistencia en extracción modificada para pijas, MPa (kg/cm ²)
Y_e'	resistencia en extracción especificada para pijas, MPa (kg/cm ²)
Y_u	resistencia lateral modificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, MPa (kg/cm ²)
Y_u'	resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, MPa (kg/cm ²)
Z	factor de compensación de carga parcial, que es una función aplicada a la capacidad de diseño
γ	densidad relativa igual a peso anhidro / volumen verde
θ	ángulo formado entre la dirección de la carga y la dirección de la fibra
θ	ángulo de ahusamiento, grados
ϕ	factor de estabilidad lateral en vigas
ϕ_T	ángulo de la pendiente del techo, grados

Espacio en blanco dejado de manera intencional

TERMINOLOGÍA

Albura

Madera tierna y blanquecina entre la corteza y el duramen de los árboles en pie, que contiene células vivas de parénquima y materiales de reserva, generalmente de coloración más clara y de menor resistencia a los agentes biológicos que el duramen.

Adhesivo

Sustancia capaz de mantener unidos los materiales por adherencia superficial para propósitos estructurales.

Clase estructural

Designación de la calidad de una pieza de madera para fines estructurales.

Columnas o postes

Elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada por tener gran separación entre sí. Tienen un ancho no más de 51 mm mayor que el grosor.

Coníferas

También llamadas gimnospermas. Árboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos. Su madera está constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueidas.

Contenido de humedad

Peso del agua en la madera expresado como un porcentaje de su peso anhidro.

Contenido de humedad en equilibrio

Contenido de humedad que alcanza la madera en condiciones estables de humedad relativa y temperatura.

Cubierta

Capa superior del techo que está en el primer contacto directo con la intemperie. Puede ser impermeabilizante, tejas o láminas de diferentes materiales. También puede ser de duelas, tablas o tableros de madera contrachapada, tableros de OSB o cualquier otro tipo de tableros estructurales que forman parte de sistemas de piso o techo y se apoyan sobre elementos de madera poco espaciados.

Curvatura

Deformación de un elemento estructural de su eje longitudinal, provocando momentos flexionantes en madera bajo cargas axiales.

Chapa

Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial o por rebanado de una troza.

Conector

Elemento de unión que permite transmitir la fuerza cortante entre miembros. Pueden ser clavos, pernos, pijas u otros elementos que cumplan funciones semejantes.

Construcción con postes

Forma de construcción en la cual los principales elementos verticales son postes redondos o madera aserrada embebida en el suelo y que se extiende verticalmente sobre el terreno para proveer tanto la cimentación como los miembros de armazón vertical de la estructura.

Duramen

Porción central de los árboles en pie sin células de parénquima vivas, cuyas sustancias de reserva fueron consumidas o transformadas en otras (extractivos).

Densidad relativa básica

Peso anhidro de la madera dividido entre su volumen saturado; es la relación de su peso específico y el peso específico del agua, el cual es igual a la unidad en el sistema métrico.

Duración de carga

Período de aplicación continua de una carga dada o el agregado de períodos de aplicaciones intermitentes de la misma carga. Su efecto sobre la resistencia de la madera se toma en cuenta con el factor de modificación K_d .

Factor de esbeltez

Factor usado para modificar los valores de resistencia en flexión en el diseño por estabilidad lateral de vigas esbeltas.

Factor de estabilidad de columnas

Factor usado en la fórmula de interacción para flexión uniaxial de miembros de madera aserrada o laminada.

Factor de estabilidad lateral

Factor usado para el cálculo de la resistencia de vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos.

Factor de modificación de resistencia

Factor que toma en cuenta el efecto que tiene sobre la resistencia alguna variable como la duración de carga, el contenido de humedad, el tamaño de la superficie de apoyo y otras.

Factor de resistencia

Factor, F_R , aplicado a la resistencia de un miembro o conexión que toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones, las propiedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia.

Fibra

Término utilizado para designar al conjunto de los elementos celulares constitutivos de la madera.

Forro

Sinónimo de cubierta. Materiales que se usan en muros o techos para integrar un sistema que funcione como diafragma o muros de cortante.

Grieta

Separación a lo largo de las fibras de la madera, atravesando los anillos de crecimiento.

Lámina

Pieza delgada de madera de ancho y longitud apreciables y que consiste en una o más piezas que pueden ser unidas en los extremos.

Largueros

Elementos de madera sometidos a flexión y que están colocados a distancias cortas (menores que 1.22 m) entre sí, unidos por duelas, o madera contrachapada, o algún otro material que funcione como rigidizante.

Latifoliadas

También llamadas angiospermas. Árboles de hoja ancha que producen sus semillas dentro de frutos. Su madera está constituida por células denominadas vasos, fibras y parénquima.

Madera aserrada o madera maciza

Producto de un aserradero que no es manufacturado más que por aserrado, reaserrado, cepillado y cortado en los extremos (cabeceado).

Madera clasificada estructuralmente

Madera que se agrupa en diferentes niveles de resistencia de acuerdo con las características que modifican sus resistencias. Para esta clasificación se aplica la norma NMX-C-239-ONNCCE (2014) para madera de coníferas y para el caso de madera de latifoliadas, la norma NMX-C-409-ONNCCE (1999).

Madera contrachapada

Tablero compuesto de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicular entre sí.

Madera laminada

Producto hecho con láminas de madera clasificada, especialmente seleccionadas y preparadas y unidas entre sí con adhesivos resistentes a la humedad.

Miembro principal

En el caso de uniones sometidas a cortante simple es la pieza de mayor sección.

Miembros laterales

En el caso de uniones sometidas a cortante simple o múltiple son las piezas más delgadas.

Orientación de las fibras

Disposición de las fibras con respecto al eje longitudinal del tronco del árbol; su dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Pegamento

Sinónimo del término adhesivo.

Peso específico

Peso por unidad de volumen. En el caso de la madera debe especificarse el contenido de humedad al que se determinaron el peso y el volumen.

Piezas húmedas

Elementos de madera aserrada cuyo contenido de humedad es mayor que 18 por ciento.

Piezas secas

Elementos de madera aserrada cuyo contenido de humedad es igual o menor que 18 por ciento.

Pies derechos

Piezas de sección rectangular o cilíndrica que forman parte de sistemas de muros, y generalmente soportan cargas de compresión paralela a la fibra.

Placas de unión

Placas metálicas ligeras previstas para su uso en ensambles estructurales con madera. Incluye placas perforadas y placas dentadas.

Preservador

Cualquier sustancia apropiada que sea tóxica a hongos, insectos, barrenadores, y otros organismos que destruyen a la madera.

Tableros de tiras orientadas (OSB)

Tableros que se fabrican en un patrón de capas transversales de madera similar a la madera contrachapada. Los tableros OSB están compuestos de tiras delgadas de madera de forma rectangular dispuestas en capas en ángulo recto entre sí, que en conjunto forman un panel.

Tratamiento de preservación a presión

Impregnación bajo presión con una sustancia preservadora.

Recorte

La porción de una pieza de madera que se remueve al cortar con una sierra.

Sistema de carga compartida

Construcción compuesta de tres o más miembros esencialmente paralelos espaciados 610 mm o menos, centro a centro, distribuidos o conectados de tal manera que comparten las cargas que actúan sobre el sistema. La resistencia de estos sistemas se modifica por el factor de modificación K_c .

Sistema de piso ligero

Construcción formada por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí, no más de 813 mm, y unidos por una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente. A estos sistemas se les aplican cargas concentradas definidas en el Reglamento.

Valor especificado de resistencia

Resistencia básica especificada en esta Norma para el cálculo de la resistencia de diseño.

Valor modificado de resistencia

El producto del valor especificado de resistencia por el factor de resistencia y los factores de modificación de la resistencia.

Vigas

Elementos estructurales sometidos a flexión que actúan en forma aislada por tener una separación grande y no estar unidos por un material de cubierta que les permita compartir la carga.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

ESTÁNDARES

Normas Mexicanas (NMX)

Industria siderúrgica. Clavos

NMX-B-505-CANACERO-2011 - Clavos – Especificaciones y Métodos de Prueba

Industria siderúrgica. Tornillos

NMX-H-47-CANACERO-1990 - Tornillos con Cabeza Hexagonal

NMX-H-122-CANACERO - Tornillos, Birlos y Sujetadores Roscados Externamente de Acero Aleado, Templados y Revenidos

Industria de la construcción

NMX-C-178-ONNCCE-2014 - Preservadores para Madera - Clasificación y Requisitos

NMX-C-224-ONNCCE- 2001- Dimensiones de la Madera Aserrada para Su uso en la Construcción

NMX-C-239-ONNCCE- 2014 - Especificaciones y Métodos de Ensayo para la Calificación y Clasificación Visual de Madera Dimensionada de Pino para usos Estructurales

NMX-C-294-1980 - Determinación de las Características del Quemado Superficial de los Materiales de Construcción

NMX-C-307-ONNCCE-2009 - Resistencia Al Fuego de Elementos y Componentes

NMX-C-322-ONNCCE-2014 - Madera Preservada A Presión - Clasificación y Requisitos

NMX-C-409-ONNCCE -1999 - Clasificación Visual para Maderas Latifoliadas de uso Estructural

NMX-C-438-ONNCCE-2014 - Tableros Contrachapados de Madera de Pino y Otras - Coníferas - Clasificación y Especificaciones

Comisión Federal de Electricidad

CFE-J6200-01 Postes de Madera (2018)

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

ASTM E84-80 (UL 723) - Standard Test Method for Surface Burning Characteristics of Building Materials

ASTM E119-78 - Standard Methods for Tests of Building Construction and Materials

American Wood Council

National Design Specification for Wood Construction (NDS) 2015 Edition

International Building Code

IBC 2009 Section 721.6 Calculated Fire Resistance - Wood Assemblies

Espacio en blanco dejado de manera intencional

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.1.1 Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada, nacional e importada, de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.35, a elementos estructurales como placas madera contrachapada o de partículas, madera laminada y bambú.

1.1.2 Para efectos de la presente Norma, las maderas que se usan en la construcción se clasifican en coníferas y latifoliadas. En la tabla 1.1.3 se muestran la agrupación de la madera de latifoliadas en cuatro grupos de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca, con contenido de humedad igual o menor que 18 por ciento.

1.1.3 El valor de $E_{0.05}$ debe ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Tabla 1.1.3 - Grupos de maderas latifoliadas

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$	
	MPa	(kg/cm ²)
Grupo I	mayor que 11 800	(mayor que 120 000)
Grupo II	8 800 a 11 700	(90 000 a 119 000)
Grupo III	7 360 a 8 730	(75 000 a 89 000)
Grupo IV	4 400 a 7 260	(45 000 a 74 000)

1.1.4 Los proyectos con elementos estructurales a base de madera no cubiertos por estas Normas, tales como la madera reconstituida y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada y OSB) deberán ser aprobados por la Secretaría de Obras y Servicios.

1.1.5 Para el alcance de estas normas se consideran dos especies de bambú introducidas y una nativa que por sus características se usan tradicionalmente para la construcción. El uso de otras especies debe ser responsabilidad de los constructores y aprobadas por la Secretaría de Obras y Servicios.

1.2 Unidades

1.2.1 Las disposiciones de estas Normas se presentan en unidades del sistema internacional (Tabla 1.2.1.a), y entre paréntesis en sistema métrico MKS (Tabla 1.2.1.b).

Tabla 1.2.1.a - Unidades del Sistema Internacional usadas en esta Norma

Atributo	Unidad
Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	Mpa (megapascal)

Tabla 1.2.1.b - Unidades del sistema gravitacional MKS usadas en esta Norma

Atributo	Unidad
Fuerza	kg (kilogramo fuerza) ^[1]
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm ²

^[1] En esta Norma, el kilogramo fuerza se representa con kg.

1.2.2 Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.2.3 Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Se permitirá usar otras unidades, empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

1.3 Clasificación Estructural

1.3.1 Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deben clasificarse de acuerdo con la norma NMX-C-239-ONNCCE (2014), la cual establece tres clases de madera estructural, A, B y C. Las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con la norma NMX-C-409-ONNCCE (1999). Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por la Administración.

1.4 Dimensiones

1.4.1 Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la norma NMX-C-224-ONNCCE (2001). Para piezas de dimensiones mayores que las cubiertas en la norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas debe utilizarse la sección real en condición seca.

1.5 Contenido de humedad

1.5.1 El contenido de humedad, CH , se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera seca a la que tiene un contenido de humedad igual o menor que 18 por ciento; y húmeda a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor.

1.6 Madera importada

1.6.1 El mercado de la madera en la industria de la construcción en el país está constituido por madera de origen nacional e importado. En estas Normas se presenta la información relevante de las especies y productos de madera nacional e importada más empleados en la construcción. Las maderas importadas deberán estar clasificadas con sus respectivas reglas de clasificación y deberán contar con un sello de certificación que avale esta clasificación.

1.7 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas

1.7.1 Para el diseño de cubiertas se consideran como anchos, b , de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en la sección 1.7, los valores de la tabla 1.6.1, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

Tabla 1.7.1 - Anchos, b , para soporte de cargas concentradas en cubiertas

Condición	b
Duelas a tope ^[1]	Ancho de una duela
Duelas machihembradas ^[2]	$2 \times$ ancho de una duela + 150 mm, pero no más de 450 mm
Madera contrachapada o tableros OSB ^[3]	610 mm

^[1] grosor mínimo 19 mm

^[2] grosor mínimo 13 mm

^[3] grosor mínimo 9 mm.

1.8 Cargas vivas concentradas para diseño de pisos de madera

1.8.1 Para el diseño de pisos ligeros de madera con cubierta rigidizante, destinados a habitación, oficinas, despachos y laboratorios, se deben tomar en consideración las disposiciones señaladas en 6.1 de la NTC-Criterios, para el valor de W_m .

1.9 Acciones accidentales

1.9.1 Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Para tomar en cuenta el efecto del granizo, se deberá considerar lo señalado en la fracción 11 de la Tabla 7 de la NTC- Criterios. Para el caso de los incendios, se deberán observar las provisiones señaladas en el Capítulo 10 de estas Normas.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1 Métodos de diseño

2.1.1 El diseño de elementos de madera y de los elementos de unión requeridos para formar estructuras se lleva a cabo de acuerdo con los criterios de estados límite establecidos en la NTC-Criterios, que establece los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio. El diseño puede realizarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales. En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinan considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

2.2 Valores especificados de resistencias y rigideces

2.2.1 La tabla 2.2.1.a proporciona valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad para madera de coníferas, para las clases estructurales A, B y C. La tabla 2.2.1.b establece valores especificados resistencias y módulos de elasticidad para los cuatro grupos de maderas de latifoliadas. Las tablas 2.2.1.c y 2.2.1.d contienen valores especificados resistencias y módulos de elasticidad de madera de coníferas provenientes de Estados Unidos. La tabla 2.2.1.e contiene valores especificados de resistencias, módulos de elasticidad y de rigidez para madera contrachapada de especies de coníferas. La tabla 2.2.1.f contiene valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y de rigidez para tableros de tiras orientadas (OSB). La tabla 2.2.3.a contiene valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada de especies coníferas. Los valores de las tablas corresponden a condición seca. La tabla 2.2.3.b contiene los valores correspondientes a especies de madera latifoliada.

Tabla 2.2.1.a - Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

		Clase estructural		
		A	B	C
Flexión	f_{fu}'	15.2 (155)	9.8 (100)	4.4 (45)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	11.3 (115)	6.9 (70)	5.4 (55)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	11.8 (120)	9.3 (95)	5.8 (60)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	3.9 (40)	3.9 (40)	3.9 (40)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.18 (12)	1.18 (12)	1.18 (12)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	9 810 (100 000)	7 850 (80 000)	6 375 (65 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	6 375 (65 000)	4 905 (50 000)	4 520 (45 000)

Tabla 2.2.1.b - Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies latifoliadas, MPa (kg/cm²)

		Grupo estructural			
		I	II	III	IV
Flexión	f_{fu}'	30.4 (310)	22.6 (230)	15.7 (160)	7.8 (80)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	20.1 (205)	15.7 (160)	10.8 (110)	5.4 (55)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	22.1 (225)	16.7 (170)	12.3 (125)	5.9 (60)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	7.4 (75)	5.4 (55)	3.9 (40)	2.0 (20)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	2.5 (25)	2.0 (20)	1.5 (15)	1.0 (10)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	16 680 (170 000)	11 770 (120 000)	8 830 (90 000)	6 870 (70 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	11 770 (120 000)	8 830 (90 000)	7 360 (75 000)	4 400 (45 000)

Tabla 2.2.1.c - Valores especificados de resistencia y módulos de elasticidad para madera de pino del sur (SYP) procedente de Estados Unidos, MPa (kg/cm²)

		Clase Estructural			
		Selecta	No. 1	No. 2	No. 3
Flexión	f_{fu}'	13.0 (132.6)	8.3 (84.6)	6.5 (66.3)	3.8 (38.7)
Tensión paralela a la fibra	ϕ_{tu}'	7.8 (80.0)	5.2 (52.6)	4.0 (41.1)	2.5 (25.1)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	11.2 (114.2)	9.4 (96.0)	8.5 (86.8)	4.9 (50.3)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	5.1 (51.6)	5.1 (51.6)	5.1 (51.6)	5.1 (51.6)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.6 (16.5)	1.6 (16.5)	1.6 (16.5)	1.6 (16.5)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	11 032 (112 495)	10 342 (105 459)	9 653 (98 433)	8 274 (84 371)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	7 636 (77 866)	7 138 (72 787)	6 640 (67 709)	5 810 (59 246)

Tabla 2.2.1.d - Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad para madera de abeto Douglas (Douglas Fir) procedente de Estados Unidos, MPa (kg/cm²)

		Clase Estructural			
		Selecta estructural	No. 1	No. 2	No. 3
Flexión	f_{fu}'	14.0 (142.6)	9.3 (95.1)	8.4 (85.5)	4.9 (49.9)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	9.0 (91.4)	6.0 (61.7)	4.7 (48.0)	3.4 (34.3)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	15.2 (155.4)	13.4 (137.1)	12.1 (123.4)	6.9 (70.8)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	5.6 (57.1)	5.6 (57.1)	5.6 (57.1)	5.6 (57.1)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.6 (16.5)	1.6 (16.5)	1.6 (16.5)	1.6 (16.5)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	13 100 (133 583)	11 721 (119 522)	11 032 (112 491)	9 653 (98 430)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	7 897 (80 527)	7 096 (72 359)	6 638 (67 689)	5 837 (59 521)

Tabla 2.2.1.e - Valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y módulo de rigidez de madera contrachapada de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

Flexión	f_{fu}'	16.7 (170)
Tensión	f_{tu}'	14.7 (150)
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f_{tu}'	8.8 (90)
Compresión		
En el plano de las chapas	f_{cu}'	15.7 (160)
Perpendicular al plano de las chapas	f_{nu}'	2.5 (25)
Cortante		
A través del grosor	f_{vgu}'	25 (25)
En el plano de las chapas	f_{ru}'	1 (10)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	10 800 (110 000)
Módulo de rigidez promedio	$G_{0.50}$	490 (5 000)

Tabla 2.2.1.f - Valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y módulo de rigidez de tableros de madera de tiras orientadas (OSB) de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

Flexión	f_{fu}'	6.6 (65)
Tensión	f_{tu}'	2.7 (26)
		3.6 (35)
		2.7 (26)
Compresión		
En el plano del tablero	f_{cu}'	5.3 (52)
Perpendicular al plano del tablero	f_{nu}'	4.6 (45)
Cortante		
A través del grosor	f_{vgu}'	2.7 (26)
En el plano del tablero	f_{ru}'	0.4 (4)
Módulo de elasticidad promedio		
En dirección longitudinal del tablero	$E_{0.50}$	7 900 (78 000)
En dirección transversal del tablero		1 600 (16 000)
Módulo de rigidez promedio		
En dirección longitudinal del tablero	$G_{0.50}$	3 300 (32 000)
En dirección transversal del tablero		1 200 (12 000)

2.2.2 Los valores que se presentan para tableros de OSB aplican para el diseño de tableros estructurales que no presenten un sello de certificación del fabricante en el que establezca la forma de aplicación del tablero. Sin embargo, deberá garantizarse que los valores aquí presentados son aplicables al producto en uso, verificando sus valores de diseño mediante ensayos.

2.2.3 Si cuenta con un sello de certificación que especifique la forma de uso, ésta se deberá cumplir en lo referente a separación de apoyos en muros y sistemas de piso, entrepiso y techo.

Tabla 2.2.3.a - Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

		Clase estructural		
		24F	20F	16F
Flexión	f_{fu}'	18.8 (190)	14.4 (145)	13.1 (135)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	15.1 (150)	9.8 (100)	6.9 (70)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	15.8 (160)	10.3 (105)	7.8 (80)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	3.9 (40)	3.9 (40)	3.9 (40)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.38 (14)	1.38 (14)	1.38 (14)
Tensión perpendicular a la fibra	f_{tu}'	0.448 (4.5)	0.448 (4.5)	0.448 (4.5)
Módulo de elasticidad promedio, E_x	$E_{x0.50}$	9 820 (100 000)	9 420 (95 000)	8 920 (90 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil, E_x	$E_{x0.05}$	7 900 (80 000)	7 400 (75 000)	6 900 (70 000)
Módulo de elasticidad promedio, E_y	$E_{y0.50}$	9 420 (95 000)	9 020 (90 000)	7 920 (80 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil, E_y	$E_{y0.05}$	7 400 (75 000)	6 900 (70 000)	5 900 (60 000)

Tabla 2.2.3.b - Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada de especies de latifoliadas, MPa (kg/cm²)

		Clase estructural			
		I	II	III	IV
Flexión	f_{fu}'	34.0 (345)	23.0 (235)	16.7 (170)	8.3 (84.6)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	25 (260)	17.5 (170)	11.8 (120)	5.5 (56)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	22.5 (230)	17.0 (175)	12.5 (130)	5.9 (60)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	7.8 (80)	5.5 (57)	4.0 (42)	2.0 (20)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	2.8 (30)	2.0 (20)	1.5 (15)	1.0 (10)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	17 100 (173 000)	11 800 (121 500)	8 850 (90 000)	6 870 (70 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.05}$	11 800 (121 500)	9 060 (92 000)	79 000 (80 000)	4 400 (45 000)

Tabla 2.2.3.c Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de bambúes leñosos, MPa (kg/cm²)

		Guadua aculeata	Guadua angustifolia	Bambusa oldhamii
Flexión	f_{fu}'	23.2 (235)	25.6 (260)	33.7 (340)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	20.6 (210)	36.4 (370)	58.1 (590)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	16.9 (170)	23.7 (240)	20.4 (205)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	3.3 (30)	1.9 (18)	2.6 (25)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	18 500 (185 000)	18 500 (185 000)	20 500 (205 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	10 000 (100 000)	12 000 (122 000)	12 000 (122 000)

2.3 Factores de resistencia

2.3.1 La tabla 2.3.1 indica los factores de resistencia, F_R , para madera maciza, tableros contrachapada y de partículas orientadas, y madera laminada. Los factores de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera y bambú se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

Tabla 2.3.1 - Factores de resistencia, para madera maciza, tableros contrachapada y de partículas y madera laminada, F_R

Acción		Madera maciza, tableros contrachapados y de partículas	Madera laminada
Flexión	f_{fu}'	0.8	0.85
Tensión paralela	f_{tu}'	0.7	0.80
Compresión paralela y en el plano de las chapas	f_{cu}'	0.7	0.85
Compresión perpendicular	f_{nu}'	0.9	0.95
Cortante Paralelo a la fibra y a través del espesor en el plano de las chapas	f_{vu}'	0.7	0.75

2.4 Valores modificados de resistencias y rigideces

2.4.1 Factores de modificación para madera maciza, madera contrachapada y madera laminada

En los cálculos de las resistencias y las deformaciones para el diseño de los miembros se toman como valores de la resistencia o del módulo de elasticidad del material el modificado que resulte de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según 2.4.1.a a 2.4.1.f.

- K_a factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 2.4.1.d)
- K_c factor por compartición de carga igual a 1.15. Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 610 mm centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente
- K_d factor por duración de carga (tabla 2.4.1.b)
- K_f factor por tratamiento (tabla 2.4.1.f)
- K_h factor por contenido de humedad (tabla 2.4.1.a)
- K_p factor por peralte (tabla 2.4.1.c). Aplicable a secciones que tengan un peralte d , menor o igual a 140 mm
- K_r factor por recorte (3.2.4.3)
- K_t factor por temperatura (tabla 2.4.1e)
- K_v factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (3.2.4.2)

Tabla 2.4.1.a - Factores de modificación por contenido de humedad, K_h (aplicables cuando $CH \geq 18\%$)

Concepto	K_h
a) Madera maciza de coníferas	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.70
Módulo de elasticidad	1.00
b) Madera maciza de latifoliadas	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.85
Módulo de elasticidad	1.00
c) Madera contrachapada y tableros de tiras orientadas, OSB	
Flexión, tensión, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Compresión paralela y perpendicular a la cara	0.60
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85
d) Madera laminada ^[1]	
Flexión	0.80
Tensión paralela a la fibra	0.80
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.70
Módulo de elasticidad	0.83
e) bambú	
Flexión	0.90
Tensión paralela a la fibra	0.65
Compresión paralela a la fibra	0.85
Cortante paralelo a la fibra	0.90
Módulo de elasticidad promedio	0.85

^[1] Aplicable cuando el contenido de humedad en servicio es de 16% o mayor, como puede ocurrir en construcciones en el exterior o en contacto con el suelo, o en ambientes húmedos.

Tabla 2.4.1.b - Factores de modificación por duración de carga (aplicables para todos los materiales estructurales del alcance)^[1], K_d

Condición de carga	K_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente $\geq 5\%$)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

^[1] No son aplicables a los módulos de elasticidad.

Tabla 2.4.1.c - Factores de modificación por peralte, K_p , aplicables a secciones que tengan un peralte, $d \leq 140$ mm

Concepto	K_p
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralelas a la fibra	1.15
Compresión perpendicular a la fibra	1.00
Cortante paralelo a la fibra	1.50
Módulo de elasticidad	1.10

Tabla 2.4.1.d - Factores de modificación por tamaño de la superficie de apoyo^[1], K_a

Longitud de apoyo o diámetro de rondana, mm	K_a
15 o menor	1.80
25	1.40
40	1.25
50	1.20
75	1.15
100	1.10
150 o mayor	1.00

^[1] Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 80 mm del extremo del miembro.

Tabla 2.4.1.e - Factores de modificación por temperatura de servicio, K_t

Valor de diseño de referencia	Condiciones de humedad en servicio	K_t		
		$T \leq 40^\circ\text{C}$	$40^\circ\text{C} < T \leq 50^\circ\text{C}$	$50^\circ\text{C} < T \leq 65^\circ\text{C}$
$f_u, E_{0.50}, E_{0.05}$	Húmeda o seca	1.0	0.9	0.9
f_{ju}, f_{vu}, f_{cu} y f_{nu}	Seca	1.0	0.8	0.7
	Húmeda	1.0	0.7	0.5

Tabla 2.4.1.f - Factores de modificación por tratamiento preservador, K_f

	Tratamiento preservador	Tratamiento con retardante de fuego
Madera laminada	1.00	0.90
Madera maciza	1.00	0.90

2.4.2 Factores de modificación para uniones

En los cálculos de las resistencias y las deformaciones para el diseño de uniones se toman como valores de la resistencia el modificado que resulte de multiplicar el valor especificado del elemento de unión correspondiente por los factores de modificación apropiados, según 2.4.2.a a 2.4.2.h.

- J_h factor por contenido de humedad (tabla 2.4.2.a)
- J_g factor por grupo de conectores para pernos y pijas (tabla 2.4.2.b)
- J_d factor por duración de carga (tabla 2.4.2.c)
- J_{gp} factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 2.4.2.d)
- J_{di} factor para clavos para diafragmas igual a 1.3
- J_{gc} factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 2.4.2.e)
- J_a factor para clavos lanceros (tabla 2.4.2.f)
- J_p factor para clavos hincados paralelamente a la fibra igual a 0.6
- J_n factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 2.4.2.g)
- J_{dp} factor por doblado de la punta en clavos (tabla 2.4.2.h)

Tabla 2.4.2.a - Factor de modificación por contenido de humedad en uniones, J_h

Condición de la madera cuando se fabrica la unión	Seca $CH \leq 18 \%$		Húmeda $CH > 18 \%$	
	Seca	Húmeda	Seca	Húmeda
Condición de servicio				
Pernos y pijas				
Compresión paralela a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Compresión perpendicular y pijas en extracción	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

Tabla 2.4.2.b - Factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas^[1], J_g

a) Para piezas laterales de madera									
Relación de áreas ^[2]	La menor de A_m o A_s , mm ² (cm ²)		Número de conectores de una hilera						
			2	3	4	5	6	7	8
0.5	8 000	-80	1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55
	8 000 a 18 000	(80 a 180)	1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62
	18 000 a 42 000	(180 a 420)	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79
	mayor que 42 000	(mayor que 420)	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85
1.0	8,000	-80	1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65
	8 000 a 18 000	(80 a 180)	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72
	18 000 a 42 000	(180 a 420)	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85
	mayor que 42 000	(mayor que 420)	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91
b) Para piezas laterales metálicas									
	Am, mm ² (cm ²)		2	3	4	5	6	7	8
	16 000 a 26 000	(160 a 260)	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61
	26 000 a 42 000	(260 a 420)	1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63
	42 000 a 76 000	(420 a 760)	1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71
	76 000 a 130 000	(760 a 1 300)	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81
	mayor que 130 000	(mayor que 1 300)	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

^[1] interpolar para valores intermedios;

^[2] relación de áreas A_m/A_s o A_s/A_m , la que resulte menor, donde:

A_m Área bruta del miembro principal

A_s Suma de las áreas brutas de los miembros laterales.

Tabla 2.4.2.c - Factor de modificación por duración de carga en uniones, J_d

Condición de carga	J_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5 %)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo y carga muerta más carga viva en techos (pendiente $\geq 5 \%$)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

Tabla 2.4.2.d - Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera y metálicas para pernos y pijas, J_{gp}

Para piezas laterales de madera en pijas ^[1]	$\geq 3.5D$	1.00
	$2.0D$	0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas		1.50

^[1] para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal; donde D es el diámetro de la pija.

Tabla 2.4.2.e - Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera para clavos, J_{gc}

Grosor de la pieza lateral ^[1]	J_{gc}
1/3	1.00
1/6	0.50

^[1] para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal; donde l es el diámetro de la pija.

Tabla 2.4.2.f - Factor de modificación para clavos lanceros, J_a

Condición de carga	J_a
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

Tabla 2.4.2.g - Factor de modificación por carga lateral perpendicular a las fibras para pijas, J_n

Diámetro de la pija, mm	J_n
6.4	0.97
9.5	0.76
12.7	0.65
15.9	0.60
19.1	0.55
22.2	0.52
25.4	0.50

Tabla 2.4.2.h - Factor de modificación por doblado de la punta de clavos, J_{dp}

Condición	J_{dp}
Cortante simple	1.6
Cortante doble ^[1]	2.0

^[1] las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera

2.5.1 Los factores de comportamiento sísmico y distorsiones de entrepiso (desplazamientos) permisibles, para estructuras cuya resistencia a fuerzas horizontales sea suministrada por sistemas estructurales a base de elementos de madera o bambú se encuentran en la tabla correspondiente de la NTC-Sismo: Capítulo 4. Factores de Comportamiento Sísmico y Distorsiones Permisibles.

2.5.2 Para estructuras de madera del grupo B podrá utilizarse el método de análisis estático indicado en el Capítulo 6 de la NTC Sismo calculando los valores de las fuerzas de cortante con los métodos descritos en las secciones 6.3 de dichas Normas. Las fuerzas sísmicas podrán reducirse si se cumplen los criterios señalados en las secciones 6.4 de las citadas Normas. El método estático del capítulo 6 es aceptable cuando se cumplan los requisitos establecidos en ese capítulo.

2.5.3 Si se desea utilizar el método de análisis dinámico modal espectral indicado en 7.2 de la NTC-Sismo, se deberá contar con información detallada del suelo donde se hará la construcción, de las aceleraciones máximas del terreno, así como de todos los parámetros de resistencia y los períodos fundamentales de vibración de la estructura

2.6 Encharcamiento en techos planos

2.6.1 Cada porción del techo debe diseñarse para sostener el peso del agua de lluvia y granizo que pudiera acumularse sobre ella cuando el sistema de drenaje no funcione correctamente. Los detalles de las cargas debidas a granizo y estancamiento de agua en cubiertas y azoteas se encuentran en la sección 7 de las NTC-Criterios.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

3.1 Miembros en tensión

3.1.1 El valor de la resistencia para diseñar elementos sujetos a tensión paralela a la fibra se obtiene con la expresión

$$T_R = F_R f_{tu} A_n \quad (3.1.1)$$

donde:

$$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d K_c K_p \quad (2.4 \text{ y } 2.4.1)$$

A_n = área neta

F_R = factor de resistencia, igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

3.1.2 El área neta se define como la que resulta de restar de la sección bruta el área proyectada del material eliminado por horadaciones para pernos u otros fines. En miembros de madera con perforaciones en trespelillo para pernos o pijas se consideran en la sección crítica analizada las perforaciones adyacentes cuya separación sea igual o menor que ocho diámetros.

3.2 Miembros bajo cargas transversales

3.2.1 Requisitos generales

3.2.1.1 Claro de cálculo

3.2.1.1.1 El claro de diseño para vigas simplemente apoyadas se toma como la distancia entre los paños de los apoyos más la mitad de la longitud requerida en cada apoyo para que no se exceda la resistencia al aplastamiento definida en 3.5.1. En vigas continuas, el claro de cálculo se mide desde los centros de los apoyos continuos.

3.2.1.2 Recortes

3.2.1.2.1 Se permiten recortes, rebajes o ranuras siempre que su profundidad no exceda de un cuarto del peralte del miembro en los apoyos ni de un sexto del peralte en las porciones alejadas de los apoyos y que queden fuera del tercio medio. La longitud de recortes alejados de los apoyos se limita a un tercio del peralte (Fig. 3.2.1.2.1).

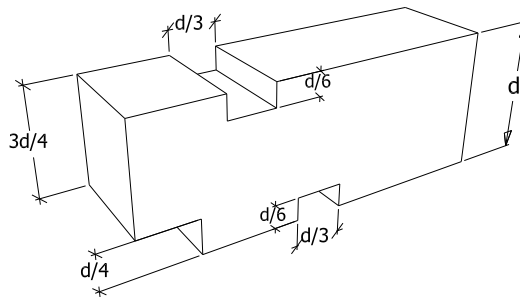


Figura 3.2.1.2.1 - Recortes permitidos en elementos a flexión

3.2.2 Resistencia a flexión

3.2.2.1 La resistencia de diseño, M_R , de miembros sujetos a flexión se obtiene por medio de la expresión

$$M_R = F_R f_{fu} S \phi \quad (3.2.2.1)$$

donde:

- f_{fu} = $f_{fu}' K_h K_d K_c K_p$, (2.4 y 2.4.1)
 S = módulo de sección
 ϕ = factor de estabilidad lateral según 3.2.3
 F_R = se tomará igual a 0.8 (tabla 2.3.1).

3.2.3 Estabilidad lateral

3.2.3.1 Requisitos generales

3.2.3.1.1 Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad lateral, ϕ , puede tomarse igual a la unidad, si la relación entre el peralte y el grosor de la viga no excede de 1.0. Cuando dicha relación es mayor que 1.0 debe proporcionarse soporte lateral en los apoyos, de manera que se impida la traslación y la rotación de los extremos de la viga; el valor de ϕ se determina de acuerdo con 3.2.3.2, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la tabla 3.2.1, cuando puede tomarse la unidad como valor de ϕ . Las reglas de las secciones siguientes son aplicables a miembros sujetos tanto a flexión simple como a flexo-compresión.

Tabla 3.2.1 Relaciones d/b máximas admisibles para las cuales puede tomarse $\phi = 1$

Condición de soporte lateral ^[1]	Relación máxima d/b
a) Cuando no existan soportes laterales intermedios	4.0
b) Cuando el miembro se mantenga soportado lateralmente por la presencia de cuando menos una vigueta o tirante al centro del claro	5.0
c) Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una cubierta de madera contrachapada o duela, o por medio de viguetas con espaciamiento ≤ 610 mm	6.5
d) Cuando se cumplan las condiciones del inciso c, y además exista bloqueo o arrostramiento lateral a distancias no superiores a $8d$	7.5
e) Cuando la cara de compresión como la de tensión se mantenga eficazmente soportada lateralmente	9.0

^[1] En todos los casos deberá existir soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de la viga.

3.2.3.2 Vigas laminadas verticalmente

3.2.3.2.1 El cálculo del soporte lateral de las vigas laminadas verticalmente, hechas con dos o más miembros del mismo peralte, que estén efectivamente unidas entre sí, a intervalos que no excedan cuatro veces el peralte, puede basarse en el ancho total de la viga.

3.2.3.3 Cálculo del factor de estabilidad lateral, ϕ

- a) Longitud sin soporte lateral, L_u
- 1) Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales, L_u , se toma como la distancia centro a centro entre apoyos; en voladizos, se toma como su longitud
 - 2) Cuando existan viguetas perpendiculares a la viga, conectadas a ésta de manera que impidan el desplazamiento lateral de la cara de compresión, L_u , se toma como el espaciamiento máximo entre viguetas
 - 3) Cuando la cara de compresión de la viga esté soportada en toda su longitud de manera que los desplazamientos laterales queden impedidos, L_u puede tomarse igual a cero. Para poder considerar que la cubierta proporciona suficiente restricción lateral debe estar firmemente unida a la viga y a los miembros periféricos de manera que se forme un diafragma rígido.

b) Factor de esbeltez, C_s

El factor de esbeltez, C_s , se determina con la expresión

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{b^2}} \quad (3.2.3.3.a)$$

donde:

L_a = longitud sin soporte lateral, en mm, evaluada según tabla 3.2.3.3.

L_u = $L_u(L_a)$

c) Determinación del factor de estabilidad lateral, ϕ

El valor del factor de estabilidad lateral, ϕ , se determina con la expresión:

$$\phi = \frac{1 + \left(\frac{f_{f,E}}{f_{fu}}\right)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{f_{f,E}}{f_{fu}}\right)}{1.9}\right]^2 - \frac{\left(\frac{f_{f,E}}{f_{fu}}\right)}{0.95}} \quad (3.2.3.3.b)$$

donde:

$$f_{f,E} = \frac{C_{fE} * E_{0.05}}{C_s^2}$$

C_{fE} = 1.20 para madera aserrada

C_{fE} = 1.66 para madera laminada.

No se admiten vigas cuyo factor de esbeltez, C_s , sea superior a 50.

Tabla. 3.2.3.3 - Longitudes efectivas para cálculo de estabilidad lateral en vigas

Condición de carga	Soporte lateral en el punto de carga	Longitud efectiva, L_u
Vigas con un solo claro		
Carga uniformemente distribuida	No	$L_u = 1.63L_a + 3d$
Carga concentrada al centro	No	$L_u = 1.37L_a + 3d$
	Sí	$L_u = 1.11L_a$
Dos cargas concentradas iguales @ 1/3 del claro	No	$1.84L_a < L_u < 2.06L_a$
	Sí	$L_u = 1.68L_a$
Tres cargas concentradas @ 1/4 del claro	No	$1.84L_a < L_u < 2.06L_a$
	Sí	$L_u = 1.54L_a$
Cuatro cargas concentradas @ 1/5 del claro	No	$1.84L_a < L_u < 2.06L_a$
	Sí	$L_u = 1.68L_a$
Cinco cargas concentradas @ 1/6 del claro	No	$1.84L_a < L_u < 2.06L_a$
	Sí	$L_u = 1.73L_a$
Seis cargas concentradas @ 1/7 del claro	No	$1.84L_a < L_u < 2.06L_a$
	Sí	$L_u = 1.78L_a$
Siete cargas concentradas @ 1/8 del claro	No	$1.84L_a < L_u < 2.06L_a$
	Sí	$L_u = 1.84L_a$
Ocho o más cargas concentradas @ separaciones iguales	No	$1.84L_a < L_u < 2.06L_a$
	Sí	$L_u = 1.84L_a$
Momentos iguales en los extremos (rotación opuesta)	-	$L_u = 1.84L_a$
Momentos iguales en los extremos (rotación igual)	-	$1.84L_a < L_u < 2.06L_a$
Vigas en voladizo		
Carga uniformemente distribuida	No	$L_u = 0.90L_a + 3d$
Carga concentrada en el extremo libre	No	$L_u = 1.44L_a + 3d$

Nota:

Para cualquier condición de carga no considera en esta tabla, se tomará la condición más desfavorable:

$$1.84L_a < L_u < 2.06L_a$$

3.2.3.4 Vigas de sección transversal circular

3.2.3.4 Se considerará que una viga de sección transversal circular tiene la misma resistencia en flexión que un elemento de sección transversal cuadrada que tenga la misma área en su sección transversal. Si la viga está ahusada, se diseñará como un elemento de sección transversal cuadrada con sección transversal variable.

3.2.4 Resistencia al cortante en miembros a flexión

3.2.4.1 Resistencia al cortante paralelo a la fibra (cortante horizontal)

3.2.4.1.1 El esfuerzo actuante en cortante paralelo a la fibra o la fuerza cortante en cualquier sección transversal de miembros a flexión no deberá exceder el valor modificado de resistencia al cortante paralelo a la fibra.

3.2.4.1.2 En miembros a flexión no se requiere revisar el cortante perpendicular a la fibra

3.2.4.1.3 Los esfuerzos de diseño por cortante horizontal especificados en estas normas son aplicables a miembros de madera maciza, madera pegada laminada, madera compuesta o madera laminada unida con conectores mecánicos. El diseño por

cortante de miembros armados que contengan conexiones que transmitan cargas en o cerca de los puntos de apoyo, tales como las uniones entre el alma y la cuera de una armadura, deberán basarse en pruebas de laboratorio u otras técnicas.

3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño

3.2.4.2.1 La resistencia a cortante de diseño paralelo a la fibra, V_R , se calcula con la ecuación general

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} I b}{Q} \quad (3.2.4.2.1)$$

donde:

I = momento de inercia de la sección transversal

b = ancho de la sección transversal

Q = primer momento de área de la sección transversal.

3.2.4.2.2 La resistencia a cortante de diseño, V_R , en las secciones críticas de vigas de sección transversal rectangular se obtiene por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} b d}{1.5} \quad (3.2.4.2.2)$$

donde:

$$f_{vu} = f_{vu}' K_h K_d K_c K_v K_r \quad (2.4 \text{ y } 2.4.1)$$

F_R se toma igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

Puede considerarse $K_v = 2$ en los siguientes casos:

- En las secciones críticas de apoyos continuos
- En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos $K_v = 1.0$.

3.2.4.3 Sección crítica

3.2.4.3.1 La sección crítica para cortante de vigas sometidas a carga uniforme se toma a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga, d . Para vigas bajo cargas concentradas aplicadas en una distancia menor al peralte de la viga, el valor de la carga concentrada se podrá multiplicar por un factor igual a x/d donde x es la distancia de la cara de apoyo de la viga al punto de aplicación de la carga (fig. 3.2.4.3.1).

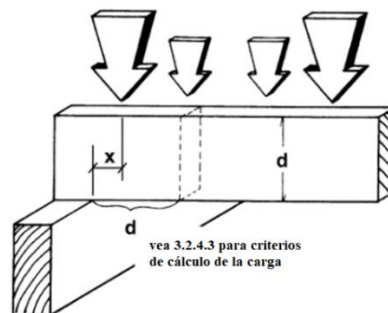


Fig. 3.2.4.3.1 - Fuerza cortante en los apoyos

3.2.4.4 Factor de recorte, K_r

3.2.4.4.1 El factor de recorte, K_r , se calcula de acuerdo con las siguientes expresiones:

a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_r = \left(1 - \frac{d_r}{d}\right)^2 \quad (3.2.4.4.1.a)$$

b) Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $e_r \geq d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d} \quad (3.2.4.4.1.b)$$

c) Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando $e_r < d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r e_r}{d(d - d_r)} \quad (3.2.4.4.1.c)$$

3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión**3.3.1 Requisito general**

3.3.1.1 Toda columna debe dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento (ver fig. 3.3.1.1).

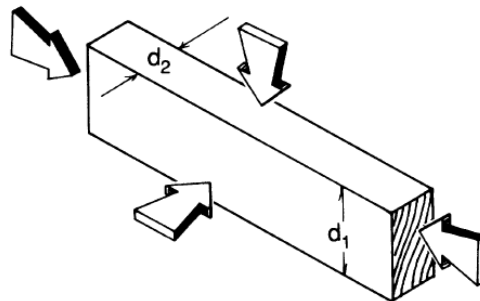


Figura 3.3.1.1 - Miembro sujeto a momento y carga axial de compresión

3.3.2 Fórmula de interacción para flexión uniaxial

3.3.2.1 Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deben satisfacer la siguiente condición

$$\left(\frac{f_{uc}}{f_{cr}}\right)^2 + \frac{f_{uf}}{f_{fu} \left[1 - \left(\frac{f_{uc}}{f_{c,E}}\right)\right]} \leq 1 \quad (3.3.2.1.a)$$

donde:

f_{uc} = esfuerzo de compresión último actuante = P_u/A

f_{cu} = valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables excepto K_e , MPa (kg/cm²)

f_{cr} = $f_{cu}' K_h K_d K_c K_e K_p$ (2.4 y 2.4.1)

f_{uf} = esfuerzo de flexión último actuante

$$f_{c,E} = \frac{K_{cE} E_{0.05}}{\left(\frac{L_e}{d}\right)^2}$$

K_{cE} = 0.822 para madera aserrada y postes con sección transversal circular

K_{cE} = 0.855 para madera laminada

d = diámetro de poste o pilote, definido en 3.3.3

K_e = factor de estabilidad de columnas calculado como sigue:

$$K_e = \frac{1 + \left(\frac{f_{c,E}}{f_{cu}}\right)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + \frac{f_{c,E}}{f_{cu}}}{2c} \right]^2 - \frac{f_{c,E}}{f_{cu}}} \quad (3.3.2.1.b)$$

c = 0.8 para madera aserrada

c = 0.85 para postes con sección transversal circular

c = 0.9 para madera laminada.

3.3.2.2 Cuando un miembro en compresión está soportado completamente a lo largo de su longitud para prevenir el desplazamiento lateral en todas direcciones, $K_e = 1.0$.

Nota: Las ecuaciones para valores modificados de esfuerzos en miembros sujetos a flexo-compresión son aplicables a columnas que tengan sección transversal rectangular. Para miembros con secciones transversales de formas distintas, se debe sustituir el valor de d por $r/\sqrt{12}$, donde r es el radio de giro de la sección.

3.3.3 Postes y pilotes de sección transversal circular

3.3.3.1 Se considerará que un poste o pilote de sección transversal circular tiene la misma resistencia en flexión que un elemento de sección transversal cuadrada que tenga la misma área en su sección transversal. Si el poste o pilote está ahusado, se diseñará como un elemento de sección transversal cuadrada con sección transversal variable.

3.3.4 Efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez se toman en cuenta a través del factor de estabilidad de columnas, de acuerdo con lo previsto en 3.3.2. En el caso de columnas compuestas de dos o más elementos, la esbeltez se considera de manera independiente para cada elemento a no ser que se prevea un dispositivo que una los extremos de los elementos rígidamente y espaciadores adecuados

3.3.4.1 Longitud sin soporte lateral

3.3.4.1.1 La longitud sin soporte lateral, L_u , de miembros bajo compresión se toma como la distancia centro a centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al cuatro por ciento de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza también debe ser suficiente para resistir los efectos de los momentos en los extremos y las cargas laterales que pudieran existir.

3.3.4.2 Longitud efectiva

3.3.4.2.1 Los miembros en compresión se dimensionan considerando una longitud efectiva, $L_e = k L_u$ Para miembros bajo compresión, arriostrados contra desplazamientos laterales se toma $k = 1.0$, salvo que se justifique un valor menor. Para miembros en compresión sin arriostramiento contra desplazamientos laterales, k se determina por medio de un análisis.

3.3.4.3 Limitaciones

3.3.4.3.1 No se admiten valores de $k L_u/r$ superiores a 120.

3.3.5 Momentos en los extremos

3.3.5.1 Todos los miembros bajo compresión deben dimensionarse para una excentricidad en cada extremo igual al mayor de los siguientes valores:

- La correspondiente al máximo momento asociado a la carga axial
- 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

3.3.6 Momentos debidos a encorvadura

3.3.6.1 Todos los miembros bajo compresión deben dimensionarse para una excentricidad

$$e_b = \frac{L_u}{300} \quad (3.3.6.1)$$

considerando que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre soportes laterales. Se considera que los momentos por encorvadura actúan en el mismo plano y en el mismo sentido que los momentos de 3.3.6.

3.3.7 Fórmula de interacción para flexión biaxial

3.3.7.1 Los miembros bajo compresión sujetos a flexión biaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\left(\frac{f_c}{f_{cu}}\right)^2 + \frac{f_{fx}}{\left(1 - \frac{f_c}{f_{cEx}}\right) f_{fu}} + \frac{f_{fy}}{\left[1 - \frac{f_c}{f_{cEy}} - \left(\frac{f_{fx}}{f_{fE}}\right)^2\right] f_{fu}} \leq 1.0 \quad (3.3.7.1.a)$$

donde:

$$f_c < f_{cEx} = \frac{0.822 E_{x,0.05}}{\left(\frac{Le}{d}\right)^2} \quad (3.3.7.1.b)$$

$$f_c < f_{cEy} = \frac{0.822 E_{y,0.05}}{\left(\frac{Le}{d}\right)^2} \quad (3.3.7.1.c)$$

$$f_c < f_{cEs} = \frac{1.2 E_{y,0.05}}{C_s^2} \quad (3.3.7.1.d)$$

3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión

3.4.1 Momento uniaxial y tensión

3.4.1.1 Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deben satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1 \quad (3.4.1.1)$$

donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

3.4.2 Momento biaxial y tensión

3.4.2.1 Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deben satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xu}}{M_{xR}} + \frac{M_{yu}}{M_{yR}} \leq 1 \quad (3.4.2.1)$$

donde:

- M_{xu} = momento último actuante de diseño, respecto al eje X
- M_{yu} = momento último actuante de diseño, respecto al eje Y
- M_{xR} = momento resistente de diseño, respecto al eje X
- M_{yR} = momento resistente de diseño, respecto al eje Y.

3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°

3.5.1 Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($\theta = 90^\circ$)

3.5.1.1 La resistencia de diseño, N_R , de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtiene por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (3.5.1.1)$$

donde:

- f_{nu} = $f_{nu}' = K_h K_d K_c K_a$ (2.4 y 2.4.1)
- A_a = área de la superficie de apoyo
- F_R = se toma igual a 0.9 (tabla 2.3.1).

3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo

3.5.2.1 Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor que 150 mm y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 80 mm del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento puede modificarse con el factor K_a de la tabla 2.4.1.d.

3.5.3 Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de la fibra

3.5.3.1 La resistencia a compresión de diseño, N_R , sobre un plano con un ángulo respecto a la fibra se obtiene por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R \frac{f_{cu} f_{nu}}{f_{cu} \text{sen}^2\theta + f_{nu} \text{cos}^2\theta} \quad (3.5.3.1)$$

donde F_R se toma igual a 0.9.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE TABLEROS A BASE DE MADERA

4.1 Requisitos del material

4.1.1 La manufactura de los tableros de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a acciones deberá cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-438-ONNCCE (2014).

4.1.2 Las propiedades de resistencia y rigidez de estos productos deben ser determinadas experimentalmente para el tipo de acción a que vayan a estar sometidos en la estructura y su comportamiento estructural debe estar sujeto a criterios aprobados por las autoridades competentes. Cuando los tableros se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberán ser del Tipo 3 definido en la norma (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deben ser C o D de acuerdo con esa misma norma.

4.1.3 En el Apéndice A se presentan las propiedades de la sección para una serie de combinaciones adecuadas de chapas para tableros de madera contrachapada. Las propiedades de la sección para cualquier otro tipo de combinación deben ser calculadas a partir de los grosores de las chapas utilizadas con el procedimiento ahí descrito.

4.2 Orientación de los esfuerzos

4.2.1 Los tableros de madera contrachapada y las de OSB son un material ortotrópico y, por lo tanto, las propiedades efectivas de la sección usadas en los cálculos serán las correspondientes a la orientación de la fibra de las chapas exteriores prevista en el diseño.

4.3 Resistencia a carga axial

4.3.1 Resistencia a tensión

4.3.1.1 La resistencia de diseño, T_R , a tensión paralela al canto de un tablero de madera contrachapada se calculará como

$$T_R = F_R f_{tu} A_1 \quad (4.3.1.1)$$

donde:

$$f_{tu} = F_{tu} K_h K_d \quad (2.4 \text{ y } 2.4.1)$$

A_1 = área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice A)

F_R = se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

4.3.2 Resistencia a compresión

4.3.2.1 La resistencia de diseño, P_R , a compresión paralela al canto de un tablero de madera contrachapada restringida contra el pandeo se calculará como

$$P_R = F_R f_{cu} A_1 \quad (4.3.2.1)$$

donde:

$$f_{cu} = f_{cu} K_h K_d \quad (2.4 \text{ y } 2.4.1)$$

A_1 = área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice A)

F_R = se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores

4.3.3.1 Los valores especificados de resistencia a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45 grados con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la tabla 2.5. Para los cálculos se utilizará el grosor neto, t , del tablero.

4.3.3.2 Para ángulos entre 0 y 45 grados con respecto a la orientación de la fibra en las chapas exteriores, puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia para la dirección paralela y el producto similar para el ángulo de 45 grados. Para ángulos entre 45 y 90 grados puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia correspondientes a 45 grados y el producto similar para la dirección perpendicular.

4.4 Tableros en flexión

4.4.1 Flexión con cargas normales al plano del tablero

4.4.1.1 La resistencia de diseño, M_p , de un tablero de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas perpendiculares al plano del tablero se determinará con la ecuación

$$M_p = F_R f_{fu} S_1 \quad (4.4.1.1)$$

donde:

- f_{fu} = $f_{fu}' K_h K_d$ (2.4 y 2.4.1)
- S_1 = módulo de sección efectivo del tablero (Apéndice A)
- F_R = se tomará igual a 0.9 (tabla 2.3.1).

4.4.2 Flexión con cargas en el plano del tablero

4.4.2.1 La resistencia de diseño, M_Q , de un tablero de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano y que esté adecuadamente arriostrada para evitar pandeo lateral se calculará como

$$M_Q = F_R f_{tu} \frac{t_p d^2}{6} \quad (4.4.2.1)$$

donde:

- f_{tu} = $f_{tu}' K_h K_d$ (2.4 y 2.4.1)
- t_p = grosor efectivo del tablero de madera contrachapada (Apéndice A)
- d = peralte del elemento
- F_R = se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

4.5 Resistencia a cortante

4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión

4.5.5.1 La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas, V_{R1} , para tableros sujetos a flexión se calculará como

$$V_{R1} = F_R \frac{I b}{Q} f_{rv} \quad (4.5.5.1)$$

donde:

$$f_{ru} = f_{ru}' K_h K_d \text{ (2.4 y 2.4.1)}$$

$$\frac{Ib}{Q} = \text{constante para cortante por flexión (Apéndice A)}$$

$$F_R = \text{se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).}$$

4.5.2 Cortante a través del grosor

4.5.2.1 La resistencia de diseño a cortante a través del grosor, V_{R2} , de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$V_{R2} = F_R f_{vgu} A \quad (4.5.2.1)$$

donde:

$$f_{vgu} = f_{vgu}' K_h K_d \text{ (2.4 y 2.4.1)}$$

$$A = \text{área total de la sección transversal del tablero}$$

$$F_R = \text{se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).}$$

4.6 Aplastamiento

4.6.1 La resistencia de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas, N_R , se calculará como:

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (4.6.1)$$

donde:

$$f_{nu} = f_{nu}' K_h K_d \text{ (2.4 y 2.4.1);}$$

$$A_a = \text{área de la superficie de apoyo; y}$$

$$F_R = \text{se tomará igual a 0.9 (tabla 2.3.1).}$$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MADERA LAMINADA

5.1 Consideraciones generales

5.1.1 El capítulo 5 aplica al diseño estructural de madera laminada encolada. Aquí se presentan los requerimientos básicos de diseño. Los procedimientos de diseño, valores de diseño de referencia y toda la información presentada aplican solamente a la madera estructural laminada encolada fabricada conforme a los criterios descritos en 5.5 de estas normas.

5.2 Definición

5.2.1 El término “madera laminada encolada” se refiere a un producto calculado con bases técnicas, con láminas de madera clasificada, que comprenden ensambles de láminas de madera especialmente seleccionadas y preparadas y unidas entre sí con adhesivos resistentes a la humedad. El hilo o fibra de todas las láminas es esencialmente paralelo al eje longitudinal de la pieza. Las láminas individuales no deben exceder un grosor neto de 50 mm y se permite que consten de:

- a) Una sola pieza
- b) Piezas unidas en los extremos para lograr cualquier longitud
- c) Piezas unidas con adhesivo en los cantos para formar piezas más anchas
- d) Piezas dobladas en forma curva al momento de ensamblarse.

5.3 Requisitos de fabricación

5.3.1 Para que se puedan emplear los valores de la Tablas 2.2.3.a y 2.2.3.b, los miembros laminados deben cumplir con los siguientes requisitos mínimos:

- a) Las láminas que se empleen en la fabricación de los miembros laminados deben ser sometidas a un proceso de secado previo a la fabricación, en cámaras de secado apropiadas y deben tener un contenido de humedad no mayor a 12% al momento de ser ensambladas
- b) Las láminas de madera de coníferas mexicanas deberán ser clasificadas con la Norma Mexicana NMX-C-239 (2014). Las láminas externas deben ser de clase “A”, las intermedias de clase “B” y las centrales pueden ser de clase “C”. Para maderas latifoliadas solamente se pueden emplear láminas con la clasificación de ‘Estructural’ de la Norma NMX-C-409 (1999)
- c) Las láminas se encolarán con adhesivo del tipo de uso exterior (fenol-formaldehído, resorcinol, adhesivos de poliuretano o un adhesivo equivalente)
- d) Se formarán y pensarán las láminas orientadas en la dirección longitudinal, dentro de las prensas construidas para el efecto, según el elemento a fabricar, mediante presión continua de un mínimo de 10 horas a temperatura ambiente
- e) Las láminas estarán unidas en los extremos por medio de uniones dentadas (finger joint) para formar un largo continuo o con otra forma de unión que garantice una resistencia semejante.

5.3.2 Para el cálculo de los elementos laminados se podrán usar los valores de las propiedades geométricas del Apéndice C o los correspondientes a la configuración seleccionada.

Para condiciones o especies diferentes se deberá conseguir la autorización expresa de la Secretaría de Obras y Servicios.

5.3.1 Arreglos balanceados y desbalanceados

5.3.1.1 Se permite que se ensamblen los miembros de madera laminada encolada con láminas de las mismas clases estructurales colocadas simétrica o asimétricamente con respecto al eje neutro del miembro. Los arreglos balanceados se conocen como “balanceados” y tiene los mismos valores de diseño para momento flexionante positivo o negativo. Los arreglos asimétricos se conocen como “desbalanceados” (o “no balanceados”) y tiene menores valores de diseño para momento flexionante negativo que para momento positivo (el esfuerzo de tensión en la parte inferior de la viga en claros simples). El canto superior de un miembro desbalanceado deberá ser marcado con la palabra “ARRIBA” por el fabricante. Los arreglos no balanceados están previstos fundamentalmente para claros simples o tramos cortos de vigas en voladizo.

5.4 Tamaños estándar

5.4.1 Los anchos acabados estándar de dimensiones normalizadas serán como se muestra en la Tabla 5.4.1. Podrán usarse otros anchos terminados cuando el diseño así lo requiera. Deben especificarse la longitud y las dimensiones netas de las piezas. También deben especificarse todas las dimensiones necesarias para definir miembros no prismáticos.

Tabla 5.4.1 Anchos terminados netos de madera estructural laminada

Ancho nominal de láminas (mm)	70	89	240	190	240	290	349	390
Ancho neto terminado (mm)	64	80	130	170	220	270	310	360

5.5 Condiciones de uso

5.5.1 Lo métodos, datos y tablas de diseño para miembros en flexión, especificados en estas normas, aplican a miembros laminados horizontalmente, con las caras anchas de las láminas perpendiculares a la dirección de aplicación de la carga. Para laminado vertical, véase 5.9.3.

5.6 Condiciones de servicio

5.6.1 Los valores especificados para condiciones de servicio secas aplicarán cuando el contenido de humedad en servicio sea menor de 16% como en la mayoría de las estructuras cubiertas. Los valores especificados para madera laminada encolada serán multiplicados por los factores de humedad en servicio húmedo especificados en la tabla 2.4.1.a cuando el contenido de humedad en servicio es de 16% o mayor, como puede ocurrir en construcciones en el exterior o en contacto con el suelo, o en ambientes húmedos.

5.7 Valores especificados

5.7.1 La tabla 2.2.3.a contiene los valores especificados de resistencias y los módulos de elasticidad de elementos de madera laminada de especies coníferas. Los valores de las tablas corresponden a condición seca. La tabla 2.2.3.b contiene los valores correspondientes a las especies latifoliadas.

5.7.1 Orientación del miembro

5.7.1.1 Los valores especificados para miembros de madera laminada encolada dependen de la orientación de las láminas en relación con la dirección de las cargas aplicadas. Se usan subíndices para indicar que los valores especificados corresponden a alguna orientación dada. La orientación de los ejes de la sección transversal para la madera laminada estructural se muestra en la Fig. 5.7.1.1 el eje $x - x$ corre paralelo la cara ancha de las láminas. El eje $y - y$ corre en dirección perpendicular a las caras anchas de las láminas.

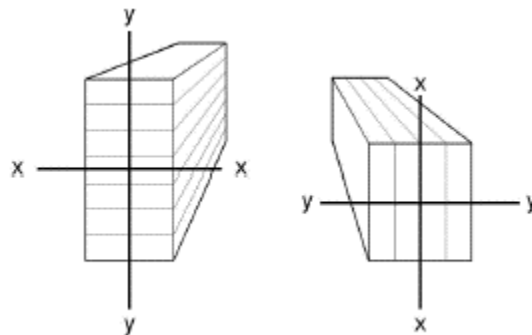


Figura 5.7.1.1 - Orientación de los ejes estructurales

5.8 Ajuste de los valores especificados

5.8.1 General

5.8.1.1 Los factores de modificación de duración de carga y humedad, aplicables a los elementos laminados están señalados en las tablas 2.4.1.a y 2.4.1.b.

5.8.1.1 Factor de temperatura

5.8.1.1.1 Cuando los miembros estructurales experimenten exposición sostenida a temperaturas de hasta 50 °C los valores especificados se deberán modificar por el factor de temperatura, K_t , definido en la tabla 2.4.1.e.

5.8.1.2 Factor de tratamiento de preservación

5.8.1.2.1 Cuando la madera esté tratada a presión con sustancias químicas, se utilizarán los factores de tratamiento K_f de la tabla 2.4.1.f.

5.8.1.3 Factor de estabilidad lateral de vigas, ϕ

5.8.1.3.1 Los factores de estabilidad lateral de vigas con elementos laminados se presentan en 3.2.3.

5.8.1.4 Factor de volumen

$$K_v = \left(\frac{6.4}{L}\right)^{\frac{1}{x}} \left(\frac{305}{d}\right)^{\frac{1}{x}} \left(\frac{130}{b}\right)^{\frac{1}{x}} \quad (5.8.1.4)$$

donde:

- L = longitud del miembro laminado en flexión entre puntos de cero momentos, m
- b = grosor del miembro laminado en flexión, mm
- d = ancho del miembro laminado en flexión, mm
- x = 10 para especies coníferas
- x = 20 para especies latifoliadas.

5.8.1.5 Factor de uso plano

5.8.1.5.1 Cuando los elementos de madera laminada encolada se cargan en flexión alrededor del eje y-y y la dimensión del miembro paralela a la cara ancha de las láminas, d_y (ver Fig. 5.8.1.5.1), es menor que 305 mm, el valor modificado de esfuerzo en flexión, f_{fu} , podrá ser multiplicado por el factor de uso plano, K_{fu} , calculado por la siguiente ecuación:

$$K_{fu} = \left(\frac{305}{d}\right)^{\frac{1}{9}} \quad (5.8.1.5.1)$$

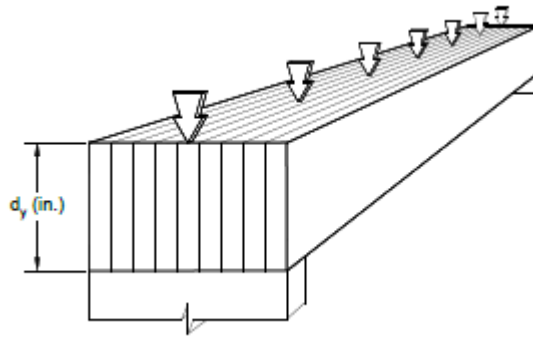


Figura 5.8.1.5.1 Peralte, d_y , para factor de uso plano

5.8.1.6 Factor de curvatura

5.8.1.6.1 Para la porción curva de miembros en flexión, los valores especificados deberán ser multiplicados por el factor de curvatura, K_x :

$$K_x = 1 - 2000 \left(\frac{t}{R} \right)^2 \tag{5.8.1.6.1}$$

en la cual, la razón t/R no debe exceder 1/125 para coníferas y 1/100 para angiospermas.

donde:

- t = grosor de la lámina
- R = radio de curvatura de la lámina más interna.

5.8.1.6.2 El factor de curvatura, K_x , no se debe aplicar al valor especificado de la porción recta de un miembro.

5.8.1.7 Factor de interacción de esfuerzos

5.8.1.7.1 Para la porción ahusada de miembros en flexión ahusados en la cara de compresión, el valor modificado de esfuerzo en flexión, f_{fu} , será multiplicado por el siguiente factor de interacción de esfuerzos:

$$K_I = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_f \tan \theta}{f_f K_{vr}} \right)^2 + \left(\frac{f_f \tan^2 \theta}{f_n} \right)^2}} \tag{5.8.1.7.1}$$

donde:

θ = ángulo de ahusamiento, grados.

5.8.1.7.2 Para miembros ahusados en la cara de tensión, el factor de interacción de esfuerzos, K_I , no será aplicado simultáneamente con el factor de volumen, K_V , por lo tanto, aplicará el menor de los dos factores.

5.8.1.7.3 No se recomienda hacer cortes para disminuir el tamaño de la sección en la cara de tensión de elementos estructurales laminados.

5.8.2 Factor de reducción de cortante

5.8.2.1 Los valores modificados para diseño por cortante, f_{vu} y f_{vy} , se multiplicarán por el factor de reducción por cortante, $K_{vr} = 0.72$, cuando aplique cualquiera de las siguientes condiciones:

- 1) Diseño de miembros no prismáticos
- 2) Diseño de miembros sujetos a impacto o cargas cíclicas repetitivas
- 3) Diseño de miembros con recortes (3.2.4.3)
- 4) Diseño de miembros en uniones

5.8.3 Factor de estabilidad de columnas, K_e

5.8.3.1 El factor de estabilidad de columnas, K_e , se calcula con la expresión 3.3.2.1.b.

5.8.4 Factor de área de aplastamiento, K_a

5.8.4.1 Se debe usar el factor K_a incluido en la tabla 2.4.1.d.

5.8.5 Tratamiento de preservación a presión

5.8.5.1 Los valores modificados de esfuerzos aplican a miembros laminados sometidos a tratamientos de preservación con preservadores para madera solubles en agua o en aceite especificados en las normas NMX-C-178-ONNCCE (2014) y NMX-C-322-ONNCCE (2014).

5.9 Consideraciones especiales de diseño

5.9.1 Miembros curvos de sección rectangular constante

Los miembros curvos en flexión con sección transversal rectangular constante serán diseñados por resistencia a flexión de acuerdo con lo estipulado en 3.2.2. Los miembros curvos en flexión con sección transversal rectangular constante serán diseñados por resistencia a cortante de acuerdo con lo estipulado en 3.2.4, excepto que las disposiciones de 3.2.4.3 no aplicarán. El factor de reducción por cortante de 5.8.8 sí aplicará. El esfuerzo radial inducido por la flexión en un miembro curvo de sección transversal constante estará limitado por el esfuerzo unitario radial de las cláusulas 5.9.1.1 o 5.9.1.2 cuando se calcule por la expresión:

$$f_{ru} = \frac{3M}{2Rbd} \quad (5.9.1.3)$$

donde:

- f_{ru} = esfuerzo último en tensión radial perpendicular a la fibra
 M = momento flexionante último
 R = radio de curvatura de la línea centroidal del miembro
 b = ancho de la sección transversal
 d = peralte de la sección transversal

5.9.1.1 Tensión radial

5.9.1.1.1 Cuando el momento flexionante tiende a disminuir la curvatura (incrementar el radio), el esfuerzo radial es en tensión perpendicular a la fibra. Este esfuerzo no excederá el valor especificado en tensión perpendicular a la fibra, f_{mu}' , de la tabla 2.2.3.a, multiplicado por los factores de ajuste correspondientes más el factor de tamaño, K_s , de la tabla 5.9.1.1.1, a menos que se use refuerzo mecánico suficiente para resistir todos los esfuerzos radiales. En ningún caso el esfuerzo radial, f_{ru} , excederá de $(1/3)f_{vu}$.

Tabla 5.9.1.1.1 - Factor de tamaño, K_s

Tipo de miembro	Carga uniformemente distribuida	Todas las otras cargas
Curvo con d constante $d/R > 0$	$\frac{46.9}{(dbR\psi)^{0.2}}$	$\frac{38.4}{(dbR\psi)^{0.2}}$
Doble ahusamiento, curvo $da/R > 0$	$\frac{67.8}{(bd_aR\psi)^{0.2}}$	$\frac{42.7}{(bd_aR\psi)^{0.2}}$
Doble ahusamiento $da/R = 0$ (miembros planos)	$\frac{36.5}{(bd_a^2)^{0.2}}$	$\frac{23.0}{(bd_a^2)^{0.2}}$

donde:

- b = ancho de la sección transversal, mm
- R = radio de curvatura de la línea centroidal del miembro
- ψ = ángulo contenido entre el centro del claro y el punto tangente, grados
- d_a = peralte de la sección transversal en el ápice, mm.

5.9.1.2 Compresión radial

5.9.1.2.1 Cuando el momento flexionante es en la dirección radial que tiende a incrementar la curvatura (disminuye el radio), el esfuerzo radial es en compresión perpendicular a la fibra. Este esfuerzo estará limitado al valor especificado en compresión perpendicular a la fibra, f_{nu} ' modificado por los factores de ajuste correspondientes.

5.9.2 Miembros en flexión curvos con doble ahusamiento

5.9.2.1 El esfuerzo radial inducido por la flexión en un miembro doblemente ahusado, de sección transversal rectangular (ver fig. 5.9.2.1), es máximo cerca de la parte media del peralte del ápice y será calculado con cualquiera de las dos fórmulas siguientes:

$$f_{ru} = K_r \left(\frac{6M_a}{bd_a^2} \right) \tag{5.9.2.1.a}$$

$$f_{ru} = \frac{3M_a}{2Rbd_a} \tag{5.9.2.1.b}$$

donde

- f_{ru} = esfuerzo último en tensión radial perpendicular a la fibra
- K_r = factor empírico de forma, adimensional
= $1 + 2.7 \tan \Phi_T$
- Φ_T = ángulo de la pendiente del techo, grados
- M_a = momento flexionante en el ápice
- R = radio de curvatura a la mitad de la sección transversal del miembro en el ápice
- b = ancho de la sección transversal
- d_a = peralte de la sección transversal en el ápice.

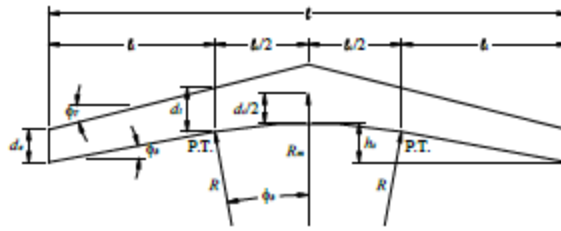


Figura 5.9.2.1 Miembro laminado doblemente ahusado

5.9.2.2 El esfuerzo radial, f_{ru} , calculado según 5.9.2.1, no excederá el valor especificado para tensión perpendicular a la fibra, f_{mu} , especificado en la tabla 2.2.3.a, multiplicado por el factor de tamaño apropiado de la tabla 5.9.1.1.1.

5.9.2.3 El esfuerzo de flexión en el ápice de un miembro doblemente ahusado, de sección transversal rectangular, es máximo en la cara inferior y será calculado como

$$f_b = (1 - 2.7 \tan \phi_T) \frac{6M_a}{bd_a^2} \tag{5.9.2.3}$$

donde:

f_b = esfuerzo de flexión en el ápice de un miembro doblemente ahusado

ϕ_T = pendiente de la superficie superior del miembro en grados, como se muestra en la figura 5.9.2.1.

5.9.2.4 El esfuerzo de flexión en los puntos de tangencia en cada lado del ápice en un miembro doblemente ahusado de sección transversal rectangular se calculará con

$$f_b = \frac{6M_t}{bd_t^2} \tag{5.9.2.4}$$

donde:

M_t = momento de flexión en el punto de tangencia

d_t = peralte del miembro en el punto de tangencia.

Comentario:

El punto de tangencia puede ser calculado con métodos descritos en la referencia: Manual de diseño de estructuras de madera de Canadá (2020), en la sección sobre miembros en flexión curvos ahusados, "Pitched Tapered Beams".

5.9.2.5 La deflexión de miembros curvos doblemente ahusados se determinará de acuerdo con lo especificado en la sección 10, excepto que se permitirá que la deflexión de una viga curva simétrica doblemente ahusada sujeta a cargas uniformes se calcule con la expresión empírica

5.9.3 Vigas laminadas verticalmente

5.9.3.1 Los valores especificados para las vigas hechas con laminaciones verticales se calcularán como sistemas de carga compartida para madera maciza.

5.9.4 Diseño de arcos

5.9.4.1 Las limitaciones para el diseño de arcos son las siguientes:

- a) El radio de curvatura mínimo, el cual afecta el grosor de las laminaciones requeridas se tomará en cuenta con el factor de curvatura K_c , definido en 5.8.1.6.
- b) Las restricciones de transportación que pueden limitar la longitud general y la altura de los miembros curvos. La altura total de embarque no debe exceder de 4 m. Arreglos especiales para miembros con mayor peralte deben consultarse con el fabricante y las autoridades de tránsito correspondientes.

5.9.4.1 *Consideraciones de diseño*

5.9.4.2.1 Los arcos laminados, generalmente, se diseñan como arcos de tres articulaciones y cada mitad de arco se fabrica como una unidad individual, continua. Algunos arcos circulares y segmentos cortos de arco con tensores pueden diseñarse como miembros de dos articulaciones. Los arcos circulares largos requerirán de placas de transmisión de momento a colocarse en el sitio de la obra.

5.9.4.2.2 Los arcos se diseñarán conforme a los conceptos de esfuerzos combinados de flexión y compresión de 3.3.2.

5.9.4.2.3 Los esfuerzos radiales inducidos en miembros curvos deberán tomar en consideración los criterios indicados en 5.8.1.6.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

6. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS DE BAMBÚ

6.1 Consideraciones generales

6.1.1 Se aplican las ecuaciones y factores de modificación para el diseño de miembros de madera maciza (Capítulo 3) con excepción de las establecidas específicamente en este capítulo.

6.2 Miembros en tensión

6.2.1 En miembros de bambú no se permiten recortes adicionales a las perforaciones para pernos de conexión.

6.3 Miembros bajo cargas transversales

6.3.1 Recortes

6.3.1.1 En vigas de bambú no se permiten recortes como los utilizados en vigas rectangulares de madera.

6.3.2 Resistencia a flexión

6.3.2.1 La resistencia de diseño, M_R , de miembros sujetos a flexión se obtiene por medio de la expresión

$$M_R = F_R f_{fu} S \quad (6.3.2.1)$$

donde:

$$f_{fu} = f_{fu}' K_h K_d K_c K_g \quad (2.4 \text{ y } 2.4.1)$$

$$K_g = 0.8 \text{ para elementos con una grieta mayor o igual al } 7.5 \% \text{ de la longitud total del culmo}$$

$$S = \frac{\pi(D_e^4 - D_i^4)}{32D_e}, \text{ módulo de sección de la sección circular hueca}$$

$$F_R = \text{se tomará igual a } 0.8 \text{ (tabla 2.3.1).}$$

6.3.3 Estabilidad lateral

6.3.3.1 Requisitos generales

6.3.2.1.1 Para vigas formadas por varios tallos de bambú no se pueden considerar como secciones compuestas porque hasta el momento no hay conexiones que transmitan con eficiencia esfuerzos cortantes horizontales debidos a la flexión, por lo tanto, el armado no necesariamente se puede hacer con culmos apilados verticalmente.

6.3.4 Resistencia a cortante

6.3.4.1 Resistencia a cortante de diseño

6.3.4.1.1 La resistencia a cortante de diseño, V_R , en las secciones críticas de vigas se obtiene por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R \pi f_{vu} (D_e^4 - D_i^4)}{4 (D_e + D_i)^2}$$

donde:

$$D_e = \text{diámetro exterior del culmo}$$

$$D_i = \text{diámetro interior del culmo}$$

$$f_{vu} = f_{vu}' K_h K_d K_c \quad (2.4 \text{ y } 2.4.1)$$

$$F_R = \text{se toma igual a } 0.7 \text{ (tabla 2.3.1).}$$

6.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

6.4.1 *Requisito general*

6.4.1.1 Los miembros de bambú sujetos a compresión uniaxial deben satisfacer los requerimientos de la sección 3.3.1.

6.5 Compresión o aplastamiento actuando en un ángulo θ respecto al eje del culmo diferente a 0°

6.5.1 Cuando los miembros de bambú sean sometidos a cargas de compresión perpendiculares al culmo no hay método de diseño y se requiere que se garantice la resistencia mayor a la sollicitación rellenado el culmo con mortero o cualquier otro material con resistencia en compresión mayor a la del mortero.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

7. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PILOTES DE MADERA REDONDOS

7.1 Consideraciones generales

7.1 Este capítulo aplica al diseño estructural de pilotes; el cálculo de la capacidad de soporte del suelo o roca no se trata aquí.

7.2 Materiales

7.2.1 Los datos y requerimientos de diseño especificados aquí aplican únicamente a pilotes de madera de pino que conforman con los requerimientos de la clasificación para postes de madera de la especificación J6200-01 Postes de Madera (2018) de la Comisión Federal de Electricidad, inciso 6.2 Clasificación de defectos.

7.2.1 Dimensiones de los postes de madera de pino

7.2.1.1 Las dimensiones, clases, cargas de ruptura y circunferencia mínima en la base y punta de los postes de madera de pino se presentan en la Tabla 7.2.1.1.

Tabla 7.2.1.1 Dimensiones de postes de pino (ANSI 05.1)

Clase		1	2	3	4	5	6	7
Carga de ruptura (N)		20 020	16 500	13 300	10 680	8 450	6 670	5 430
Carga de ruptura (kg)		2 042	1 683	1 356	1 089	862	680	554
Circunferencia mínima en la parte superior (m)		0.69	0.64	0.58	0.53	0.48	0.43	0.38
Longitud (m)	Distancia aproximada del suelo desde el extremo (m)	Circunferencia mínima a 1.8 m del extremo (m)						
6.10	1.22	0.83	0.77	0.72	0.67	0.62	0.57	0.53
7.60	1.52	0.91	0.85	0.79	0.74	0.69	0.64	0.58
9.15	1.67	0.99	0.93	0.86	0.80	0.74	0.69	0.64
10.65	1.83	1.05	0.98	0.91	0.85	0.79	0.72	0.67
12.20	1.83	1.12	1.04	0.97	0.90	0.84	0.77	—
13.70	2.00	1.17	1.09	1.02	0.94	0.88	0.81	—
15.20	2.13	1.22	1.14	1.07	0.99	0.91	—	—
16.75	2.28	1.26	1.18	1.10	1.03	—	—	—
18.25	2.43	1.31	1.22	1.14	1.07	—	—	—
19.80	2.59	1.35	1.26	1.17	1.09	—	—	—
21.30	2.74	1.38	1.30	1.21	1.13	—	—	—
22.85	2.90	1.42	1.33	1.24	—	—	—	—
24.40	3.05	1.46	1.37	1.28	—	—	—	—
25.90	3.20	1.49	1.40	1.31	—	—	—	—
27.40	3.40	1.52	1.44	1.33	—	—	—	—

7.3 Clasificación por carga de ruptura

7.3.1 Los postes de madera se clasifican de acuerdo con su carga de ruptura a la flexión que como mínimo deben soportar (Tabla 7.3.1):

Tabla 7.3.1 - Clasificación de postes de madera, según su carga de ruptura (ANSI 05.1)

Clase	Carga horizontal	
	N	kg
1	20 020	2 042
2	16 500	1 683
3	13 300	1 356
4	10 680	1 089
5	8 450	862
6	6 670	680
7	5 430	554

7.4 Tratamientos de preservación

7.4.1 Los datos y requerimientos de diseño especificados en este capítulo se basan en el uso de pilotes tratados a presión, sometidos a tratamientos de preservación con preservadores para madera solubles en agua o en aceite especificados en las normas NMX-C-178-ONNCCE-2014 y NMX-C-322-ONNCCE-2014.

7.5 Pilotes usados en obras provisionales

7.5.1 Los datos y requerimientos de diseño especificados en este capítulo también pueden aplicarse a pilotes no tratados usados para obras provisionales o construcciones temporales, cuando se pueda garantizar que las condiciones del suelo no conducirán al deterioro de los pilotes durante el proceso de construcción.

7.6 Diseño de pilotes

7.6.1 Los pilotes de madera deberán ser diseñados para transmitir todas las cargas aplicadas al suelo o roca de soporte, y pueden ser diseñados como pilotes de punta o de fricción.

7.7 Diseño de columnas

7.7.1 Pilotes de punta

7.7.1.1 Un pilote de punta puede considerarse que actúa como una columna y pueden utilizarse las fórmulas simples del cálculo de esfuerzos de compresión uniaxial. En pilotes de sección transversal variable, se utilizará para el cálculo la sección transversal mínima. Donde sea necesario, deberán ser diseñados para resistir esfuerzos de tensión, debido a empujes hidrostáticos verticales (sub-presión).

7.7.2 Pilotes de fricción

7.7.2.1 Para un pilote de fricción, la carga última será aplicada al área de la sección transversal de un punto ubicado a 1/3 de la longitud de la parte embebida del pilote, a partir de la punta.

7.8 Porción no embebida

7.8.1 La porción de los pilotes que esté en contacto con aire, agua o suelos que no provean soporte lateral adecuado deberán ser considerados como no soportados lateralmente y diseñados como un miembro ahusado, definido en 3.3.3.

7.9 Valores especificados para pilotes de madera

7.9.1 Los valores de esfuerzo especificados para pilotes de madera de sección circular bajo duración normal de carga no excederán los valores dados en la tabla 7.9.1 y se modificarán conforme a 2.4.1.

Tabla 7.9.1 - Valores especificados en flexión y módulos de elasticidad para postes de madera^[1,2]

Valores		(MPa)	(kg/cm ²)
Flexión	f'_{fu}	17.5	180
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	11.8	120
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	12.3	125
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{nu}	3.9	40
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	1.5	15
Módulo de elasticidad promedio ^[3]	$E_{0.50}$	9860	100500
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil ^[3]	$E_{0.05}$	6615	67500

^[1] Los valores especificados y módulos de elasticidad de la Tabla 7.9.1 aplican solamente a postes y pilotes de madera que cumplan con esta norma. Los efectos del acondicionamiento sobre los valores especificados y

módulos de elasticidad han sido tomados en cuenta en la Tabla 7.9.1 siempre que el acondicionamiento haya sido llevado a cabo dentro de los límites prescritos en esta especificación

- ^[2] Los valores especificados representan los valores de resistencia de la fibra al nivel de la línea de tierra, con un coeficiente de variación representativo de 0.20
- ^[3] Los valores del módulo de elasticidad corresponden al valor medio, $E_{0.50}$ al del 5° percentil, $E_{0.05}$ de la distribución de probabilidades de E .

Espacio en blanco dejado de manera intencional

8. DISEÑO ESTRUCTURAL DE POSTES

8.1 Consideraciones generales

8.1.1 Este capítulo aplica al diseño estructural de estructuras con postes; el cálculo de la capacidad de carga del suelo no se trata aquí.

8.2 Materiales

8.2.1 Los datos y requerimientos de diseño especificados aquí aplican únicamente a pilotes de madera de pino que conforman con los requerimientos de la clasificación para postes de madera de la especificación J6200-01 Postes de Madera (2018) de la Comisión Federal de Electricidad, inciso 6.2 Clasificación de defectos.

8.2.1 Dimensiones de los postes de madera de pino

8.2.2.1 Las dimensiones, clases, cargas de ruptura y circunferencia mínima en la base y punta de los postes de madera de pino se presentan en la Tabla 7.2.1.1.

8.3 Tratamientos de preservación

8.3.1 El diseño de postes que están en contacto con el suelo, expuestos a humedad, ventilación inadecuada, contacto con mampostería o concreto o que estén expuestos a cualquier condición que favorezca el biodeterioro, deberán ser tratados a presión, conforme a la norma NMX-C-322-ONNCCE-2014.

8.4 Diseño de postes

El diseño estructural de postes deberá estar de acuerdo con las especificaciones de esta norma. El diseño de los conectores deberá estar de acuerdo con criterios de ingeniería aceptables. Los criterios de verificación de la resistencia se basarán en la demostración experimental.

El diseño de postes deberá permitir la transmisión al suelo de todas las cargas aplicadas y deberán ser adecuados para las condiciones de suelo del sitio de la obra.

8.4.1 Diseño a flexocompresión

8.4.1.1 Los postes redondos se diseñarán como miembros ahusados, según se especifica en 3.3.3. Los postes deberán ser diseñados como miembros sujetos a acciones combinadas de carga axial y momento flexionante, conforme a 3.3.5.

8.4.2 Porción embebida

8.4.2.1 La porción del poste embebida en la tierra puede ser considerada como una columna sujeta a carga axial únicamente. Los apoyos de la cimentación deberán ser de forma cuadrada. El proyectista deberá revisar las condiciones mecánicas del suelo para verificar que cumpla con todos los requisitos de resistencia y rigidez del sitio.

8.4.3 Valores especificados para postes de madera

8.4.3.1 Los valores de esfuerzo especificados para postes de madera de sección circular bajo duración normal de carga no excederán los valores dados en la tabla 7.9.1 y se modificarán conforme a 2.4.

9. DEFLEXIONES

9.1 Cálculo de deflexiones

9.1.1 Las deflexiones calculadas tomando en cuenta los efectos a largo plazo no deberán exceder de los siguientes límites:

- a) Para claros menores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales
- b) Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre $240 + 5$ mm o el claro entre $480 + 3$ mm cuando se afecten elementos no estructurales.

9.1.2 Las deflexiones de elementos tanto de madera maciza como de madera contrachapada deberán calcularse bajo las cargas de diseño, considerando un factor de carga igual a la unidad. Como módulo de elasticidad se tomará el valor promedio, $E_{0.50}$. Los efectos diferidos se calcularán multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en forma continua por 1.75, si la madera se instala en condición seca ($CH \leq 18$ por ciento) y por 2.0, si se instala en condición húmeda ($CH > 18$ por ciento).

9.2 Madera maciza

9.2.1 Las deflexiones inmediatas de vigas se calcularán utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

9.3 Madera contrachapada

9.3.1 Las deflexiones de las placas de madera contrachapada sometidas a cargas transversales a su plano, o de las vigas con alma de madera contrachapada y patines de madera maciza, deberán calcularse utilizando las fórmulas apropiadas basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico. El módulo de elasticidad presentado en la tabla 2.2.1.e puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos de la sección 4.1. El mismo valor es aplicable independientemente de la dirección de la fibra en las chapas exteriores.

9.3.2 Para las vigas con alma de madera contrachapada, la deflexión total calculada deberá ser igual a la suma de las deflexiones debidas a momentos y debidas a cortante. Cuando se calcule la deflexión por cortante en forma separada de la deflexión por flexión el valor del módulo de elasticidad podrá incrementarse en 10 por ciento.

9.3.3 En los cálculos deberán utilizarse los valores de las propiedades efectivas de las placas. Estos valores se calcularán considerando que únicamente contribuyen a resistir las cargas las chapas con la dirección de la fibra paralela al esfuerzo principal. Los valores de las propiedades efectivas (grosor, área, módulo de sección, momento de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una combinación adecuada de chapas se presentan en el Apéndice A.

9.3.4 Cuando se use cualquier otro tipo de placa, deberán calcularse los valores reales de las propiedades de la sección sin incluir las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo principal, y multiplicarse estos valores por los factores C indicados en la tabla A.1 del Apéndice A para obtener los valores efectivos de la sección transversal.

9.3.5 Los efectos diferidos se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

9.4 Madera laminada

9.4.1 El módulo de elasticidad E_x , se usará para la determinación de las deflexiones debidas a flexión con respecto al eje x-x.

9.4.2 El módulo de elasticidad E_y , se usará para la determinación de las deflexiones debidas a flexión con respecto al eje y-y.

10. ELEMENTOS DE UNIÓN

10.1 Consideraciones generales

10.1.1 Alcance

10.1.1.1 Este capítulo proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y tableros dentadas o perforadas.

10.1.2 Resistencia a cortante

10.1.2.1 Cuando un elemento de unión o un grupo de elementos de unión produzca fuerza cortante en un miembro, la resistencia a cortante de diseño determinada de acuerdo con 3.2.4, se calculará con base en la dimensión d_e en lugar de d . La dimensión d_e se define como la distancia, medida perpendicularmente al eje del miembro, desde el extremo del elemento de unión o grupo de elementos de unión hasta el borde cargado del miembro.

10.2 Clavos

10.2.1 Alcance

10.2.1.1 Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de caña lisa que se ajusten a la norma NMX-B-505-CANACERO2011.

10.2.1.2 Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por la Administración.

10.2.2 Configuración de las uniones

10.2.2.1 Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos.

10.2.2.2 Los espaciamientos entre clavos serán tales que se evite que la madera forme grietas entre dos clavos próximos, entre sí, o de cualquiera de los clavos a los bordes o extremos de la unión.

10.2.2.3 La longitud de penetración en el miembro principal deberá ser igual a por lo menos la mitad de la longitud del clavo.

10.2.2.4 El grosor de la pieza lateral, t_l , deberá ser igual a por lo menos un sexto de la longitud del clavo, reduciendo la resistencia de la unión de acuerdo con el factor J_{gc} .

10.2.3 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza

10.2.3.1 La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendicularmente a la fibra deberá calcularse de acuerdo con 10.2.3.1.

10.2.3.2 La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en 10.2.3.2.

10.2.3.1 Resistencia lateral

10.2.3.1.1 La resistencia lateral de diseño de una unión clavada, N_{nu} , deberá ser mayor que o igual a la carga actuante de diseño, y se obtendrá por medio de la expresión

$$N_{nu} = F_R N_u n \quad (10.2.3.1.1)$$

donde:

$$N_u = N_u' J_n J_a J_{gc} J_{ap} J_{di} \quad (2.4.2)$$

N_u' = valor especificado de resistencia por clavo, se calcula utilizando las ecuaciones:

$$N_u' = 50.53 D^{2.01}, \text{ para coníferas de origen nacional y extranjero (especies definidas en Tablas 2.2.2 c y 2.2.1.d)}$$

$$N_u' = 88.07 D^{1.97}, \text{ para Grupo I de latifoliadas}$$

$$N_u' = 80.16 D^{1.96}, \text{ para Grupo II de latifoliadas}$$

$$N_u' = 81.97 D^{1.82}, \text{ para Grupo III de latifoliadas}$$

$$N_u' = 53.94 D^{1.83}, \text{ para Grupo IV de latifoliadas.}$$

D = diámetro real del clavo, mm

n = número de clavos

F_R = se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

10.2.3.2 Resistencia a extracción de clavos lanceros

10.2.3.2.1 La resistencia a la extracción de clavos lanceros, T_r , se calculará con la expresión

$$T_r = 0.10 N_{ru} \quad (10.2.3.2.1)$$

donde:

N_{ru} deberá ser calculada de acuerdo con 10.2.4.

10.2.4 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada

10.2.4.1 La resistencia de diseño bajo cargas laterales de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada, N_{ru} , deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en 10.2.3.1 utilizando el valor de N_u' especificado en la tabla 10.2.4.1.

Tabla 10.2.4.1 - Resistencia lateral especificada para uniones con piezas laterales de madera contrachapada, N_u'

	Grosor del contrachapado	Longitud del clavo, l		N_u'
	mm	mm	plg	N (kg)
a)	Clavo de alambre estilo delgado (comunes)			
	9	51	2	392 (40)
	13, 16	64	2.5	491 (50)
	19, 21	76	3	589 (60)
b)	Clavo de alambre estilo grueso (americano)			
	9	51	2	441 (45)
	13, 16	64	2.5	540 (55)
	19, 21	76	3	638 (65)

10.3 Pernos y pijas

10.3.1 Requisitos comunes

10.3.1.1 Contacto entre las piezas unidas

10.3.1.1.1 Las uniones con pernos y pijas deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las piezas unidas. Si el contenido de humedad es superior a 18 por ciento, al efectuarse el montaje de la estructura en cuestión deberán hacerse inspecciones a intervalos no superiores a seis meses hasta verificar que los movimientos por contracciones han dejado de ser significativos. En cada inspección deberán apretarse los elementos de unión hasta lograr un contacto efectivo entre las caras de las piezas unidas.

10.3.1.2 Agujeros

10.3.1.2.1 Los agujeros deberán localizarse con precisión. Cuando se utilicen piezas metálicas de unión, los agujeros deberán localizarse de manera que queden correctamente alineados con los agujeros correspondientes en las piezas de madera.

10.3.1.3 Grupos de elementos de unión

10.3.1.3.1 Un grupo de elementos de unión está constituido por una o más hileras de elementos de unión del mismo tipo y tamaño, dispuestas simétricamente con respecto al eje de la carga.

10.3.1.3.2 Una hilera de elementos de unión está constituida por:

- a) Uno o más pernos del mismo diámetro, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga
- b) Una o más pijas de las mismas características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga.

10.3.1.3.3 Cuando los elementos de unión se coloquen en tresbolillo y la separación entre hileras adyacentes sea menor que la cuarta parte de la distancia entre los elementos más próximos de hileras adyacentes, medida paralelamente a las hileras, las hileras adyacentes se considerarán como una sola hilera en relación con la determinación de la resistencia del grupo. Para grupos con un número par de hileras, esta regla se aplicará a cada pareja de hileras. Para grupos con un número non de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

10.3.1.4 Rondanas

10.3.1.4.1 Se colocará una rondana entre la cabeza o la tuerca del elemento de unión y la madera, con las características generales dadas en la tabla 10.3.2.1.4.1 Las rondanas podrán omitirse cuando la cabeza o la tuerca del elemento se apoyen directamente sobre una placa de acero. El área de las rondanas de pernos que estén sujetos a tensión deberá ser tal que el esfuerzo de aplastamiento no sea superior a la resistencia de diseño en compresión perpendicular a la fibra de la madera calculada según la sección 3.5. Si se utilizan rondanas de acero, su grosor no deberá ser inferior a 1/10 del diámetro de rondanas circulares, ni inferior a 1/10 de la dimensión mayor de dispositivos de forma rectangular.

Tabla 10.3.1.4 - Dimensiones mínimas de rondanas para uniones con pernos y pijas

Tipo de rondana	Uso	Diámetro del perno o pija D , m	Diámetro o lado de la rondana D_o , mm	Grosor t_o , mm
Rondana circular delgada de acero	No utilizable para aplicar cargas a tensión al perno o pija	12.7	35	3
		15.9	45	4
		19.1	50	4
		22.2	60	4
		25.4	65	4
Rondana cuadrada de placa de acero	Utilizable para aplicar cargas de tensión o en uniones soldadas	12.7	65	5
		15.9	70	6
		19.1	75	6
		22.2	85	8
		25.4	90	10
Rondana circular de placa de acero	Para cualquier uso, salvo casos en que cargas de tensión produzca esfuerzos de aplastamiento excesivos en la madera	12.7	65	5
		19.1	70	6
		22.2	85	8
Rondana de hierro fundido con perfil de cimacio	Para casos en que se requiera rigidez	12.7	65	13
		15.9	75	16
		19.1	90	19
		22.2	100	22
		25.4	100	25

10.3.2 *Requisitos particulares para pernos*

10.3.2.1 *Consideraciones generales*

10.3.2.1.1 Los datos de capacidad de pernos de las siguientes secciones son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la norma NMX-H-47-CANACERO (1990).

10.3.2.1.2 Los valores tabulados de capacidades corresponden a un solo plano de cortante.

10.3.2.1.3 Los agujeros para alojar los pernos deberán taladrarse de manera que su diámetro no exceda al del perno en más de 2 mm, ni sea menor que el diámetro del perno más 1 mm.

10.3.2.2 *Grosos efectivos de las piezas*

a) Piezas laterales de madera

- 1) En uniones en cortante simple se tomará como grosor efectivo el menor valor del grosor de las piezas
- 2) En uniones en cortante doble se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza lateral más delgada o el grosor de la pieza central
- 3) La capacidad de uniones de cuatro o más miembros se determinará considerando la unión como una combinación de uniones de dos miembros.

b) Piezas laterales metálicas.

Las piezas laterales metálicas deberán tener un espesor mínimo de 3 mm. Se dimensionarán de manera que sean capaces de resistir las cargas que transmiten.

10.3.2.3 *Espaciamiento entre pernos*

10.3.2.3.1 En las figuras 10.3.2.3.1.a y 10.3.2.3.1.b se presentan las definiciones de las separaciones especificadas en este capítulo.

a) Espaciamiento entre pernos de una hilera

En hileras de pernos paralelas a la dirección de la carga, los espaciamientos mínimos, medidos desde los centros de los pernos, serán:

- 1) Para cargas paralelas a la fibra, cuatro veces el diámetro de los pernos (Fig. 10.3.3.1.1.a)
- 2) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento paralelo a la carga entre pernos de una hilera dependerá de los requisitos de espaciamiento de la pieza o piezas unidas, pero no será inferior a tres diámetros (Fig. 10.3.3.1.1.b).

b) Espaciamiento entre hileras de pernos

- 1) Para cargas paralelas a la fibra, el espaciamiento mínimo deberá ser igual a dos veces el diámetro del perno (Fig. 10.3.3.1.1.a)
- 2) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento deberá ser por lo menos 2.5 veces el diámetro del perno para relaciones entre grosores de los miembros unidos iguales a dos, y cinco veces el diámetro del perno, para relaciones iguales a seis. Para relaciones entre dos y seis puede interpolarse linealmente (Fig. 10.3.3.1.1.b)
- 3) No deberá usarse una pieza de empalme única cuando la separación entre hileras de pernos paralelas a la dirección de la fibra sea superior a 125 mm.

c) Distancia a los extremos

La distancia a los extremos no deberá ser inferior a:

- 1) Siete veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos III y IV y de coníferas en tensión (Fig. 10.3.3.1.1.a)
- 2) Cinco veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos I y II en tensión (Fig. 10.3.3.1.1.a)
- 3) El valor mayor de cuatro veces el diámetro del perno o 50 mm, para miembros en compresión, y para miembros cargados perpendicularmente a la fibra, de maderas de cualquier grupo (Fig. 10.3.3.1.1.b).

d) Distancia a los bordes

Para miembros cargados perpendicularmente a las fibras, la distancia al borde cargado será igual a por lo menos cuatro veces el diámetro del perno y la distancia al borde no cargado será igual a por lo menos el menor de los valores siguientes: 1.5 veces el diámetro del perno, o la mitad de la distancia entre hileras de pernos (Fig. 10.3.3.1.1.a y 10.3.3.1.1.b).

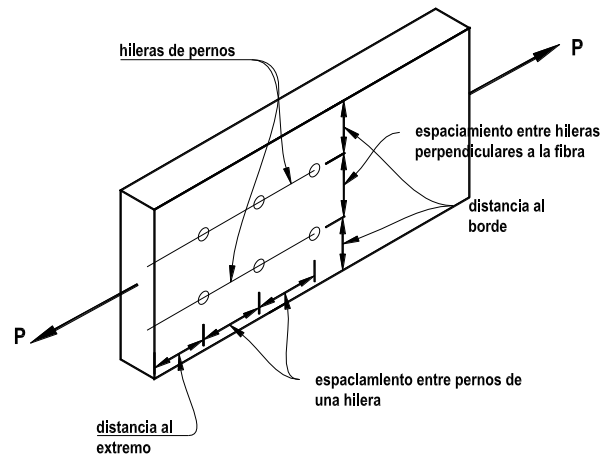


Figura 10.3.2.3.1.a - Descripción de las separaciones de los pernos en uniones con cargas paralelas a la fibra.

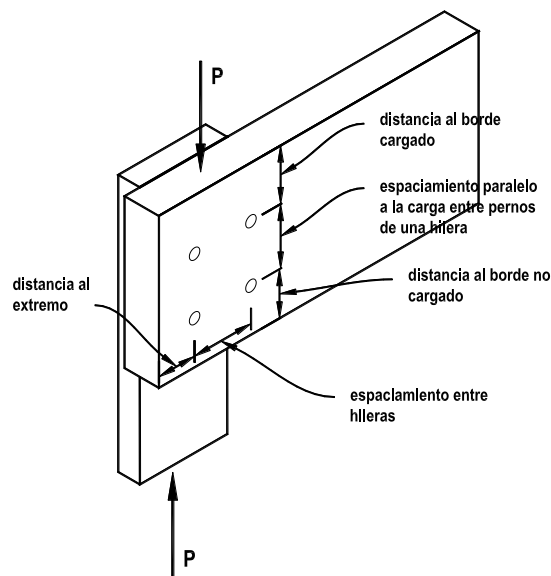


Figura 10.3.2.3.1.b Descripción de las separaciones de los pernos en uniones con cargas perpendiculares a la fibra.

10.3.3 Resistencia de uniones con pernos

10.3.3.1 Resistencia lateral

10.3.3.1.1 La resistencia lateral de diseño de una unión con pernos, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser mayor o igual a la carga actuante de diseño y se obtendrá por medio de las siguientes expresiones:

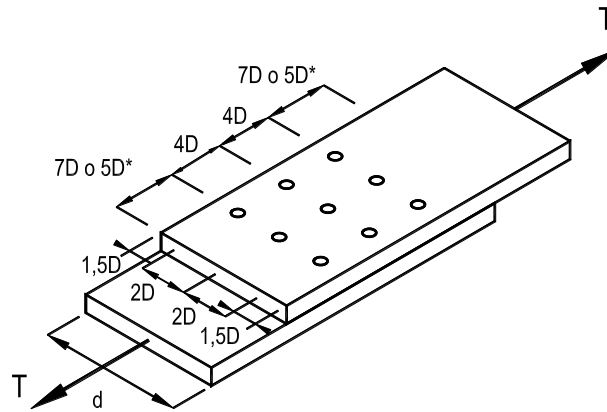


Figura 10.3.3.1.1.a - Espaciamiento entre pernos de uniones con cargas paralelas a la fibra.

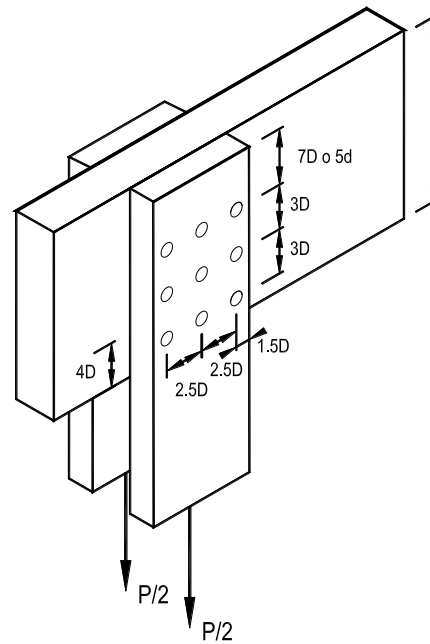


Figura 10.3.3.1.1.b - Espaciamiento entre pernos de uniones con cargas perpendiculares a la fibra.

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R n_p P_{pu} n \tag{10.3.3.1.1.a}$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = F_R n_p Q_{pu} n \tag{10.3.3.1.1.b}$$

Para cargas a un ángulo θ con respecto a las fibras

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \text{sen}^2\theta + Q_{ru} \text{cos}^2\theta} \quad (10.3.3.1.1.c)$$

donde:

n_p = número de planos de cortante

P_{pu} = $P_{pu} J_h J_g J_d$ (2.4.2)

Q_{pu} = $Q_{pu} J_h J_g J_d$ (2.4.2)

P_{pu}' = resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 10.3.4.3.1.a)

Q_{pu}' = resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 10.3.4.3.1.b)

n = número de pernos en un grupo

F_R = se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

10.3.3.2 Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas

10.3.3.2.1 Las resistencias tabuladas corresponden a cargas que actúan perpendicularmente al eje del perno. Si el perno está sujeto a una componente paralela a su eje, deberá considerarse esta componente en su dimensionamiento. Además, deberán instalarse rondanas capaces de resistir dicha componente.

10.3.4 Requisitos particulares para pijas

10.3.4.1 Consideraciones generales

10.3.4.1.1 Los datos de capacidad de pijas de las siguientes secciones son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la norma NMX-H-122-CANACERO.

10.3.4.1.2 Los valores tabulados de capacidades corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

10.3.4.2 Colocación de las pijas en las uniones

a) Taladros para alojar las pijas

Los taladros para alojar las pijas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) El taladro guía para la caña deberá tener el mismo diámetro que la caña y su profundidad deberá ser igual a la longitud del tramo liso de ésta
- 2) El taladro guía para el tramo con rosca deberá tener un diámetro entre 65 y 85 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo I, a 60 a 75 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo II, y a 40 a 70 por ciento del diámetro de la caña para maderas de los grupos III y IV y coníferas. En cada grupo los porcentajes mayores se aplicarán a las pijas de mayor diámetro. La longitud del taladro guía será por lo menos igual a la del tramo con rosca.

b) Inserción de la pija

El tramo roscado deberá insertarse en su taladro guía haciendo girar a la pija con una llave. Para facilitar la inserción podrá recurrirse a jabón o algún otro lubricante, siempre que éste no sea a base de petróleo.

c) Espaciamientos

Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberán ser iguales a los especificados en 10.3.2.3 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

10.3.4.3 Penetración de las pijas

10.3.4.3.1 En la determinación de la longitud de penetración de una pija en un miembro deberá deducirse del tramo roscado la porción correspondiente a la punta.

Tabla 10.3.4.3.1.a - Valores de P_{pu} por plano de cortante para cargas paralelas a la fibra con piezas laterales de madera en uniones con pernos, N (kg)

Diámetro perno mm	Grosor efectivo mm	Coníferas		Latifoliadas							
				Grupo I		Grupo II		Grupo III		Grupo IV	
6,4	38	1432	146	2001	204	1785	182	1177	120	981	100
	64	1815	185	2305	235	2119	216	1462	149	1167	119
	87	1815	185	2305	235	2119	216	1560	159	1344	137
	mayor que 140	1815	185	2305	235	2119	216	1560	159	1344	137
9,5	38	2727	278	3816	389	3463	353	2021	206	1501	153
	64	3306	337	4719	481	4169	425	2688	274	2227	227
	87	3875	395	5072	517	4679	477	3071	313	2472	252
	mayor que 140	3993	407	5072	517	4679	477	3443	351	2972	303
12,7	38	3640	371	5866	598	4993	509	2698	275	2011	205
	64	5366	547	7348	749	6583	671	4483	457	3384	345
	87	5955	607	8518	868	7514	766	4836	493	4002	408
	140	7142	728	9064	924	8358	852	6092	621	4827	492
	mayor que 190	7142	728	9064	924	8358	852	6151	627	5307	541
15,9	38	4562	465	7348	749	6249	637	3384	345	2521	257
	64	7681	783	10713	1092	9702	989	5690	580	4238	432
	87	8603	877	11909	1214	10624	1083	7142	728	5768	588
	140	10595	1080	14205	1448	13096	1335	8417	858	6808	694
	190	11193	1141	14205	1448	13096	1335	9633	982	7917	807
	mayor que 240	11193	1141	14205	1448	13096	1335	9633	982	8319	848
19,1	38	5474	558	8819	899	7505	765	4061	414	3021	308
	64	9221	940	14852	1514	12645	1289	6838	697	5101	520
	87	11880	1211	16020	1633	14431	1471	9300	948	6926	706
	140	13881	1415	20061	2045	17638	1798	11213	1143	9212	939
	190	16147	1646	20493	2089	18904	1927	12959	1321	10359	1056
	240	16147	1646	20493	2089	18904	1927	13901	1417	11782	1201
	mayor que 290	16147	1646	20493	2089	18904	1927	13901	1417	12007	1224
22,2	38	6367	649	10251	1045	8721	889	4719	481	3522	359
	64	10722	1093	17266	1760	14695	1498	7946	810	5925	604
	87	14568	1485	20748	2115	18816	1918	10811	1102	8054	821
	140	17589	1793	24868	2535	22033	2246	14411	1469	11998	1223
	190	20326	2072	27684	2822	25535	2603	16187	1650	13116	1337
	240	21817	2224	27684	2822	25535	2603	18394	1875	14597	1488
	mayor que 290	21817	2224	27684	2822	25535	2603	18786	1915	16216	1653
25,4	38	7279	742	11733	1196	9987	1018	5405	551	5925	604
	64	12263	1250	19757	2014	16814	1714	9094	927	6779	691
	87	16667	1699	26448	2696	22857	2330	12361	1260	9212	939
	140	21994	2242	30499	3109	27193	2772	18237	1859	14823	1511
	190	24790	2527	35914	3661	31569	3218	19993	2038	16393	1671
	240	28214	2876	36248	3695	33432	3408	22288	2272	17893	1824
	mayor que 290	28557	2911	36248	3695	33432	3408	24594	2507	19689	2007

Tabla 10.3.4.3.1.b - Valores de Q_{pu} ' por plano de cortante para cargas perpendiculares a la fibra con piezas laterales de madera o metal en uniones con pernos, N (kg)

Diámetro perno mm	Grosor efectivo mm	Coníferas		Latifoliadas							
				Grupo I		Grupo II		Grupo III		Grupo IV	
6.4	38	804	82	1226	125	1059	108	579	59	481	49
	64	1226	125	1628	166	1501	153	853	87	706	72
	87	1285	131	1628	166	1501	153	1059	108	952	97
	mayor que 140	1285	131	1628	166	1501	153	1059	108	952	97
9.5	38	1285	131	2021	206	1756	179	873	89	706	72
	64	1942	198	2992	305	2580	263	1393	142	1177	120
	87	2502	255	3581	365	3306	337	1756	179	1452	148
	mayor que 140	2825	288	3581	365	3306	337	2335	238	2099	214
12.7	38	1717	175	2757	281	2345	239	1167	119	952	97
	64	2835	289	4238	432	3689	376	1962	200	1599	163
	87	3522	359	5415	552	4670	476	2521	257	2119	216
	140	5052	515	6406	653	5906	602	3659	373	3021	308
	mayor que 190	5052	515	6406	653	5906	602	4169	425	3757	383
15.9	38	2148	219	3453	352	2943	300	1462	149	1187	121
	64	3610	368	5690	580	4954	505	2462	251	2001	204
	87	4689	478	7073	721	6131	625	3345	341	2717	277
	140	6759	689	10045	1024	9084	926	4768	486	3963	404
	190	7917	807	10045	1024	9261	944	6151	627	5062	516
	mayor que 240	7917	807	10045	1024	9261	944	6533	666	5062	516
19.1	38	2580	263	4150	423	3532	360	1756	179	1422	145
	64	4336	442	6995	713	5945	606	2953	301	2403	245
	87	5896	601	8917	909	7779	793	4012	409	3267	333
	140	8682	885	12988	1324	11183	1140	5984	610	5013	511
	190	10850	1106	14489	1477	13371	1363	7593	774	6278	640
	240	11419	1164	14489	1477	13371	1363	9280	946	7632	778
	mayor que 290	11419	1164	14489	1477	13371	1363	9418	960	8486	865
22.2	38	2992	305	4827	492	4110	419	2040	208	1658	169
	64	5042	514	8123	828	6916	705	3434	350	2796	285
	87	6857	699	10899	1111	9398	958	4670	476	3796	387
	140	10094	1029	15451	1575	13342	1360	7289	743	6102	622
	190	12871	1312	19581	1996	17266	1760	9084	926	7554	770
	240	15421	1572	19581	1996	18060	1841	10997	1121	9074	925
	mayor que 290	15421	1572	19581	1996	18060	1841	12724	1297	10663	1087
25.4	38	3424	349	5523	563	4699	479	2335	238	1893	193
	64	5768	588	9300	948	7907	806	3934	401	3198	326
	87	7848	800	12635	1288	10752	1096	5337	544	4346	443
	140	12017	1225	18149	1850	15745	1605	8594	876	6985	712
	190	15078	1537	23377	2383	20111	2050	10732	1094	8986	916
	240	18335	1869	25624	2612	23642	2410	12861	1311	10663	1087
	mayor que 290	20189	2058	25624	2612	23642	2410	15088	1538	12439	1268

10.3.5 Resistencia de uniones con pijas

10.3.5.1 Resistencia a la extracción

a) Resistencia a tensión de la pija

La resistencia de las pijas determinadas con base en la sección correspondiente a la raíz de la rosca deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

b) Resistencia de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra o determinada con la ecuación 10.3.4 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$P_{re} = F_R Y_e l_p n \tag{10.3.5.1}$$

donde:

$$Y_e = Y_e' J_h J_d J_{gp} \tag{2.4.2}$$

Y_e' = resistencia especificada de extracción por unidad de longitud de penetración calculada con las siguientes ecuaciones de acuerdo con el tipo de madera:

Para coníferas:

$$Y_e' = -0.0601D^2 + 9.322D - 22.679$$

Para latifoliadas:

Grupo I:

$$Y_e' = -0.1318D^2 + 19.566D - 0.670$$

Grupo II:

$$Y_e' = -0.0893D^2 + 13.557D - 13.40$$

Grupo III:

$$Y_e' = -0.0697D^2 + 10.16D - 22.29$$

Grupo IV:

$$Y_e' = -0.0401D^2 + 6.679D - 26.77$$

donde:

Y_e' = resistencia especificada a la extracción de pijas, N/mm

D = diámetro de la pija, mm

l_p = longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta

n = número de pijas en el grupo

F_R = se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

c) Resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a la mitad de la correspondiente a las pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.

10.3.5.2 Resistencia lateral

a) Longitud de penetración, l_p , para el cálculo de resistencia lateral

Las longitudes máximas de penetración utilizadas en la determinación de la resistencia lateral, P_{ru} y Q_{ru} de pijas, no deberán exceder los valores dados en la tabla 10.3.5.2.

Tabla 10.3.5.2 - Valores máximos de la longitud de penetración, l_p , para cálculo de resistencia lateral

	Coníferas	Latifoliadas			
		Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
Longitud de penetración	10D	8D	9D	10D	11D

b) Pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia lateral de diseño de un grupo de pijas, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser igual o mayor que el efecto de las cargas de diseño y se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_r A_1 n Y_u \quad (10.3.5.2.a)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = P_{ru} J_n \quad (10.3.5.2.b)$$

Para carga a un ángulo θ con respecto a la fibra

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta} \quad (10.3.5.2.c)$$

donde:

$$Y_u = Y_u' J_n J_d J_{gp} J_g \quad (2.4.2)$$

Y_u' = valor especificado (tabla 10.3.5.2)

J_n = factor de modificación por la carga perpendicular a la fibra (tabla 2.2.20)

A_1 = superficie de apoyo de la pija, igual a $D * I_p$

n = número de pijas en un grupo

F_r = se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

Tabla 10.3.5.2 Valores especificados de resistencia lateral para cargas paralelas a la fibra en pijas, Y_u' , MPa (kg/cm²)

Y_u'	Latifoliadas				
	Coníferas	Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
	3.0 (31)	5.3 (54)	4.1 (42)	3.2 (33)	2.5 (25)

c) Pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia lateral de pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a 0.67 de los valores correspondientes para pijas hincadas perpendicularmente a la fibra. No es aplicable el factor de incremento por pieza lateral metálica, J_{gp} .

10.4 Uniones con placas dentadas o perforadas

10.4.1 Consideraciones generales

10.4.1.1 Se entiende por uniones con placas dentadas o perforadas, uniones a base de placas de pequeño calibre en las que la transferencia de carga se efectúa por medio de dientes formados en las placas o por medio de clavos.

10.4.1.2 Las placas deberán ser de lámina galvanizada con las propiedades mínimas indicadas en la norma NMX-B-009-CANACERO-1996 “Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general”.

10.4.1.3 Las uniones deberán detallarse de manera que las placas en los lados opuestos de cada unión sean idénticas y estén colocadas en igual posición.

10.4.1.4 Cuando se trate de placas clavadas deberá entenderse el término “clavo” en lugar de “diente”.

10.4.1.5 Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de las siguientes secciones deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

- a) Que la placa no se deforme durante su instalación
- b) Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de la madera
- c) Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de “cola de pescado”
- d) Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

10.4.2 Dimensionamiento

10.4.2.1 El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

- a) Demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas de los prototipos de las estructuras en que se utilicen dichas uniones. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca la Administración
- b) Determinando las características de las placas requeridas de acuerdo con las capacidades de las placas obtenidas por medio de las pruebas que especifique la Administración.

10.5 Uniones con bambú

10.5.1 Para las uniones en estructuras de bambú no se detalla un método de diseño por carecer, en el país, de datos suficientes que permitan diseñar de manera segura. Para estas estructuras se utilizan tres tipos básicos de uniones denominados P, Q y T las cuales se ilustran en las figuras 10.5.1.1.a, 10.5.1.1.b y 10.5.1.1.c. Para su utilización en estructuras se deben tomar las precauciones pertinentes en cuanto a la calidad del material, principalmente el bambú el cual no debe presentar rajaduras, ataque de insectos ni indicios de pudrición.

10.5.2 Además de los tres tipos de unión anteriores se puede usar cualquier otra solución siempre y cuando se realicen ensayos para tener información mínima sobre su comportamiento y respaldar su diseño.

10.5.1 Dimensionamiento

10.5.1.1 El dimensionamiento de uniones con bambú podrá efectuarse demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas, que deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca la Administración y deben ser autorizados por ella.

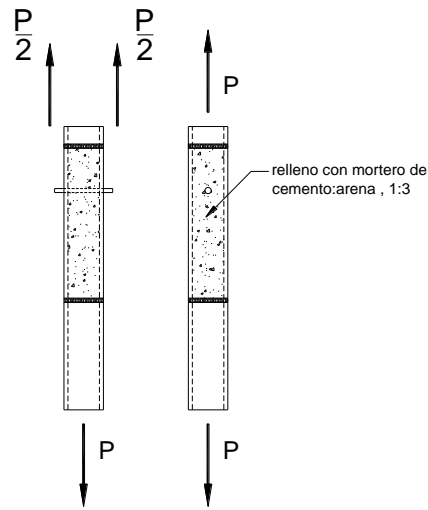


Figura 10.5.1.1.a - Unión de bambú con cargas a tensión paralelas a la fibra, tipo P.

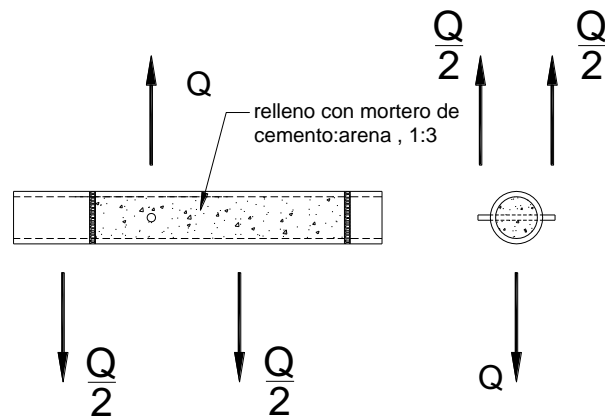


Figura 10.5.1.1.b - Unión de bambú con cargas a tensión perpendiculares a la fibra, tipo Q.

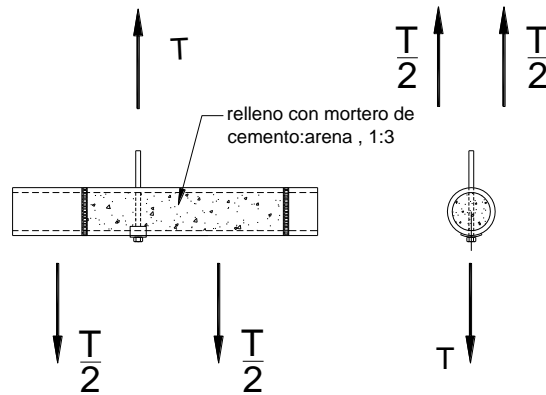


Figura 10.5.1.1.c - Unión de bambú con cargas a compresión perpendiculares a la fibra, tipo T.

11. EJECUCIÓN DE OBRAS

11.1 Consideraciones generales

11.1.1 Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en estas Normas.

11.1.1.2 Cuando la madera y el bambú se usen como elemento estructural, deberán estar exentos de infestación activa de agentes biológicos como hongos e insectos. Se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que estos hayan desaparecido al momento de usar la madera o el bambú en la construcción. No se admitirá madera ni bambú con pudrición en ningún estado de avance.

11.1.1.3 Se podrá usar madera de coníferas o de latifoliadas que estén clasificadas para su uso estructural y el bambú con lo establecido en el Apéndice B.

11.2 Normas de calidad

11.2.1 La calidad de la madera de coníferas se regirá por la norma NMX-C-239-ONNCCE-2014. Para madera de especies latifoliadas deberá utilizarse norma NMX-C-409-ONNCCE-1999.

11.3 Contenido de humedad

11.3.1 Antes de la construcción, la madera y el bambú deberán secarse a un contenido de humedad apropiado y tan cercano como sea práctico al contenido de humedad en equilibrio promedio de la región en la cual estará la estructura.

11.3.1.1 La tabla 11.3.1 indica la relación existente entre humedad relativa, temperatura del bulbo seco y contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas. Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada, para madera maciza de latifoliadas y para bambú, se calculan utilizando los datos de esta tabla tal como se indica al pie de esta.

11.3.1.2 Si el contenido de humedad de la madera o el bambú excede el límite indicado en estas Normas para la madera seca (18 por ciento), el material solamente podrá usarse si el riesgo de pudrición en el tiempo que dure el secado es eliminado.

Tabla 11.3.1.2 - Contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas^[1] de acuerdo con la humedad relativa y la temperatura de bulbo seco

Humedad relativa, %	Rango de temperatura del bulbo seco, grados K (°C)	Contenido de humedad en equilibrio ± 0.5 (%)
45	273 a 313 (0 a 40)	8.3
50	273 a 313 (0 a 40)	9.1
55	273 a 313 (0 a 40)	10.0
60	273 a 313 (0 a 40)	10.8
65	273 a 313 (0 a 40)	11.8
70	273 a 313 (0 a 40)	12.9
72	273 a 313 (0 a 40)	14.2
75	273 a 313 (0 a 40)	15.8
80	273 a 313 (0 a 40)	17.8
mayor que 80	273 a 313 (0 a 40)	20.3

^[1] Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y madera maciza de latifoliadas son aproximadamente 2 por ciento más bajos que los dados en la tabla.

11.3.1.3 Todos los materiales que se usen estructuralmente dentro del alcance de esta norma deben ser almacenados y protegidos apropiadamente, contra cambios en su contenido de humedad y daño mecánico, de tal manera que siempre satisfagan los requerimientos de la clase estructural especificada.

11.4 Protección a la madera

11.4.1 Se cuidará que los materiales para uso estructural dentro del alcance de esta norma estén debidamente protegidos contra cambios de humedad, insectos, hongos, y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Podrá protegerse ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño y construcción adecuadas.

11.4.2 Los preservadores solubles en agua o en aceite utilizados en la preservación de madera destinada a la construcción deberán cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-178-ONNCCE-2014.

11.4.3 Cuando se usen tratamientos a presión deberá cumplirse con la clasificación y requisitos de penetración y retención de acuerdo con el uso y riesgo esperado en servicio indicado por la norma NMX-C-322-ONNCCE-2014.

11.5 Pendiente mínima de los techos

11.5.1 La superficie de los techos deberá tener una pendiente mínima de 5 por ciento hacia las salidas del drenaje para evitar la acumulación de agua de lluvia. Deberán revisarse periódicamente estas salidas para mantenerlas libres de obstrucciones.

11.6 Tolerancias

11.6.1 Las tolerancias en las dimensiones de la sección transversal de un miembro de madera aserrada deberán conformar con los requerimientos prescritos en la norma NMX-C-224-ONNCCE-2001. Cuando se utilicen miembros de dimensiones distintas a las especificadas en la norma, las dimensiones de la sección transversal de un miembro no serán menores que las de proyecto en más de 3 por ciento.

11.7 Transporte y montaje

11.7.1 El ensamblaje de estructuras deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera, placas de madera o bambú no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados. Los miembros que no ajusten correctamente en las juntas deberán ser reemplazados. Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser usados en la construcción.

11.7.2 Deberá evitarse sobrecargar, o someter a acciones no consideradas en el diseño a los miembros estructurales, durante almacenamiento, transporte y montaje, y esta operación se hará de acuerdo con las recomendaciones del proyectista.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

12. RESISTENCIA AL FUEGO

12.1 Medidas de protección contra fuego

12.1.1 Especificaciones de diseño en relación con protección contra el fuego en viviendas de madera

12.1.1.1 Las especificaciones de diseño relacionadas con esta sección deberán tomar como base las indicaciones de la NTC-Proyecto Arquitectónico, 4.2 Resistencia al fuego y confinamiento.

12.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos

12.1.2.1 La determinación de la resistencia al fuego de los muros y cubiertas deberá hacerse de acuerdo con lo especificado en la norma NMX-C-307-ONNCCE-2009.

12.1.3 Características de quemado superficial de los materiales de construcción

12.1.3.1 Las características de quemado superficial de los materiales utilizados como recubrimiento se deberán determinar de acuerdo con lo indicado en la norma mexicana NMX-C-294 (1980) o las normas extranjeras ASTM E84 /UL 723.

12.1.4 Dimensiones y recubrimientos contra fuego

12.1.4.1 Protección de pisos contra fuego. Los ensambles de pisos que no se requiere en alguna otra parte de este reglamento que sean clasificadas con respecto a su resistencia al fuego, deberán ser provistos con una membrana de tablero de yeso de 12 mm de espesor, membrana de tablero de madera estructural de 16 mm de espesor, o el equivalente en la parte inferior de los miembros del entramado del piso. Las penetraciones o aberturas para ductos, ventilas, contactos eléctricos, lámparas, dispositivos, luminarias, alambres, bocinas, drenaje, tubería y aberturas similares o penetraciones serán permitidos.

12.1.4.2 Construcción de muros protegidos. La madera contrachapada para forro o revestimiento de muros en combinación con revestimiento de yeso y tableros para muro sobre pies derechos se reconoce por los reglamentos internacionales y extranjeros como muros exteriores de carga con una hora de resistencia al fuego. Un ejemplo típico es madera clasificada estructuralmente sobre revestimiento de yeso Tipo X de 16 mm de espesor adherido a pies derechos de 38 mm nominales de grosor a 41 cm o 61 cm centro a centro. La clasificación de resistencia al fuego para muros exteriores aplica solamente al lado interior del muro cuando la separación a la línea de la colindancia es mayor a 3.05 m.

12.1.4.3 Los ensambles de muro protegidos clasificados para fuego calificarán para la clasificación de una hora si se añaden otros materiales sobre los materiales resistentes al fuego. Por ejemplo, tableros de madera contrachapada clasificada estructuralmente sobre forro traslapado puede añadirse al exterior de un muro clasificado sin afectar la calificación. También se permite el uso de madera contrachapada clasificada estructuralmente entre la protección al fuego y los pies derechos de madera.

12.1.4.4 Cubiertas para techo clasificadas para fuego. La clasificación para resistencia al fuego de materiales para techo está listada como Clase A, B, o C en orden descendente de la protección al fuego proporcionada. Los tableros no tratados de madera contrachapada clasificada estructuralmente se reconocen como un sustrato para cubiertas estructurales de techo para cubiertas de techo clasificadas. Para requerimientos individuales, vea el Directorio U.L. de Materiales y Sistemas para Techo.

12.1.4.5 Madera laminada estructural clasificada para fuego. La resistencia al fuego de un miembro estructural se mide por el tiempo que puede soportar su carga de diseño durante un fuego. Una viga o columna expuesta dimensionada para una resistencia al fuego mínima de una hora soportará su carga de diseño completa cuando menos por una hora conforme a las condiciones de prueba de fuego la norma ASTM E119, que simulan un fuego real.

12.1.4.6 Vigas. Para adaptar las vigas laminadas para una clasificación por fuego de una hora, el arreglo básico se modifica reemplazando una lámina del centro o interior de la viga por una lámina de tensión adicional.

12.1.4.7 Columnas. Las columnas generalmente no necesitan un arreglo especial para calificar para una clasificación de resistencia al fuego de una hora, pero pueden requerir una sección mayor, conforme a 12.1.4.8.

12.1.4.8 El cálculo de la habilidad de una viga o columna de madera laminada sujeta a la acción del fuego en tres o cuatro caras, se efectúa con las ecuaciones siguientes:

a) Para vigas:

Fuego en tres caras

$$t = ZB \left(4 - \frac{B}{D} \right) \tag{12.1.4.8.a}$$

Fuego en cuatro caras

$$t = ZB \left(4 - \frac{2B}{D} \right) \tag{12.1.4.8.b}$$

b) Para columnas:

Fuego en tres caras

$$t = ZB \left(3 - \frac{B}{2D} \right) \tag{12.1.4.8.c}$$

Fuego en cuatro caras

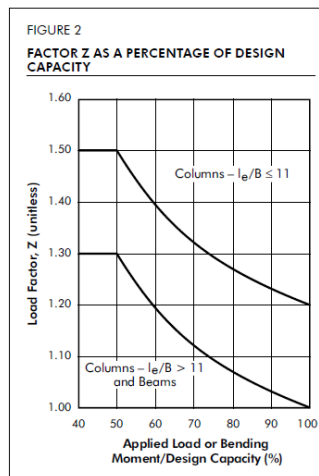
$$t = ZB \left(3 - \frac{B}{2D} \right) \tag{12.1.4.8.d}$$

Donde:

- t = resistencia al fuego, minutos
- Z = factor de compensación de carga parcial, que es una función aplicada a la capacidad de diseño
- B = ancho de una viga o la dimensión más pequeña de una columna, cm
- D = espesor de una viga o la dimensión más grande de la columna, cm.

Comentario:

Este cálculo se basa en metodologías descritas en la referencia IBC 2009 Sección 721.6. El valor de Z se puede obtener de la gráfica adjunta:



Factor Z para cálculo de resistencia al fuego de elementos laminados de madera

12.1.4.9 En adición a las especificaciones descritas en este capítulo, se deberán satisfacer las especificaciones de los métodos indicados en el Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico, las que resulten mayores.

12.1.4.10 Se aceptará obtener las dimensiones, espesores y recubrimientos de elementos estructurales por cualquier otro método a satisfacción del Director y, en su caso, del Corresponsable. En todos los casos, no deberán ofrecer protección menor la requerida en este Capítulo 6 a 8, así como en el Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico.

Comentario:

- a) *Para la revisión por fuego, en esta versión de la Norma se requiere el cumplimiento de dimensiones (de vigas y columnas, por ejemplo), de espesores (de sistemas de piso y techo), así como del espesor del recubrimiento de los elementos estructurales con objeto de satisfacer el número de horas mínimo de exposición al fuego que permita proteger la vida de los ocupantes.*
- b) *Debería anotarse que estas disposiciones para membranas protectoras contra el fuego aplican no solamente a los pisos con viguetas I, sino a todos los ensambles de pisos residenciales, incluyendo armaduras de piso, armazones de acero de calibre ligero y madera de 1-1/2 pulgada de grueso y madera estructural compuesta con dimensión nominal menor a 2 pulgadas por 10 pulgadas. Estas serán efectivas cuando sean adoptadas por la jurisdicción local. El diseñador del proyecto consultará con la jurisdicción local para los requerimientos del reglamento.
Adicionalmente a la protección prescrita de tablero de yeso de 12 mm o tablero de madera estructural de 16 mm, la publicación Reporte de Sistema APA SR-405, Protección Contra Fuego de Pisos Construidos con Viguetas I de Madera Prefabricadas que Cumplan con el Reglamento Internacional Residencial provee métodos protectores prescriptivos para vigas I de madera de ingeniería que han demostrado equivalencia a la Excepción 4 del IRC 2018 Sección R302.13 de acuerdo con los requerimientos de ICC-ES AC14.*
- c) *Estos y otros ensambles adicionales que cumplen con los requerimientos de protección contra el fuego de IRC se detallan en el Reporte de Sistema APA SR-405, disponible para descarga gratuita en el sitio de APA, www.apawood.org.*

12.2 Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones

12.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados

12.2.1.1 La determinación de la resistencia al fuego de los muros y cubiertas deberá hacerse de acuerdo con los métodos establecidos en el capítulo 4 de la NTC Proyecto Arquitectónico o en el capítulo 16 de la norma extranjera *National Design Specification for Wood Construction (NDS)*.

Comentario:

Las vigas y columnas de madera laminada pueden adaptarse a una clasificación para el fuego de una hora de acuerdo con los procedimientos de diseño prescritos en las NDS, Capítulo 16. Las vigas y columnas laminadas deben ser del tamaño suficiente y capacidad para soportar las cargas aplicadas de acuerdo con las provisiones de diseño de la NDS Capítulo 16.

Como con todos los entramados estructurales, las especificaciones finales de miembros diseñados para tener una resistencia al fuego de una hora deberían ser verificadas cuidadosamente por un ingeniero o arquitecto profesional para asegurar el cumplimiento con todos los reglamentos de construcción.

El uso de retardantes para fuego impregnados a presión no es recomendado para maderas laminadas.

12.2.2 Ejecución de uniones

12.2.2.1 Cuando se diseñe una estructura con juntas que transfieran momentos o fuerzas concentradas importantes de un elemento a otro, se deberá tener especial cuidado en el comportamiento de dichas juntas, ya que, como efecto de elevadas temperaturas, pueden presentarse asentamientos o plastificación parcial o total de los elementos de unión que causen redistribución de cargas.

12.2.2.2 Conectores de metal. En las estructuras que usan madera laminada clasificada para una hora, los conectores de soporte metálicos y sujetadores también deben ser diseñados para alcanzar una clasificación por fuego de una hora. El tablero de yeso (Tipo X) clasificado por fuego, una cobertura de madera de 12 mm de espesor o cualquier barniz aprobado para clasificación de una hora proveen la protección necesaria.

APÉNDICE A. PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCIÓN PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.

A.1. Aplicación

A.1.1 En este apéndice se presentan las propiedades efectivas de la sección que pueden ser utilizadas en el diseño estructural con placas de madera contrachapada.

A.1.2 Las placas de madera contrachapada pueden ser fabricadas con un número de combinaciones diferentes de chapas, para cada uno de los diversos grosores nominales de las placas. Se entiende por grosor nominal, la designación comercial del grosor de las placas o de las chapas. El grosor real de las placas puede variar ligeramente, dependiendo de la tolerancia en manufactura y la combinación de chapas empleada.

A.1.3 Para determinar las propiedades de las diferentes secciones incluidas en este apéndice se consideraron chapas con grosores nominales comerciales disponibles en México actualmente. Se incluyen únicamente las cuatro combinaciones que se estima son más convenientes para el uso estructural, de los seis grosores nominales comerciales más comúnmente producidos en el país.

A.1.4 Las propiedades de la sección dadas en la tabla A.3 son para diseños realizados de acuerdo con las especificaciones de estas Normas y para placas de madera contrachapada de una calidad y comportamiento estructural que cumplan con los requisitos de la sección 4.1 de las mismas.

A.2. Propiedades de la sección

A.2.1 Las propiedades de la sección incluidas en la tabla A.3 para flexión, tensión, compresión y cortante en el plano de las chapas se calcularon considerando únicamente las chapas con la fibra paralela a la dirección del esfuerzo. Para tomar en cuenta la contribución de las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo, se multiplicaron los valores de las propiedades así obtenidos por las constantes *C* de la tabla A.1. Para los cálculos de resistencia a cortante a través del grosor deberá utilizarse el área total de la sección transversal de la placa de madera contrachapada.

A.2.2 El cálculo de las propiedades de esta sección se realizó utilizando el siguiente procedimiento:

A.2.2.1 La suma de los grosores nominales de las chapas para una combinación particular se disminuyó en 0.8 mm en forma simétrica, para tener en cuenta las tolerancias en grosor comunes en procesos de fabricación con control de calidad adecuado. Al valor del grosor disminuido se le llama grosor neto. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores paralelas al esfuerzo se consideró que las chapas con menor grosor eran las exteriores. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo, se tomaron como grosores disminuidos, los de las chapas transversales contiguas a las exteriores. En ambos casos el cálculo resulta en la condición más conservadora.

Tabla A.1 Valores de *C* para obtener las propiedades efectivas de las placas de madera contrachapada

Número de chapas	Orientación	Módulo de sección	Momento de inercia
3 chapas	90°	2.0	1.5
4 chapas y más	90°	1.2	1.2
Todas las chapas	0°	1.0	1.0

A.2.2.2 Los grosores de las chapas consideradas se mantuvieron dentro de los siguientes límites:

Tabla A.2 Límites en grosores de chapas

1) Grosor mínimo de chapa	2.5 mm (excepto como se indica en 4, 5 y 6)
2) Grosor máximo de chapas exteriores	3.2 mm (excepto como se indica en 7)
3) Grosor máximo de chapas interiores	6.4 mm
4) Chapas transversales que pueden usarse en placas con 5 chapas de 12 mm de grosor	2.1 mm
5) Cualquier chapa que se desee en placas con 5 chapas con grosor menor que 12 mm	1.6 mm
6) Chapas centrales en placas de 5 chapas	1.6 mm
7) Las placas de 5 chapas con 19 mm de grosor nominal deberán tener todas las chapas del mismo grosor	4.0 mm

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla A.3 Grosos de las chapas y propiedades efectivas de la sección para placas de madera contrachapada sin pulir

a) Propiedades de la sección por un metro de ancho cuando las chapas exteriores son paralelas al esfuerzo										
Grosor nominal	Número de chapas	Grosor de las chapas			Grosor neto	Grosor efectivo	Área efectiva	Módulo de sección efectivo	Momento de inercia efectivo	Constante para cortante por flexión
		Chapas exteriores	Chapas transversales	Centros						
		T	t_p	A_I						
mm		mm	mm	mm	mm	mm ² (cm ²)	mm ³ (cm ³)	mm ⁴ (cm ⁴)	mm ² (cm ²)	
9	3	3.18	2.54	—	8.10	4.3	4 286 (42.86)	8 570 (8.57)	32 000 (3.20)	5 611 (56.11)
9	3	3.18	3.18	—	8.74	5.6	5 566 (55.66)	12 140 (12.14)	53 100 (5.31)	6 396 (63.96)
9	5	3.18	1.59	2.54	8.10	4.9	4 926 (49.26)	7 440 (7.44)	30 200 (3.02)	6 117 (61.17)
9	3	2.12	2.12	1.59	9.27	5.0	5 036 (50.36)	10 850 (10.85)	50 300 (5.03)	7 377 (73.77)
12	5	3.18	6.35	—	11.90	5.6	5 566 (55.66)	20 080 (20.08)	119 700 (11.97)	9 416 (94.16)
12	5	2.54	2.54	1.59	10.95	5.9	5 874 (58.74)	15 550 (15.55)	85 200 (8.52)	8 730 (87.30)
12	5	2.54	2.12	2.54	11.06	6.8	6 826 (68.26)	15 960 (15.96)	88 300 (8.83)	8 519 (85.19)
12	5	3.18	2.12	1.59	11.39	7.2	7 156 (71.56)	18 810 (18.81)	107 200 (10.72)	8 711 (87.11)
16	5	2.54	3.18	3.97	14.61	8.3	8 256 (82.56)	23 750 (23.75)	173 600 (17.36)	11 318 (113.18)
16	5	2.54	3.97	2.54	14.76	6.8	6 826 (68.26)	23 530 (23.53)	173 700 (17.37)	12 123 (121.23)
16	5	3.18	3.97	1.59	15.08	7.2	7 156 (71.56)	28 470 (28.47)	214 900 (21.49)	12 315 (123.15)
16	5	3.18	3.97	3.18	15.08	8.7	8 746 (87.46)	28 810 (28.81)	217 600 (21.76)	11 818 (118.18)
19	5	3.97	3.97	3.97	19.05	11.1	11 116 (111.16)	46 290 (46.29)	441 100 (44.11)	14 886 (148.86)
19	7	2.54	2.54	3.18	18.26	10.6	10 646 (106.46)	36 960 (36.96)	337 600 (33.76)	14 886 (148.86)
19	7	2.54	3.18	2.54	18.90	9.4	9 366 (93.66)	36 710 (36.71)	347 000 (34.70)	13 756 (137.56)
19	7	3.18	2.54	3.18	19.54	11.9	11 926 (119.26)	46 250 (46.25)	452 000 (45.20)	13 941 (139.41)
22	5	2.54	5.56	5.56	20.95	9.8	9 846 (98.46)	37 740 (37.74)	395 600 (39.56)	16 461 (164.61)
22	5	3.18	4.76	6.35	21.43	11.9	11 916 (119.16)	47 500 (47.50)	509 100 (50.91)	16 424 (164.24)
22	7	3.18	2.54	3.97	21.12	13.5	15 306 (153.06)	53 620 (53.62)	566 400 (56.64)	14 731 (147.31)
22	7	2.54	3.97	2.54	21.27	9.4	9 366 (93.66)	42 340 (42.34)	450 500 (45.05)	15 657 (156.57)
25	5	3.18	6.35	6.35	24.61	11.9	11 916 (119.16)	55 920 (55.92)	688 300 (68.83)	14 930 (194.30)
25	7	2.54	4.76	3.18	24.92	10.6	10 646 (106.46)	57 230 (57.23)	663 400 (66.34)	17 913 (179.13)
25	7	3.18	3.97	3.18	23.83	11.9	11 926 (119.26)	59 320 (59.32)	707 000 (70.70)	17 386 (173.86)
25	7	3.18	3.18	4.76	24.62	15.1	15 086 (150.86)	67 860 (67.86)	835 500 (83.55)	16 951 (169.51)

Tabla A.3 (cont.) Grosos de las chapas y propiedades efectivas de la sección para placas de madera contrachapada sin pulir

b) Propiedades de la sección por un metro de ancho cuando las chapas exteriores son perpendiculares al esfuerzo										
Grosor nominal	Número de chapas	Grosor de las chapas			Grosor neto T	Grosor efectivo t_p	Área efectiva	Módulo de Sección efectivo	Momento de inercia efectivo	Constante para cortante por flexión
		Chapas exteriores	Chapas transversales	Centros			A_I	S_I	I_I	$I b/Q$
mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm ² (cm ²)	mm ³ (cm ³)	Mm ⁴ (cm ⁴)	mm ² (cm ²)
9	3	3.18	2.54	—	8.10	1.7	1 746 (17.46)	1 520 (1.52)	700 (0.07)	—
9	3	3.18	3.18	—	8.74	2.4	2 386 (23.86)	2 850 (2.85)	1 700 (0.17)	—
9	5	3.18	1.59	2.54	8.10	2.4	2 386 (23.86)	4 190 (4.19)	10 300 (1.03)	4 632 (46.32)
9	3	2.12	2.12	1.59	9.27	3.4	3 446 (34.46)	4 910 (4.91)	12 400 (1.24)	4 334 (43.34)
12	5	3.18	6.35	—	11.90	5.6	5 555 (55.55)	15 430 (15.43)	21 400 (2.14)	—
12	5	2.54	2.54	1.59	10.95	4.3	4 286 (42.86)	6 770 (6.77)	19 900 (1.99)	4 972 (49.72)
12	5	2.54	2.12	2.54	11.06	3.4	3 446 (34.46)	5 520 (5.52)	19 800 (1.98)	5 394 (53.94)
12	5	3.18	2.12	1.59	11.39	3.4	3 446 (34.46)	4 910 (4.91)	12 400 (1.24)	4 334 (43.34)
16	5	2.54	3.18	3.97	14.61	5.6	5 566 (55.66)	16 880 (16.88)	80 500 (8.05)	8 563 (85.63)
16	5	2.54	3.97	2.54	14.76	7.1	7 146 (71.46)	18 430 (18.43)	89 200 (8.92)	8 171 (81.71)
16	5	3.18	3.97	1.59	15.08	7.1	7 146 (71.46)	15 170 (15.17)	66 300 (6.63)	7 185 (71.85)
16	5	3.18	3.97	3.18	15.08	5.6	5 566 (55.66)	14 560 (14.56)	63 700 (6.37)	7 675 (76.75)
19	5	3.97	3.97	3.97	19.05	7.1	7 146 (71.46)	23 590 (23.59)	131 100 (13.11)	9 729 (97.29)
19	7	2.54	2.54	3.18	18.26	6.8	6 826 (68.26)	24 330 (24.33)	160 400 (16.04)	12 692 (126.92)
19	7	2.54	3.18	2.54	18.90	8.7	8 746 (87.46)	30 550 (30.55)	211 200 (21.12)	12 697 (126.97)
19	7	3.18	2.54	3.18	19.54	6.8	6 826 (68.26)	24 330 (24.33)	160 400 (16.04)	12 692 (126.92)
22	5	2.54	5.56	5.56	20.95	16.3	10 326 (103.26)	48 310 (48.31)	383 700 (38.37)	13 862 (138.62)
22	5	3.18	4.76	6.35	21.43	8.7	8 726 (87.26)	42 060 (42.06)	317 100 (31.71)	13 666 (136.66)
22	7	3.18	2.54	3.97	21.12	6.8	6 826 (68.26)	23 530 (23.53)	208 500 (20.85)	14 547 (145.47)
22	7	2.54	3.97	2.54	21.27	11.1	11 116 (111.16)	44 080 (44.08)	357 000 (35.70)	14 558 (145.58)
25	5	3.18	6.35	6.35	24.61	11.9	11 906 (119.06)	63 850 (63.85)	582 800 (58.28)	15 916 (159.16)
25	7	2.54	4.76	3.18	24.92	13.5	13 486 (134.86)	66 000 (66.00)	655 000 (65.50)	17 891 (178.91)
25	7	3.18	3.97	3.18	23.83	11.1	11 116 (111.16)	46 190 (46.19)	429 800 (42.98)	16 031 (160.31)
25	7	3.18	3.18	4.76	24.62	8.7	8 746 (87.46)	44 650 (44.65)	407 900 (40.79)	17 880 (178.80)

APÉNDICE B. CLASIFICACIÓN DEL BAMBÚ ESTRUCTURAL.

B.1. Alcance

B.1.1 El bambú para fines estructurales debe cumplir con un mínimo de requisitos de calidad para garantizar la seguridad de las construcciones.

B.1.2 Se puede usar cualquier especie de las presentadas en la tabla 2.9 que son aquellas para las que se han obtenido valores de diseño resultados de experimentos con muestras nacionales, para cualquier otra especie que no aparezca en la tabla, sus valores de diseño deberán determinarse experimentalmente con una base estadística robusta y de acuerdo con lo establecido en normas internacionales para ensayos con este material.

B.2. Especificaciones para bambú de uso estructural

- a) La edad del bambú estructural debe ser entre 4 y 6 años o la edad que aplique en particular para cada especie
- b) Los culmos no deberán tener una desviación longitudinal (arqueamiento) mayor a 0.33 % de la longitud del elemento
- c) Las piezas de bambú no deberán presentar una conicidad mayor a 1%
- d) La suma total de las grietas, considerándose éstas como separaciones de las fibras en todo el grosor de la pared del culmo, en el elemento no deberá exceder el 50 % de la longitud total del mismo
- e) La longitud total permisible de la grieta más larga no debe ser mayor del 30 %
- f) Los miembros con grietas permitidas deben colocarse de manera tal que las grietas estén en las zonas a compresión o a tensión, pero nunca en el eje neutro, en los puntos en donde se presente el cortante máximo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE C. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGAS DE MADERA LAMINADA DE CONÍFERAS

C.1 Para el cálculo de los elementos laminados se podrán usar los valores de las propiedades geométricas del Apéndice C. Para otras configuraciones deberán hacerse los cálculos de acuerdo con el método de la sección transformada. Utilizando los valores del módulo de elasticidad correspondientes a cada una de las láminas de la configuración seleccionada.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla C.1 Propiedades geométricas de vigas de madera laminada^[1]

Clase estructural	Ancho <i>b</i> mm	Peralte <i>d</i> mm	No. láminas <i>n</i>	<i>d/b</i>	Secciones		
					Área <i>A</i> mm ² x10 ³	Módulo de sección <i>S</i> mm ³ x10 ³	Momento de Inercia <i>I_{x-xx}</i> mm ⁴ x10 ⁶
24F	89	225	6	2.53	20.03	737.62	82.98
		263	7	2.95	23.36	983.59	129.10
		300	8	3.37	26.70	1253.75	188.06
	114	263	7	2.30	30.06	1259.88	165.36
		300	8	2.62	34.29	1605.93	240.89
		338	9	2.95	38.58	1986.43	335.21
	140	300	8	2.15	41.91	1972.19	295.83
		338	9	2.42	47.15	2439.63	411.69
		375	10	2.68	52.39	2941.94	551.61
	165	338	9	2.04	55.72	2875.28	485.20
		375	10	2.27	61.91	3467.28	650.12
413		11	2.50	68.10	4100.16	845.66	
20F	89	225	6	2.53	20.03	733.89	81.31
		263	7	2.95	23.36	977.24	126.26
		300	8	3.37	26.70	1243.79	183.66
	114	263	7	2.30	30.06	1251.74	161.72
		300	8	2.62	34.29	1593.17	235.25
		338	9	2.95	38.58	1968.60	327.12
	140	300	8	2.15	41.91	1956.53	288.90
		338	9	2.42	47.15	2417.74	401.76
		375	10	2.68	52.39	2913.29	538.13
	165	338	9	2.04	55.72	2849.48	473.50
		375	10	2.27	61.91	3433.51	634.22
413		11	2.50	68.10	4057.94	824.93	
16F	89	225	6	2.53	20.03	724.30	77.21
		263	7	2.95	23.36	965.64	119.92
		300	8	3.37	26.70	1224.22	173.83
	114	263	7	2.30	30.06	1236.88	153.61
		300	8	2.62	34.29	1568.10	222.66
		338	9	2.95	38.58	1932.15	309.07
	140	300	8	2.15	41.91	1925.74	273.44
		338	9	2.42	47.15	2372.98	379.58
		375	10	2.68	52.39	2853.26	508.02
	165	338	9	2.04	55.72	2796.73	447.37
		375	10	2.27	61.91	3362.77	598.74
413		11	2.50	68.10	3968.01	778.66	

^[1] Para otras dimensiones deben ser calculadas las propiedades geométricas de las vigas.

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS

ANSI 05.1-2017. Wood Poles: Specifications and Dimensions.

APA. Systems Report SR-405, Fire Protection of Floors Constructed with Prefabricated Wood I-Joists for Compliance with the International Residential Code (Protección Contra Fuego de Pisos Construidos con Viguetas I de Madera Prefabricadas que Cumplan con el Reglamento Internacional Residencial), octubre de 2020.

Canadian Wood Council. Wood Design Manual (Manual de Diseño de Estructuras de Madera de Canadá) (2020).

ICC Evaluation Services. AC14 - Prefabricated Wood I-joists. ICC-ES AC14.

International Residential Code. Excepción 4 del IRC 2018 Sección R302.13

UL Materiales de Construcción. Pruebas, Certificación y Capacitación (2020).

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

ÍNDICE

NOTACIÓN	3
TERMINOLOGÍA.....	7
ESTÁNDARES.....	13
1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	14
1.1 Alcance.....	14
1.2 El contenido de la Norma	14
1.3 Normas y estándares.....	14
1.4 Unidades	15
1.5 Figuras	15
1.6 Clasificación de las estructuras de mampostería	15
2. MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA	17
2.1 Piezas.....	17
2.2 Cementantes	19
2.3 Agregados pétreos.....	19
2.4 Agua para mezclado	20
2.5 Morteros	20
2.6 Aditivos	22
2.7 Acero de refuerzo.....	22
2.8 Mampostería	23
2.9 Piedra natural para mampostería	29
3. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS	30
3.1 Métodos de análisis	30
3.2 Modelación de estructuras de mampostería.....	34
4. ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO	38
4.1 Criterios de diseño	38
4.2 Detallado del refuerzo.....	47
5. MUROS DIAFRAGMA	56
5.1 Alcance.....	56
5.2 Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma.....	56
5.3 Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma	57
5.4 Resistencia a corte por deslizamiento en muros diafragma	57
5.5 Resistencia a corte por tensión diagonal en muros diafragma.....	58
5.6 Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso.....	58
5.7 Volteo de muros diafragma.....	58
5.8 Interacción marco–muro diafragma	58
6. MAMPOSTERÍA CONFINADA	60
6.1 Alcance.....	60
6.2 Requisitos de castillos y dalas	60
6.3 Fuerzas y momentos de diseño.....	65
6.4 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro	65
6.5 Resistencia a cargas laterales.....	66

7. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE	73
7.1 Alcance.....	73
7.2 Fuerzas y momentos de diseño.....	77
7.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro	77
7.4 Resistencia a cargas laterales.....	78
8. MUROS NO ESTRUCTURALES	81
8.1 Alcance.....	81
8.2 Diseño.....	81
9. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES	84
9.1 Alcance.....	84
9.2 Materiales	84
9.3 Diseño.....	84
9.4 Cimientos	85
9.5 Muros de contención.....	86
10. CONSTRUCCIÓN	87
10.2 Construcción de mampostería de piedras artificiales	87
10.3 Construcción de mampostería de piedras naturales	97
10.4 Construcción de cimentaciones.....	99
11. INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA	100
11.1 Inspección	100
11.2 Control de obra	100
12. ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS TIPO II	104
12.1 Consideraciones generales.....	104
12.2 Materiales	104
12.3 Especificaciones generales de análisis y diseño	105
12.4 Mampostería confinada.....	108
12.5 Mampostería reforzada interiormente.....	109
12.6 Construcción	110
12.7 Inspección y control de obra	111
APÉNDICE A - CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO	112
Notación.....	112
Terminología	113
A.1 Alcance	114
A.2 Criterio de diseño de los especímenes.....	114
A.3 Especímenes de pruebas	114
A.4 Laboratorio.....	114
A.5 Protocolo de ensayo.....	115
A.6 Informe de pruebas	115
A.7 Criterio de aceptación.....	116
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS	119

NOTACIÓN

A_b	Área bruta de una pieza de mampostería, mm ² (cm ²)
A_n	Área neta de una pieza de mampostería, mm ² (cm ²)
A_s	área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro en mampostería confinada; área del acero de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente, mm ² (cm ²)
A_{sc}	área del acero de refuerzo transversal de los castillos o dadas colocada a una separación s , mm ² (cm ²)
A_{sh}	área del acero de refuerzo horizontal colocada a una separación s_h , mm ² (cm ²)
A_{st}	área de acero de los dispositivos o conectores, colocados a una separación s , necesaria para dar continuidad a muros transversales que lleguen a tope, mm ² (cm ²)
A_{sv}	área del acero de refuerzo vertical colocada a una separación s_v , mm ² (cm ²)
A_T	área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, obtenida como $t \times L$, donde que L incluye a los castillos en el caso de mampostería confinada, mm ² (cm ²)
a	L/L_v , cociente de la longitud del muro que se desplanta en una viga entre la longitud de la viga
B	Dimensión de la planta
$B_{máx}$	Dimensión mayor de la planta, mm (m)
$B_{mín}$	Dimensión menor de la planta, mm (m)
b	longitud de apoyo de una losa soportada por el muro, mm (cm)
b_c	dimensión del castillo o dala perpendicular al plano del muro, mm (cm)
b_d	ancho de la diagonal equivalente en muros diafragma, mm (cm)
b_v	ancho de la viga de concreto que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
c	posición del eje un muro que se desplanta sobre una viga con respecto al centro de dicha viga, mm (cm)
c_j	coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno
c_m	coeficiente de variación de la resistencia a compresión de pilas de mampostería
c_{max}	posición de un muro que se desplanta sobre una viga, cuando uno de sus bordes coincide con el extremo de la viga, mm (cm) (posición extrema o máxima)
c_p	coeficiente de variación de la resistencia a compresión de piezas
c_v	coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería
c_z	coeficiente de variación de la resistencia de interés de las muestras
d	distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima, mm (cm)
d'	distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro, mm (cm)
d_b	diámetro de barra de refuerzo, mm (cm)
E_f	módulo de elasticidad del material del marco, MPa (kg/cm ²)
E_m	módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas, MPa (kg/cm ²)
E_s	módulo de elasticidad del acero, MPa (kg/cm ²)
e	excentricidad con que actúa la carga en elementos de mampostería de piedras naturales y que incluye los efectos de empujes laterales, si existen, mm (cm)
e_c	excentricidad con que se transmite la carga de la losa a muros extremos, mm (cm)
e_s	Excentricidad estática de entepiso, mm (cm)
e'	excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, mm (cm)
F_{AE}	factor de área efectiva
F_{CE}	factor de concentración de esfuerzos en los extremos de un muro que desplanta sobre una viga

F_E	factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez
F_i	fuerza sísmica del nivel i
f	factor que toma en cuenta la relación de aspecto del muro en el cálculo de la contribución de la mampostería a la resistencia a corte
f_{an}	cociente entre área neta y el área bruta de las piezas
f_{nm}	cociente del área neta y el área bruta de un muro con refuerzo interior, considerando a las celdas rellenas de mortero o concreto de relleno como macizas
f_{cM}	esfuerzo de compresión máximo en el extremo de un muro desplantado sobre una viga, MPa (kg/cm ²)
f'_c	resistencia especificada del concreto en compresión, MPa (kg/cm ²)
f_I	factor de corrección del momento de inercia de una viga que soporta un muro
\overline{f}_j	resistencia media a compresión de cubos de mortero, MPa (kg/cm ²)
f'_j	resistencia especificada de diseño a compresión para diseño del mortero, MPa (kg/cm ²)
\overline{f}_m	resistencia media a compresión de pilas de mampostería, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
f'_m	resistencia especificada a compresión para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
\overline{f}_p	resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
f'_p	resistencia especificada de diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
f_y	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{yh}	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado, MPa (kg/cm ²)
f_{yv}	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo vertical distribuido a lo largo del muro, MPa (kg/cm ²)
G_e	módulo de rigidez a cortante elástico compatible con el módulo de elasticidad (E) y de Poisson (ν) del material
G_m	módulo de rigidez a cortante de la mampostería, MPa (kg/cm ²)
H	altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral, mm (cm)
H_0	longitud mínima, en los extremos de los castillos, a lo largo de la cual se deben colocar los estribos a una separación reducida, mm (cm)
h_c	peralte de la sección del castillo o dala que confina a un muro, paralela al plano del mismo, mm (cm)
h_j	espesor de la junta de mortero de pega, mm (cm)
h_v	peralte de la viga de concreto que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
I	momento de inercia de una sección bruta, mm ⁴ (cm ⁴)
K	relación de rigideces entre un muro y la viga de soporte
k	factor de altura efectiva del muro
k_c	ajuste al factor de concentración de esfuerzos en función de la posición del muro en la viga de apoyo
k_0	factor para determinar la resistencia a fuerza cortante debida a la mampostería que depende de la relación de aspecto del muro
k_1	factor de reducción de la resistencia a fuerza cortante debida a la mampostería que depende de la cuantía de refuerzo horizontal
L	longitud efectiva del muro, mm (cm)
L'	separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro, mm (cm)
L_d	longitud de desarrollo de barras a tensión de acuerdo con la NTC-Concreto, mm (cm)
L_{dh}	longitud de desarrollo de barras a tensión con doblez estándar según las NTC-Concreto, mm (cm)

L_v	longitud de la viga que soporta a un muro de mampostería, mm (cm)
l_d	longitud de la diagonal en un muro diafragma, mm (cm)
ℓ_c	longitud de contacto entre la columna del marco y el muro diafragma, cuando la estructura se deforma lateralmente, mm (cm)
ℓ_v	longitud de contacto entre la viga del marco y el muro diafragma, cuando la estructura se deforma lateralmente, mm (cm)
M_R	momento flexionante resistente de diseño en el plano de un muro sujeto a flexocompresión, N-mm (kg-cm)
M_0	momento flexionante resistente nominal en el plano de un muro sujeto a flexión pura, N-mm (kg-cm)
P	carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga, N (kg)
P_R	resistencia de diseño del muro a carga vertical, N (kg)
P_u	carga axial de diseño, N (kg)
p_h	cuantía de acero de refuerzo horizontal en el muro, calculada como $A_{sh}/(s_h \times t)$
p_v	cuantía de acero de refuerzo vertical en el muro, calculada como $A_{sv}/(s_v \times t)$
Q	factor de comportamiento sísmico
R	factor de sobrerresistencia, Capítulo 3 de la NTC-Sismo
s	separación del acero de refuerzo transversal o de conectores, mm (cm)
s_h	separación del acero de refuerzo horizontal en el muro o de los alambres horizontales de una malla de alambre soldado, mm (cm)
s_v	separación del acero de refuerzo vertical en el muro, mm (cm)
t	espesor de la mampostería del muro, mm (cm)
V_R	resistencia de diseño del muro a carga lateral, N (kg)
V_{Ri}	resistencia a fuerza cortante del i -ésimo entrepiso, N (kg)
V_{mR}	fuerza cortante resistente de diseño de un muro debida a la mampostería, N (kg)
V_{sR}	fuerza cortante resistente de diseño de un muro debida al acero de refuerzo horizontal o al refuerzo horizontal de una malla de alambre soldado, N (kg)
V_{ui}	fuerza cortante última en el i -ésimo entrepiso, N (kg)
v'_m	resistencia especificada a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
\overline{v}_m	resistencia media a compresión diagonal de muretes, calculada sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga, MPa (kg/cm ²)
W_p	carga característica por unidad de longitud en una viga, N/mm (kg/cm)
w_u	carga vertical de diseño, distribuida uniformemente sobre la viga que soporta a un muro, N/mm (kg/cm)
z'	resistencia especificada de diseño de interés, MPa (kg/cm ²)
\bar{z}	resistencias medias de las muestras, MPa (kg/cm ²)
α	reducción de la resistencia a fuerza cortante normalizada por unidad de cuantía resistente efectiva $(p_h f_{yh})_e$, MPa ⁻¹ , (cm ² /kg)
β_1	coeficiente que afecta la longitud de traslape en función del diámetro de la barra
β_2	recubrimiento mínimo de mortero en traslape de barras, mm (cm)
$\gamma_{\ell r}$	distorsión lateral calculada con fuerzas laterales reducidas
γ_{li}	distorsión lateral inelástica
γ_{max}	distorsión lateral inelástica máxima de acuerdo con la NTC-Sismo
δ_h	holgura horizontal de muros no estructurales, mm (cm)
δ_v	holgura vertical de muros no estructurales, mm (cm)

ϵ_t	deformación unitaria neta en tensión del acero
ϵ_{ty}	deformación unitaria de fluencia del acero a tensión
η	factor de eficiencia del refuerzo horizontal
η_s	factor parcial de eficiencia del refuerzo horizontal que depende de la resistencia a compresión de la mampostería
ν	módulo de Poisson
θ_d	ángulo que forma la diagonal equivalente de un muro diafragma con la horizontal

Espacio en blanco dejado de manera intencional

TERMINOLOGÍA

Acciones

Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones.

Aditivo

Sustancia que se agrega a la mezcla de concreto para producir ciertas propiedades de la mezcla o del concreto durante o después del fraguado. Deben cumplir con NMX-C-255-ONNCCE-2013.

Agregado

Material constitutivo del concreto o mortero. Debe cumplir con NMX-C-111-ONNCCE-2018.

Alambre

Hilo de metal obtenido por trefilado, con diámetro de 6.35 mm o menor.

Alambrón

Alambre de acero redondo liso laminado en caliente con diámetros de 5.5 a 6.35 mm.

Área bruta de una pieza de mampostería

Área del rectángulo que inscribe a la totalidad de la sección transversal de la pieza en un plano paralelo al plano de apoyo de la pieza. Se asume que la pieza es prismática (fig. C2.1.1).

Área neta de una pieza de mampostería

Área sólida de material que resulte menor de las obtenidas para las secciones transversales, paralelas al plano de apoyo, a todo lo alto de la pieza.

Área tributaria

Área del espacio sobre el que actúa la carga que se trasmite al miembro estructural de interés.

Articulación plástica

Zona sobre el eje de una viga, columna o muro en la que se alcanza la fluencia por flexión.

Barra de refuerzo

Elemento de acero, con sección transversal nominal uniforme, utilizado para reforzar el concreto o la mampostería, con diámetro mayor que 6.35 mm.

Cal hidratada

Es el resultado de la hidratación de la cal viva u óxido de calcio, producto de la calcinación de piedra caliza, resultando hidróxido de Calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (NMX-C-003-ONNCCE-2018).

Canto rodado

Fragmento de roca de tamaño reducido de superficie alisada y redondeada debido a un desgaste por erosión.

Castillo

Elemento de concreto reforzado de eje vertical de dimensiones reducidas (similares al espesor del muro), que es parte de un muro de mampostería confinada y que cumple con los requisitos de 6.2.

Castillo externo

Castillo que se construye por fuera de las piezas del muro. Se requiere de una cimbra para ser colado.

Castillo interior

Castillo construido en el interior de piezas huecas de un muro y que no requiere cimbra.

Cemento de albañilería

Conglomerante hidráulico comercializado para trabajos de albañilería y que puede contener uno o más de los materiales siguientes: cemento Portland, cemento portland ordinario, cemento portland de escoria de alto horno, cemento portland puzolánico, a los cuales se les puede agregar uno o más materiales tales como: cal hidratada, piedra caliza, arcilla o puzolana u otros materiales para dar plasticidad y trabajabilidad a la mezcla.

Colado

Proceso en el cual una mezcla fresca de concreto, o mortero, es colocada en un molde o cimbra, donde se le deja endurecer (fraguar).

Contracción

Reducción del volumen que ocurre cuando el concreto, mortero o pasta cementante, está pasando de su estado plástico (aún no ha fraguado) al estado endurecido, por pérdida de agua.

Contratrabe

Viga, típicamente parte de un cimiento, que tiene su carga en la cara inferior.

Cuantía de acero de refuerzo

Es el cociente del área de acero de refuerzo dividida entre el área bruta, en una sección transversal del elemento que se considere.

Cuantía resistente

Producto de la cuantía del refuerzo vertical u horizontal, p_v , o p_h , por el esfuerzo de fluencia de dicho refuerzo, f_y , esto es, $p_v f_{yv}$, o $p_h f_{yh}$, respectivamente. MPa, (kg/cm²).

Dala

Elemento horizontal de concreto reforzado, colocado sobre el muro, debajo de él (dala de desplante), en el extremo superior de huecos o aberturas (dala de cerramiento) o en el borde inferior de aberturas.

Dentado

Preparación de la mampostería en el paño de contacto con un castillo, que se utiliza para garantizar el trabajo mecánico conjunto de la mampostería y el concreto del castillo (fig. 10.2.4.3.1).

Diafragma

Se refiere al sistema de piso cuando cumple la función de transmitir fuerzas laterales en su plano a los elementos verticales que resisten cargas laterales.

Distorsión de entrepiso

Diferencia de los desplazamientos laterales en una misma dirección asociados a dos niveles consecutivos de la estructura, dividida entre la diferencia de las elevaciones correspondientes.

Entidad acreditadora

Órgano que garantiza que los Organismos de Evaluación de la Conformidad son confiables y técnicamente competentes.

Entrepiso

Espacio entre los planos medios de dos losas de piso consecutivas de una edificación.

Escalerilla

Refuerzo formado por dos alambres de acero paralelos en el sentido longitudinal, unidos por alambres de acero transversales electro-soldados espaciados uniformemente. No se admite para uso estructural, pero sí se refiere en la norma.

Escarpio

Cara lateral inclinada de una cimentación o muro de piedra.

Estado límite de falla

Combinación de fuerzas, desplazamientos y/o niveles de fatiga que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o a su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga (3.1 de la NTC-Criterios).

Estado límite de servicio

Combinación de fuerzas, desplazamientos y/o niveles de fatiga que producen modos de comportamiento que implican la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción (NTC-Criterios).

Estribo

Barra o alambre de refuerzo con forma cerrada colocado perpendicularmente al eje longitudinal de un elemento de concreto, con el objetivo de resistir fuerza cortante y confinar el núcleo del elemento.

Estructura Tipo I

Estructura que, por su importancia, debe ser analizada y diseñada siguiendo los procedimientos generales contenidos en esta norma.

Estructura Tipo II

Estructura que, por su importancia puede ser analizada y diseñada utilizando procedimientos simplificados conservadores contenidos en el Capítulo 12.

Comentario:

Se intercambió la designación de Tipo I y Tipo II respecto a la versión anterior de la norma, NTCM 2020.

Factor de carga, F_C

Factor que se aplica a una acción o fuerza interna de servicio para obtener el valor de diseño (NTC-Criterios)

Factor de resistencia, F_R

Factor menor que la unidad que se aplica a la resistencia nominal para obtener la resistencia de diseño (NTC-Criterios).

Fluencia

Estado de un material o elemento estructural en que éste pierde sustancialmente su rigidez y se deforma plásticamente.

Flujo plástico

Deformación con el paso del tiempo de un material ante cargas sostenidas. Esta deformación es adicional a la elástica que se produce por la aplicación inicial de la carga.

Grapa

Barra o alambre con dobleces a 180 grados en cada extremo, utilizada para mantener unidos dos elementos.

Junteador o llaguero

Herramienta metálica convexa y lisa que sirve para retacar o compactar el mortero de las juntas.

Laboratorio acreditado

Laboratorio acreditado por una entidad acreditadora.

Losa

Elemento estructural plano horizontal con la dimensión en el sentido vertical mucho menor que las otras dos, utilizado para cubrir un área.

Mampostería

Construcción compuesta, integrada por piezas de origen pétreo, naturales o artificiales, que por lo general son lo suficientemente pequeñas como para ser manejadas por una persona y que son unidas entre sí con mortero.

Mampostería confinada

Sistema a base de muros de mampostería rodeados con castillos y dadas que cumple con los requisitos del Capítulo 6.

Mampostería reforzada interiormente

Sistema a base de muros de mampostería en el que los elementos resistentes tienen acero de refuerzo horizontal y vertical distribuido en forma aproximadamente uniforme y que cumple con los requisitos del Capítulo 7.

Mortero

Mezcla de arena, cemento portland y otros cementantes como cal hidratada o cemento de albañilería, y agua, que se utiliza para pegar las piezas de mampostería. Puede usarse para rellenar las celdas de las piezas en muros de mampostería con refuerzo interior.

Murete

Probeta de mampostería utilizada para obtener experimentalmente la resistencia a compresión diagonal (fig. 2.8.2.4.1).

Muro

Elemento resistente con eje vertical que se caracteriza porque su sección transversal tiene una dimensión mucho menor en un sentido que en el sentido perpendicular.

Muro aparente

Mampostería que no se recubre quedando visibles las piezas y las juntas.

Muro diafragma

Es un muro estructural confinado o reforzado interiormente que se utiliza para cubrir el área limitada por un marco. El muro se construye de manera que está ligado al marco y contribuye a la estabilidad de la estructura. (Capítulo 5).

Muro no estructural

Muro que no contribuye a la resistencia ni estabilidad de la estructura.

Muro de carga

Muro que contribuye a la resistencia y estabilidad de la estructura.

Normas

Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

NTC-Acero

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

NTC-Cimentaciones

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC-Concreto

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-Criterios

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

NTC-Evaluación y Rehabilitación

Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

NTC-Madera

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

NTC-Mampostería

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-Proyecto Arquitectónico

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

NTC-Revisión

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

NTC-Sismo

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

NTC-Viento

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

Patín

Proyección horizontal en un extremo de la sección de un elemento, con lo que se proporciona un notable incremento de momento de inercia y de capacidad para resistir momentos flexionantes.

Piedra braza

Fragmentos de roca natural para hacer mampostería, referida a la medida antigua de una braza.

Pila

Probeta de mampostería que se utiliza para obtener la resistencia a compresión de la mampostería (fig. 2.8.1.3.1).

Pieza hueca

Es la clasificación que se da a una pieza de mampostería que tiene un área neta de, al menos, 50 por ciento, pero es menor que 75 por ciento, del área bruta, y cumple con los espesores de pared según la clasificación de la tabla 2.1.1.2.

Pieza maciza

Es la clasificación que se da a una pieza de mampostería que tiene un área neta mayor o igual al 75 por ciento del área bruta, y cumple con los espesores de pared según la clasificación de la tabla 2.1.1.2.

Pretil o parapeto

Muro de baja altura.

Puntal

Un elemento que representa la resultante de un campo de compresión paralelo o en forma de abanico.

Refuerzo horizontal

Barras o alambres de acero que se colocan en las juntas horizontales de la mampostería. El refuerzo también puede colocarse en piezas especiales que tienen ranuras o cavidades paralelas a las juntas.

Refuerzo vertical

Barra o alambre de acero que se coloca en una cavidad en el sentido vertical del muro, que resulta de la alineación, a todo lo alto del muro, de las celdas de las piezas de mampostería. Dichas cavidades se rellenan de concreto o mortero después de colocado el refuerzo.

Resistencia de diseño

Producto de la resistencia nominal, calculada a partir de las NTC, por el factor de resistencia, F_R .

Resistencia nominal

Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de las NTC, antes de aplicar cualquier factor de resistencia, F_R .

Retención de agua

Propiedad de la mezcla de mortero que mide la resistencia de la mezcla a perder agua al ser expuesto a un sustrato o el medio ambiente. (%)

Revenimiento

Propiedad del concreto relativa a su consistencia que caracteriza la capacidad de este material a fluir dentro de un molde. Para su medición se utiliza un ensayo estandarizado (NMX-C-156-ONNCCE-2010). (cm).

Rigidez

Oposición de un material o elemento estructural a ser deformado. Es el esfuerzo necesario para producir una deformación unitaria o, alternativamente, es la carga requerida para producir un desplazamiento unitario. La rigidez angular se define como el momento que produce un giro unitario.

Sección transformada

Procedimiento para el cálculo de las propiedades geométricas de una sección transversal compuesta de dos (o más) materiales, que consiste en transformar un material en el otro, utilizando el cociente de los módulos de elasticidad de los materiales.

Segregación

Concentración no uniforme de los componentes en una mezcla de concreto o mortero.

Tabicón

Tabique macizo compuesto de concreto.

Tabique

Pieza para mampostería de forma prismática rectangular, de dimensiones menores que el bloque, fabricado con concreto o con arcillas, comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción. Puede ser macizo o hueco. Al tabique macizo de arcilla, de fabricación artesanal, se le conoce comúnmente como ladrillo y al tabique macizo de concreto como tabicón.

Valor esperado

Valor medio de una propiedad o parámetro.

Viga

Elemento estructural de eje recto que cubre un claro horizontal o sensiblemente horizontal que resiste cargas externas sobre la cara superior y su propio peso. Dichas cargas inducen, principalmente, momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

Vigueta

Vigas de tamaño relativamente pequeño apoyadas sobre vigas o muros, colocadas en forma paralela a poca separación, para soportar las bovedillas. En conjunto, viguetas y bovedillas, sirven para formar un sistema de piso o cubierta.

Voladizo

Viga o losa empotrada en un extremo y libre en el otro.

Zapata

Elemento estructural de la cimentación que transmite las cargas directamente al suelo, generalmente tiene una forma ensanchada hacía la parte de contacto con el terreno para distribuir las cargas en una superficie más amplia. Puede ser aislada o corrida y de borde o lindero.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

ESTÁNDARES

Normas Mexicanas (NMX)

Industria siderúrgica

NMX-B-072-CANACERO-2017 – Varilla corrugada de acero, grado 60, laminada en frío para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-253-CANACERO-2020 – Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-290-CANACERO-2021 – Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-365-CANACERO-2017 – Alambrón de acero al carbono para trefilación – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-456-CANACERO-2017 – Armaduras electrosoldadas de alambre de acero para castillos y dalas – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-457-CANACERO-2019 – Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-506-CANACERO-2019 – Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

Industria de la construcción

NMX-C-003-ONNCCE-2017 – Cal hidratada – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-021-ONNCCE-2015 – Cemento para albañilería (mortero) – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-036-ONNCCE-2013 – Mampostería – Resistencia a la compresión de bloques, tabiques o ladrillos y tabicones y adoquines – Método de ensayo.

NMX-C-061-ONNCCE-2015 – Cementantes hidráulicos – Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos.

NMX-C-083-ONNCCE-2014 – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes – Método de ensayo.

NMX-C-111-ONNCCE-2018 – Agregados para concreto hidráulico – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-122-ONNCCE-2019 – Agua para concreto – Especificaciones.

NMX-C-159-ONNCCE-2016 – Concreto – Elaboración y curado de especímenes de ensayo.

NMX-C-255-ONNCCE-2013 – Aditivos químicos para concreto – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-404-ONNCCE-2012 – Mampostería – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-405-ONNCCE-2014 – Paneles para uso estructural aplicados en sistemas constructivos – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-406-ONNCCE-2019 – Componentes para sistemas de losas prefabricadas de concreto – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-414-ONNCCE-2017 – Cementantes hidráulicos – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-464-ONNCCE-2010 – Mampostería – Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto – Métodos de ensayo.

NMX-C-486-ONNCCE-2014 – Mampostería – Mortero para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-536-ONNCCE-2017 – Mampostería – Piedra natural para construcción de mampostería – Especificaciones y métodos de ensayo.

American Concrete Institute (ACI)

ACI CODE 216.1-14(19) Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.1.1 Esta Norma contiene requisitos mínimos para el análisis, diseño, detallado y construcción de estructuras a base de muros de mampostería. Esta norma sólo permite el diseño y construcción de estructuras nuevas de piezas artificiales a base de mampostería confinada o reforzada interiormente. Sólo se acepta mampostería sin refuerzo en mampostería de piedra natural.

1.1.2 Estas disposiciones deberán considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Título Sexto del Reglamento, la NTC-Criterios, la NTC-Proyecto Arquitectónico, la NTC-Sismo, la NTC-Viento y la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

1.1.3 En esta Norma, cuando es necesario, se precisa la intervención del Director, Revisor, Responsable, Constructor y Supervisor, cuyas atribuciones generales están establecidas en el Reglamento.

1.1.4 Esta Norma no es aplicable para el diseño y construcción de estructuras a base de columnas de mampostería.

1.1.2 Cualquier otro tipo de piezas, de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería, diferente de los aquí comprendidos, deberá ser evaluado según lo establece el Reglamento y el Apéndice Normativo A de esta Norma.

1.2 El contenido de la Norma

En el Capítulo 2 se describen los materiales que deberán utilizarse para la construcción de estructuras y de mampostería, así como los parámetros de calidad, requisitos mínimos de resistencia y los procedimientos para evaluar dichas propiedades.

En los Capítulos 3 y 4 se incluyen los criterios generales de análisis y diseño, respectivamente, de las estructuras de mampostería consideradas en 1.1.

Los Capítulos 5 a 7 se refieren a los diferentes sistemas constructivos a base de mampostería con piedras artificiales. Si bien el comportamiento de los sistemas constructivos es, en términos generales, similar, se establece la división en capítulos para facilitar el proceso de análisis y diseño.

El Capítulo 8 se aplica al diseño de muros no estructurales.

El Capítulo 9 se aplica al diseño de estructuras hechas con piedras naturales.

Los Capítulos 10 y 11 se refieren a la construcción a la inspección y al control de obra.

En el Capítulo 12, se incluyen disposiciones para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería Tipo II de acuerdo con la clasificación establecida en 1.6.

En el Apéndice Normativo A se presenta un criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñados por sismo.

Comentario:

En versiones anteriores de esta Norma se tenía un capítulo para la evaluación y rehabilitación de estructuras de mampostería, pero ya no forma parte de esta Norma porque se integró a la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

1.3 Normas y estándares

1.3.1 Se considerará obligatorio el uso de las Normas Mexicanas (NMX) o Estándares, así como cualquier otra publicación, nacional o extranjera, que sea requerida en el cuerpo normativo de esta Norma.

1.3.2 Se deberán aplicar las NMX o Estándares del año indicado en esta Norma. No se permitirá el uso de NMX o Estándares posteriores al inicio de vigencia de esta Norma, a menos que el Director lo apruebe.

1.3.3 Las normas mexicanas aplicables se listan en la sección correspondiente antes de este capítulo. En caso de haber conflicto entre esta norma y alguna de las normas mexicanas serán aplicables los requisitos prescritos en este documento.

1.4 Unidades

1.4.1 En las expresiones que aparecen en esta Norma se utilizan las unidades de la tabla 1.4.1 que corresponden al Sistema Internacional (SI).

Tabla 1.4.1 – Unidades del Sistema Internacional usadas en esta Norma

Dimensión	Unidad
Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

1.4.2 Siempre que es posible, las expresiones están escritas en forma adimensional; de lo contrario, junto a las expresiones en sistema internacional, se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en el sistema gravitacional usual (MKS), empleando las unidades indicadas en la tabla 1.4.2.

Tabla 1.4.2 – Unidades del sistema gravitacional convencional usadas en esta Norma

Dimensión	Unidad
Fuerza	kg (kilogramo fuerza) ^[1]
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm ²

^[1]En esta Norma el kilogramo fuerza se representa con kg.

1.4.3 Cada sistema deberá utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.4.4 Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Se permitirá usar otras unidades, empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

Comentario:

Los valores correspondientes a los dos sistemas de unidades en esta Norma no son exactamente equivalentes. Se adoptó la convención de redondear el factor 9.81 N/kg como 10.

1.5 Figuras

Las figuras aclaran la aplicación correcta de algunas de las especificaciones de esta norma, sin que por ello deba entenderse que el caso ilustrado sea la única posibilidad permitida.

1.6 Clasificación de las estructuras de mampostería

1.6.1 Para efectos de esta norma se clasificará como estructura Tipo II a la edificación que cumpla, simultáneamente, con los requisitos a) a f) siguientes:

- Tener una superficie construida total no mayor que 250 m²
- Contar con hasta dos niveles, incluyendo niveles de estacionamiento
- No debe tener muros estructurales desplantados sobre vigas o sobre la losa de entrepiso
- No deberá tener muros diafragma
- Ser de los siguientes usos: habitación unifamiliar o plurifamiliar, servicios, industria, infraestructura o agrícola, pecuario y forestal
- Si es de uso habitacional plurifamiliar, no deberá haber más de diez viviendas en el predio, incluyendo a las existentes.

1.6.2 Una estructura que no cumpla los requisitos para ser Tipo II se clasificará como estructura Tipo I. Las estructuras del Grupo A, de acuerdo con el Reglamento, serán del Tipo I.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA

2.1 Piezas

2.1.1 Tipos de pieza

2.1.1.1 Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE-2012, y con la resistencia especificada a compresión para diseño indicada en 2.1.2.

2.1.1.2 Para fines de esta norma, las piezas se clasificarán de acuerdo con lo requerido en la tabla 2.1.1.2, en piezas macizas o huecas, según su relación entre el área neta, en su sección transversal más desfavorable, y el área bruta y los espesores mínimos de las paredes exteriores e interiores, cuando aplique.

Tabla 2.1.1.2 – Clasificación de piezas para fines de esta norma

Tipo de pieza para fines de esta norma	Geometría	f_{an} (A_n/A_b)	Pieza de arcilla		Pieza de concreto	
			Pared exterior, mín, mm	Pared interior, mín, mm	Pared exterior, mín, mm	Pared Interior, mín, mm
Maciza	Sin vacíos	1	-	-	-	-
	Con siete o menos celdas	≥ 0.75	20	13	20	13
	Multiperforada ^[1]	≥ 0.75	20	7	20	10
Hueca ^[2]	Bloques con dos celdas	≥ 0.5	15	13	20	20
	Con siete o menos celdas	≥ 0.5	15	13	15	13
	Multiperforada ^[1]	≥ 0.5	15	7	15	10

^[1] Piezas con más de siete perforaciones, de las mismas dimensiones y con distribución uniforme.

^[2] Se debe entender que $f_{an} < 0.75$

2.1.1.3 Las piezas deben cumplir, además, con los requisitos para el espesor de las paredes exteriores e interiores indicados en la NMX-C-404-ONNCCE-2012 para piezas huecas y/o multiperforadas.

2.1.1.4 El peso volumétrico neto mínimo de las piezas, en estado seco, será el indicado en la tabla 2.1.1.4. La determinación del peso volumétrico neto se debe realizar de conformidad con la NMX-C-404-ONNCCE-2012.

Tabla 2.1.1.4 – Peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco

Tipo de pieza	Peso volumétrico, en kN/m ³ (kg/m ³)
Tabique macizo de arcilla artesanal	13 (1 300)
Tabique hueco de arcilla extruida o prensada	17 (1 700)
Bloque de concreto	17 (1 700)
Tabique macizo de concreto (tabicón)	15 (1 500)

2.1.1.5 Para fines de esta norma sólo se permite usar piezas huecas con celdas o perforaciones ortogonales a la cara de apoyo.

Comentario:

Esta norma se refiere a piezas unidas con morteros a base de cemento Portland con adiciones de cal o cemento de albañilería. Para otros materiales, como piezas machihembradas o unidas con otras mezclas aglutinantes, se indican las pruebas necesarias para determinar dichas propiedades. En el Apéndice A se describe el procedimiento de ensayo de muros y su interpretación para que su uso sea aceptado.

El peso volumétrico de las piezas (tabla 2.1.1.4) se correlaciona con su resistencia a compresión y ésta con otras propiedades importantes como la permeabilidad, absorción de agua, durabilidad y estabilidad volumétrica ante cambios de humedad, por lo que se incluye como forma fácil de descartar piezas de baja capacidad, en particular para piezas de concreto.

La clasificación de las piezas que se permiten utilizar en el diseño y construcción según esta norma depende de un porcentaje mínimo de área neta (fig. C2.1.1). Las piezas clasificadas como macizas exhiben un comportamiento más dúctil y estable ante fuerzas horizontales cíclicas, como las impuestas por un sismo, que las piezas huecas. Si las piezas macizas tienen huecos o perforaciones, una vez que la pieza se agrieta, no se reduce su resistencia en

forma abrupta y las fuerzas normales y de cortante se pueden seguir transmitiendo entre las superficies de contacto en las grietas, disipando energía por fricción, fractura y/o pulverización del material de la pieza.
 El comportamiento sísmico de muros construidos con piezas huecas es más frágil que el de muros construidos con piezas macizas. Esto se debe a que la falla de las paredes en piezas huecas da lugar a una pérdida brusca de su capacidad para resistir fuerzas, ya sean axiales o de corte. Este hecho se refleja en la NTC-Sismo en la que se especifica un factor de comportamiento Q igual a 2 para muros con piezas macizas e igual a 1.5 para muros piezas huecas, a menos que los muros sean confinados y con refuerzo horizontal, en cuyo caso se admite usar $Q = 2$.
 En la versión 2004 de la NTC-Mampostería se prohibió el uso de piezas con huecos horizontales debido a su deficiente comportamiento ante fuerzas inducidas por sismo y su falla muy frágil al alcanzar su resistencia. Dicho comportamiento se observó en ensayos de laboratorio (Alcocer et al. 1995) y en inspecciones de zonas de desastre por sismos.

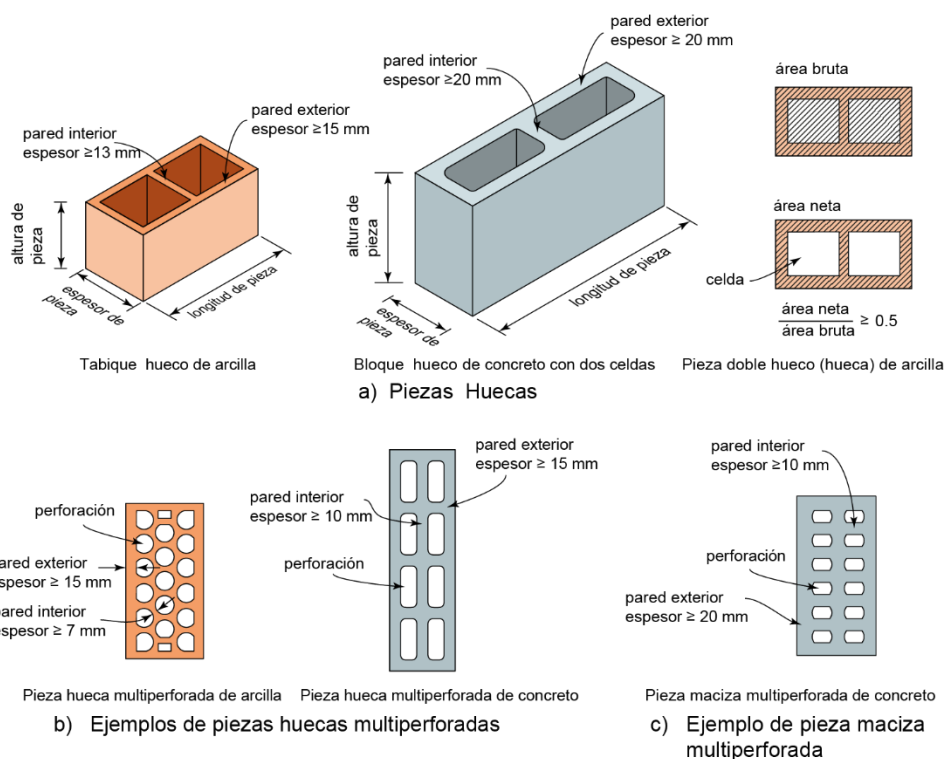


Figura C2.1.1 – Piezas

2.1.2 Resistencia a compresión

2.1.2.1 La resistencia a compresión se determinará, para cada tipo de pieza, de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-036-ONNCCE.

2.1.2.2 La resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto o a partir de muestreos de la pieza, ya sea en planta o en obra. Si se opta por el muestreo, se obtendrán, al menos, tres muestras, cada una de diez piezas, de lotes diferentes de la producción. Las 30 piezas así obtenidas se ensayarán en laboratorios acreditados por una entidad reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad. La resistencia de diseño a compresión se calculará con la ec. 2.1.2.2:

$$f'_p = \frac{\overline{f_p}}{1 + 2.5 c_p} \tag{2.1.2.2}$$

donde c_p no será menor que 0.1.

2.1.2.3 En caso de no contar con el número de ensayos requerido, el valor de c_p no se tomará menor que 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas que cuenten con un sistema de control de calidad como el requerido en la norma NMX-C-404-ONNCCE-2012, ni que 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero que no cuenten con un sistema de control de calidad, ni que 0.35 para piezas de producción artesanal. El sistema de control de calidad se refiere a los diversos procedimientos documentados de la línea de producción de interés, incluyendo los ensayos rutinarios y sus registros.

Comentario:

Los valores de coeficiente de variación mínimos de 0.2, 0.3 y 0.35 provienen de estudios estadísticos de la resistencia de cientos de piezas provenientes de muestras tomadas en múltiples fábricas del valle de México. En la versión 2017 de esta Norma se admitió usar un coeficiente de variación mínimo de 0.1 sólo si se tienen 30 piezas provenientes de tres lotes de la producción.

2.1.2.4 La resistencia especificada de diseño a compresión de las piezas, f'_p , no deberá ser menor que las indicadas en la tabla 2.1.2.4.

Tabla 2.1.2.4 – Valores mínimos permitidos de f'_p

Tipo de pieza y material	f'_p MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	6 (60)
Tabique macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	10 (100)
Tabique hueco de arcilla o de concreto	6 (60)
Bloque macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	10 (100)
Bloque hueco de arcilla o de concreto	6 (60)

Comentario:

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros de mampostería. Por ello se requiere su determinación para fines de control de calidad. El valor de diseño de la resistencia a compresión de las piezas se determina tomando en cuenta la variabilidad en la fabricación, los materiales y la medición de esta propiedad, determinada por el coeficiente de variación, de modo que la probabilidad de alcanzar la resistencia de diseño sea del 98 por ciento (ec. 2.1.2.2).

Los tabiques y bloques multiperforados, ya sean huecos o macizos, deberán tener una resistencia a la compresión mínima de diseño f'_p de 10 MPa (100 kg/cm²). Para el control de la resistencia a compresión de las piezas en la planta por parte del fabricante y en la obra por parte del constructor y de la supervisión, se utilizarán las resistencias medias a compresión, \bar{f}_p , que se indican en la tabla 10.2.3.1.3, si el coeficiente de variación es menor o igual que 0.2.

2.2 Cementantes

2.2.1 Cemento hidráulico

2.2.1.1 En la elaboración del concreto y morteros se deberá emplear cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE-2017.

2.2.2 Cemento de albañilería

2.2.2.1 En la elaboración de morteros se podrá usar cemento de albañilería que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-021-ONNCCE-2015.

2.2.3 Cal hidratada

2.2.3.1 En la elaboración de morteros se aceptará usar cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-003-ONNCCE-2017.

2.3 Agregados pétreos

2.3.1 Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-111-ONNCCE-2018.

2.4 Agua para mezclado

2.4.1 El agua para el mezclado del mortero o del concreto deberá cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-122-ONNCCE-2019. El agua deberá almacenarse en depósitos limpios y cubiertos.

2.5 Morteros

2.5.1 El mortero para pegar piezas cuyo objetivo sea construir muros estructurales deberá cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-486-ONNCCE-2014.

Comentario:

La función del mortero es permitir la sobreposición de las piezas formando un conjunto que tenga una liga fuerte y duradera. Sus propiedades más importantes son: manejabilidad, resistencia a compresión y tensión, adherencia con las piezas, la retención de agua y la contracción. Estas propiedades varían según el tipo de cementante empleado, la relación entre arena y cementante y según la cantidad de agua en la mezcla, aunque esta última no se suele controlar en obra. La adherencia está relacionada con la retención de agua y la contracción del mortero. La norma NMX-C-486-ONNCCE-2014 contiene especificaciones para el control de las propiedades del mortero hecho en obra o industrializado, tanto en su estado endurecido como en su estado fresco.

2.5.2 Resistencia a compresión

2.5.2.1 La resistencia a compresión del mortero, sea para pegar piezas o de relleno, se determinará de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE-2015.

Comentario:

La resistencia a compresión es el índice aceptado generalmente para determinar la calidad del mortero; ésta se determina con el ensaye de cubos según la norma NMX C 061-ONNCCE-2015 pero con la arena que se usará en la construcción. Debe tenerse en cuenta que esta resistencia puede no corresponder a la del material colocado entre las piezas de un muro, donde las condiciones de confinamiento y de curado son muy diferentes de las que se tienen en el ensaye estándar.

2.5.2.2 La resistencia a compresión del concreto de relleno se determinará del ensaye de cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-159-ONNCCE-2016 y NMX-C-083-ONNCCE-2014.

2.5.2.3 Para diseño, se empleará un valor de la resistencia, f'_j , determinado como el que es alcanzado por lo menos por el 98 por ciento de las muestras (ec. 2.5.2.7).

2.5.2.4 La resistencia de diseño se calculará a partir de muestras del mortero, para pegar piezas o de relleno según 2.5.2.5 y en caso de concreto de relleno según 2.5.2.6.

2.5.2.5 En caso de mortero de pega o de relleno, se obtendrán, como mínimo, tres muestras, cada una de, al menos, tres probetas cúbicas. Las nueve probetas se ensayarán siguiendo la norma NMX-C-061-ONNCCE-2015.

2.5.2.6 En caso de concreto de relleno, se obtendrán, al menos, tres probetas cilíndricas. Las probetas se elaborarán, curarán y probarán de acuerdo con las normas NMX-C-159-ONNCCE-2016 y NMX-C-083-ONNCCE-2014, respectivamente.

2.5.2.7 La resistencia de diseño se calculará con la ec. 2.5.2.7:

$$f'_j = \frac{\overline{f}_j}{1 + 2.5c_j} \quad (2.5.2.7)$$

donde c_j no será menor que 0.2.

2.5.3 Clasificación de morteros

2.5.3.1 Los morteros se clasificarán por su resistencia de diseño a compresión, f'_j , como se indica en la tabla 2.5.3.1.

Tabla 2.5.3.1 – Tipos de mortero

Tipo I	con resistencia de diseño a compresión, f'_j , mayor o igual que 12.5 MPa (125 kg/cm ²)
Tipo II	con resistencia de diseño a compresión, f'_j , menor que la del Tipo I y mayor o igual que 7.5 MPa (75 kg/cm ²)

Comentario:

En obra, en muchas ocasiones, el constructor toma el valor medio de la resistencia a compresión del mortero como valor de diseño para satisfacer lo especificado en 2.5.3.1. Lo que es un error. Para facilitar el control de obra, se especifica el valor medio que debe cumplir la resistencia a compresión del mortero (10.2.3.2.2 y tabla 10.2.3.2.2). El valor promedio puede obtenerse de la ec. 2.5.2.7, considerando el valor de diseño especificado en 2.5.3.1 y un coeficiente de variación de 0.2. Para el control de la resistencia en obra se utilizará la resistencia media, \bar{f}_j , que se indica en la tabla 10.2.3.2.2 y para control de todas sus propiedades con lo dispuesto en la NMX-C-486-ONNCCE-2014.

2.5.4 Mortero para pegar piezas

2.5.4.1 Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos a) a f) siguientes:

- Su resistencia de diseño a compresión, f'_j , será por lo menos de 7.5 MPa (75 kg/cm²)
- Siempre deberán contener cemento hidráulico portland en la cantidad mínima indicada en la tabla 2.5.4.1

Tabla 2.5.4.1 – Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero dosificado en obra ^[1]

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena ^[2]
I	1	—	0 a ¼	3
	1	½	—	4½
II	1	—	0 a ½	4½
	1	1	—	6

^[1] Los proporcionamientos incluidos en esta tabla son sólo indicativos, por lo que el mortero deberá cumplir con la resistencia a compresión de diseño establecida en 2.5.3 independientemente de la dosificación que se utilice.

^[2] El volumen de arena se medirá en estado suelto.

- El volumen de arena no será mayor que tres veces la suma de los cementantes y se medirá en estado suelto
- Se empleará la cantidad mínima de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable
- Si el mortero incluye cemento de albañilería, la cantidad máxima de éste, a usar en combinación con cemento, será la indicada en la tabla 2.5.4.1
- La arena debe tener un tamaño máximo de 3.2 mm, que pase la malla No. 6.

Comentario:

Los proporcionamientos, en todos los casos, obligan al uso de cemento hidráulico en combinación con cal o cemento de albañilería. Las partes de arena son fijas y no tienen que calcularse en proporción a la cantidad de los cementantes, como en versiones anteriores de la Norma.

Es importante apuntar que los proporcionamientos son recomendados pero el mortero resultante debe cumplir con: la resistencia a compresión de diseño y los requisitos en estado fresco definidos en la norma NMX-C-486-ONNCCE como la fluidez y el porcentaje de retención de agua. Deberá entenderse esta tabla como un punto de inicio en la dosificación y que el diseño final del mortero ha de ser avalado con base en ensayos de laboratorio.

2.5.5 Morteros de relleno y concretos de relleno

2.5.5.1 Los morteros de relleno y concretos de relleno, que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas, deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Su resistencia a compresión para diseño, f'_j , será por lo menos de 12.5 MPa (125 kg/cm²).
- Los concretos de relleno deberán tener una resistencia especificada, f'_c , no menor que 20 MPa (200 kg/cm²)
- El tamaño máximo del agregado será de 10 mm.

- d) En el caso de que se cuente con refuerzo interior, se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical; se aceptará el uso de aditivos que mejoren su trabajabilidad.
- e) El revenimiento para los morteros de relleno y/o concretos de relleno deberá estar entre 200 y 250 mm, para garantizar el llenado de las piezas.

En la tabla 2.5.5.1 se muestran las relaciones volumétricas recomendadas de los agregados para morteros de relleno y concretos de relleno.

Tabla 2.5.5.1 – Proporcionamientos, en volumen, recomendados para morteros de relleno y concreto de relleno en elementos estructurales

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cal hidratada	Partes de arena ^[1]	Partes de grava
Mortero	1	0 a ¼	3	—
Concret o	1	0 a 1/10	3	1 a 2

^[1]El volumen de arena se medirá en estado suelto.

Comentario:

La resistencia media a compresión para mortero de relleno, f_j , no será menor que 18 MPa (180 kg/cm²), tabla 10.2.3.2.2.

El hecho de que en un mortero de relleno se acepte incluir una proporción de cal es para poder utilizar el mismo mortero para las juntas, siempre y cuando sea del tipo I, con lo cual podría hacerse el relleno hilada por hilada.

2.5.6 Concreto para castillos y dalas

2.5.6.1 El concreto para castillos y dalas debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- Para muros se deberá tener una resistencia a compresión, f'_c , mínima de 20 MPa (200 kg/cm²)
- El tamaño máximo del agregado será de 10 mm
- El revenimiento para castillos no será menor que 150 mm y para dalas no será menor que 100 mm
- Se acepta el uso de aditivos que mejoren la fluidez del concreto que cumplan con 2.6.

2.6 Aditivos

2.6.1 En la elaboración de concretos, morteros de relleno y concretos de relleno se podrán usar aditivos que mejoren sus propiedades y que cumplan con los requisitos especificados en la norma NMX-C-255-ONNCCE-2013. No deberán usarse aditivos que aceleren el fraguado.

Comentario:

Se admite el uso de aditivos para los morteros de pega para mejorar su consistencia, retención de agua, su adherencia y para reducir su contracción.

2.7 Acero de refuerzo

2.7.1 El refuerzo que se emplee en castillos o dalas, elementos colocados en el interior del muro y/o en el exterior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas.

2.7.2 Las barras corrugadas deberán cumplir con las normas NMX-B-457-CANACERO-2019 y NMX-B-506-CANACERO-2019.

2.7.3 Los alambres laminados en frío deberán cumplir con la norma NMX-B-072-CANACERO-2017 o NMX-B-253-CANACERO-2020.

2.7.4 La malla de alambre soldado deberá cumplir con la norma NMX-B-290-CANACERO-2021.

2.7.5 Las armaduras de alambre soldado para castillos y dalas deberán cumplir con la norma NMX-B-456-CANACERO-2017.

2.7.6 Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambón, únicamente en estribos, en mallas de alambre soldado o en conectores. El alambón deberá cumplir con la norma NMX-B-365-CANACERO-2017 y contar con un esfuerzo de fluencia mínimo, f_y , de 210 MPa (2 100 kg/cm²).

2.7.7 El diámetro mínimo del alambón para ser usado en estribos es de 5.5 mm. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la Administración, su eficiencia como refuerzo estructural.

2.7.8 El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²).

2.7.9 Para diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo, f_y , establecido en las normas citadas en 2.7.2 a 2.7.8.

Comentario:

El objetivo es que el refuerzo de los castillos pueda alcanzar mayores deformaciones a las que se obtendrían con un esfuerzo de fluencia mayor.

Para el refuerzo en el interior del muro se admite emplear barras y alambres con esfuerzo de fluencia especificado de 600 MPa (6 000 kg/cm²) para poder reducir el diámetro de las barras sin reducir significativamente la fuerza desarrollada en el refuerzo. Estas barras no tienen una zona de fluencia definida, esto es, la barra falla una vez que se alcanza el esfuerzo de fluencia. Adicionalmente, cuando se usan barras de diámetro pequeño es posible asegurar un tamaño de junta y un recubrimiento adecuado, además, facilita el correcto llenado de las celdas donde se coloca el refuerzo vertical.

2.8 Mampostería

2.8.1 Resistencia a compresión

2.8.1.1 La resistencia a compresión para diseño de la mampostería, f'_m , sobre área bruta, se determinará con alguno de los dos procedimientos indicados en 2.8.1.3 y 2.8.1.4. El valor de la resistencia en esta norma está referido a 28 días.

2.8.1.2 Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de 28 días, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según 2.8.1.3.

2.8.1.3 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

2.8.1.3.1 Las pilas (fig. 2.8.1.3.1) estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas.

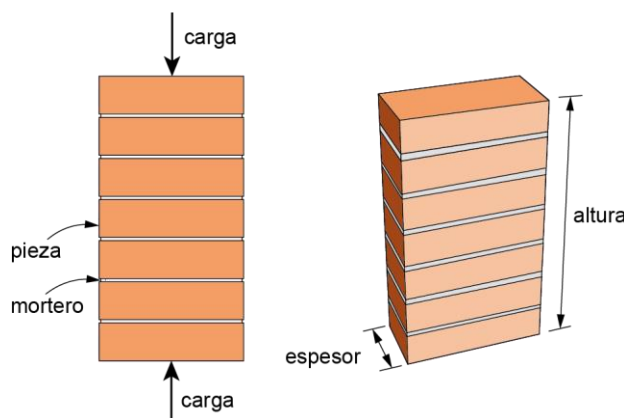


Figura 2.8.1.3.1 – Pila para prueba en compresión

2.8.1.3.2 La relación altura a espesor de la pila estará comprendida entre dos y seis.

2.8.1.3.3 Las pilas se ensayarán a la edad de 28 días.

2.8.1.3.4 En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE-2010, salvo lo que se indique en 2.8.1.3 y que difiera de dicha norma.

2.8.1.3.5 La determinación de la resistencia a compresión, f'_m , se hará en un mínimo de nueve pilas, construidas con piezas provenientes de, por lo menos, tres lotes diferentes del mismo producto. Cada pila debe usar piezas del mismo lote.

Comentario:

La cantidad de nueve pilas de tres lotes de fabricación equivale a caracterizar la resistencia de las piezas de un fabricante para un mismo tipo de mortero. Las propiedades del mortero deberán documentarse.

2.8.1.3.6 El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla 2.8.1.3.6.

Tabla 2.8.1.3.6 – Factores correctivos para las resistencias de pilas con diferentes relaciones altura a espesor

Relación altura a espesor de la pila ^[1]	2	3	4	5	6
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05	1.06

^[1] Para relaciones altura a espesor intermedias se interpolará linealmente.

2.8.1.3.7 La resistencia a compresión para diseño se calculará con la ec. 2.8.1.3.7:

$$f'_m = \frac{\overline{f}_m}{1 + 2.5c_m} \quad (2.8.1.3.7)$$

donde c_m no se tomará menor que 0.15.

2.8.1.4 A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero

2.8.1.4.1 Para bloques con $f'_p \geq 6$ MPa (60 kg/cm²) y para tabiques y tabicones con $f'_p \geq 10$ MPa (100 kg/cm²) se podrá emplear como resistencia de diseño a compresión la que indica la tabla 2.8.1.4.1.

Tabla 2.8.1.4.1 – Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de concreto, f'_m , sobre área bruta a partir de la resistencia a compresión de la pieza, f'_p

f'_p MPa (kg/cm ²) ^[1]	f'_m MPa (kg/cm ²)	
	Mortero tipo I	Mortero tipo II
6 (60) ^[2]	2.5 (25)	2 (20)
7.5 (75) ^[2]	4 (40)	3.5 (35)
10 (100)	5 (50)	4.5 (45)
15 (150)	7.5 (75)	6 (60)
≥ 20 (200)	10 (100)	9 (90)

^[1] Para valores intermedios de f'_p se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

^[2] Sólo para el caso de piezas huecas.

Comentario:

En la versión de 2017 se retomaron los valores desde de f'_p desde 6 MPa (60 kg/cm²) para bloques huecos, pero se añade una nota al pie de tabla indicando que se admiten dichos valores en piezas huecas solamente.

2.8.1.4.2 Para piezas de arcilla, la resistencia de diseño a compresión de la mampostería se podrá obtener de la tabla 2.8.1.4.2.

Tabla 2.8.1.4.2 – Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de arcilla, f'_m , sobre área bruta a partir de la resistencia a compresión de la pieza, f'_p

f'_p , MPa (kg/cm ²) ^[1]	f'_m , MPa (kg/cm ²)	
	Mortero tipo I	Mortero tipo II
6 (60)	2 (20)	2 (20)
7.5 (75)	3 (30)	3 (30)
10 (100)	4 (40)	4 (40)
15 (150)	6 (60)	6 (60)
20 (200)	8 (80)	7 (70)
≥ 30 (300)	12 (120)	9 (90)

^[1] Para valores intermedios de f'_p se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

Comentario:

Anteriormente, la tabla 2.8.1.4.2 incluía valores hasta 50 MPa (500 kg/cm²) ya que se disponía de resultados de piezas macizas prensadas de arcilla con tales resistencias; sin embargo, dichos valores de resistencia no se han observado en el mercado en los últimos años por lo que se redujo el límite superior de la tabla a 30 MPa (300 kg/cm²). Si se tienen piezas con mayor resistencia se puede recurrir al ensaye de pilas.

Las tablas anteriores son producto de una extensa serie de ensayos realizados en la década de 1970 con piezas de mampostería de distintos fabricantes en el valle de México. Se considera que las correlaciones continúan siendo válidas y que permiten estimar la resistencia a compresión de la mampostería a partir de la resistencia de las piezas, siempre y cuando dicha resistencia se obtenga experimentalmente y que el mortero cumpla los requisitos correspondientes de esta norma.

2.8.1.4.3 Para hacer uso de los valores de resistencia de diseño, f'_m dados por las tablas 2.8.1.4.1 y 2.8.1.4.2, se deberán cumplir los requisitos a) a d) siguientes:

- las piezas deberán cumplir con 2.1 y el mortero con 2.5
- la relación altura a espesor de las piezas no debe ser menor que 0.5
- la mampostería deberá tener espesores de mortero en la junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o entre 10 y 15 mm si son de fabricación artesanal. Estos espesores deben permitir la dimensión modular en mampostería a base de bloques
- la resistencia a compresión de las piezas, f'_p , se debe obtener a partir de los ensayos indicados en 2.1.2.

Para otros casos, la resistencia de la mampostería se obtendrá de acuerdo con 2.8.1.3.

Comentario:

Se permite determinar la resistencia de la mampostería a compresión a partir de tablas que están en función de las propiedades de los materiales componentes. La resistencia de la mampostería depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero. Se ha observado, en ensayos de laboratorio, que la relación entre la resistencia de la pila y de la pieza es aproximadamente lineal. El factor de proporcionalidad, sin embargo, varía para las distintas piezas, dependiendo principalmente de su forma, del material de que están hechas y de la regularidad de sus dimensiones. Este factor de proporcionalidad es mayor para bloques que para tabiques debido a que, en muros de bloque, se tiene un número menor de juntas. Por ello se tienen tablas distintas para los dos tipos de materiales.

2.8.2 Resistencia a compresión diagonal

2.8.2.1 La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería v'_m , para diseño, se determinará con el procedimiento indicado en 2.8.2.4.

2.8.2.2 Los muretes se ensayarán a la edad de 28 días.

2.8.2.3 Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de 28 días, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según 2.8.2.4.

2.8.2.4 Ensayes de muretes contruidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

2.8.2.4.1 Los muretes (fig. 2.8.2.4.1) deberán tener una longitud de al menos una vez y media la longitud de la pieza y el número de hiladas necesario para que la altura sea igual a la longitud, con una tolerancia de ± 5 por ciento (altura / longitud entre 0.95 y 1.05).

2.8.2.4.2 Los muretes se ensayarán sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de una de sus diagonales y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.

2.8.2.4.3 Los muretes se ensayarán a la edad de 28 días.

2.8.2.4.4 En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE-2010 salvo lo que se indique en 2.8.2.4 y que difiera de dicha norma.

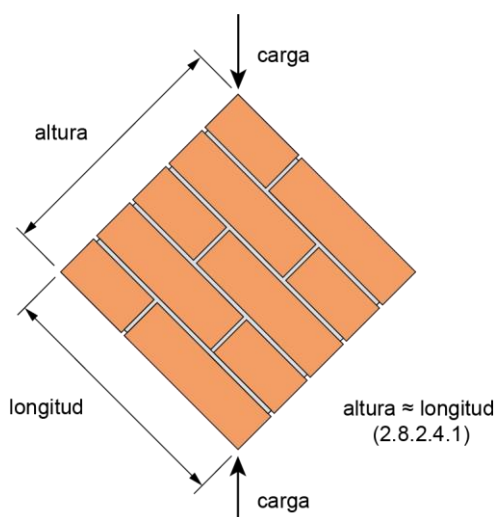


Figura 2.8.2.4.1 – Murete para prueba en compresión diagonal

Comentario:

Es indispensable seguir estrictamente el procedimiento de ensaye descrito en la norma mexicana NMX C-464-ONNCCE-2010, en especial en cuanto al tamaño de los cabezales colocados en las esquinas que deben cubrir 1/6 de la longitud ± 5 por ciento, ya que una dimensión incorrecta llevaría a resultados erróneos. Igualmente es importante que el murete sea cuadrado de modo de obtener resultados representativos de la resistencia a compresión diagonal.

2.8.2.4.5 La determinación de la resistencia especificada a compresión diagonal, v'_m , se hará en un mínimo de nueve muretes contruidos con piezas provenientes de, por lo menos, tres lotes diferentes del mismo producto. Cada murete debe usar piezas del mismo lote.

Comentario:

La cantidad de nueve muretes de, por lo menos, tres lotes de fabricación equivale a caracterizar la resistencia de las piezas de un fabricante para un tipo de mortero. Las propiedades del mortero deberán quedar documentadas.

2.8.2.4.6 La resistencia a compresión diagonal para diseño, v'_m , será calculada con la ec. 2.8.2.4.6:

$$v'_m = \frac{\overline{v_m}}{1 + 2.5c_v} \quad (2.8.2.4.6)$$

donde c_v no será menor que 0.2.

2.8.2.4.7 Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de, por lo menos, 2 m de lado.

Comentario:

Se recomienda, en el caso descrito en el párrafo anterior, el caracterizar el comportamiento ante carga lateral del muro con el uso del Apéndice A

2.8.3 Resistencia al aplastamiento

2.8.3.1 Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá $0.6f'_m$.

Comentario:

Un ejemplo sería una viga que se apoya sobre un muro.

2.8.4 Resistencia a tensión

2.8.4.1 Se considerará que la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas es nula. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario.

2.8.5 Módulo de elasticidad de la mampostería para el análisis estructural

2.8.5.1 El módulo de elasticidad de la mampostería para análisis estructural, E_m , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en orden de preferencia, en 2.8.5.2, 2.8.5.3 y 2.8.5.4.

2.8.5.2 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

2.8.5.2.1 Se ensayarán pilas del tipo, a la edad y en la cantidad indicados en 2.8.1.3.

2.8.5.2.2 El módulo de elasticidad para cargas de corta duración se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE-2010.

2.8.5.2.3 Para obtener el módulo de elasticidad para cargas sostenidas se deberán considerar las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico de las piezas y el mortero. Optativamente, el módulo de elasticidad para cargas de corta duración, obtenido del ensaye de pilas, se podrá dividir entre 2.3 si se trata de piezas de concreto, o entre 1.7 si se trata de piezas de arcilla o de otro material diferente del concreto.

2.8.5.3 Uso de los valores publicados por el fabricante de las piezas

2.8.5.3.1 Se aceptará utilizar los valores del módulo de elasticidad obtenidos y garantizados por los fabricantes de piezas, siempre que dichos valores se hayan obtenido de acuerdo con 2.8.5.2. El fabricante publicará sus resultados en el catálogo de sus productos o por otro medio oficial de su empresa, en el que se especifique claramente el tipo de mortero utilizado, de acuerdo con la clasificación de 2.5.3. Los ensayos deben realizarse por un laboratorio de materiales acreditado por una entidad acreditadora.

2.8.5.4 Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería

a) Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

para cargas de corta duración

$$E_m = 800f'_m \quad (2.8.5.4.a)$$

para cargas sostenidas

$$E_m = 350f'_m \quad (2.8.5.4.b)$$

b) Para mampostería de tabique de arcilla y otras piezas, excepto las de concreto:

para cargas de corta duración

$$E_m = 600f'_m \quad (2.8.5.4.c)$$

para cargas sostenidas

$$E_m = 350f'_m \quad (2.8.5.4.d)$$

Comentario:

El módulo de elasticidad puede obtenerse de la curva esfuerzo-deformación medida en un ensaye de pilas en compresión que se describe en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE-2010. Una estimación aproximada se obtiene con los factores que multiplican a la resistencia en compresión.

En proyectos en que sea crítico conocer un valor más preciso del módulo de elasticidad se recomienda la determinación experimental mediante el ensaye a compresión de pilas instrumentadas.

El módulo de elasticidad para cargas de corta duración es el que se debe utilizar en un análisis que incluya acciones accidentales como el análisis por sismo o por viento. Como es necesario incluir en el análisis el efecto de las cargas verticales, permanentes y variables, junto con las fuerzas laterales, se recomienda hacer dicho análisis conjunto con el módulo para cargas de corta duración; así, la distribución de las cargas por rigideces, los modos y periodos de vibrar, así como las deformaciones laterales corresponderán al cálculo con módulos de elasticidad para dicha condición.

El modelado ante cargas verticales permanentes y cargas verticales variables con intensidad media se puede realizar con el módulo de elasticidad para cargas sostenidas; éste puede ser el caso cuando se requiera modelar la interacción de la mampostería con otros elementos verticales como muros o columnas de concreto o de acero.

El valor reducido del módulo de elasticidad de la mampostería para cargas sostenidas toma en cuenta, en forma simplificada, el efecto de flujo plástico de los materiales, en particular, el que ocurre en las piezas de concreto y en el mortero. Posibles usos del módulo de elasticidad para cargas sostenidas serían el análisis de deformaciones a largo plazo y el cálculo de deformaciones por asentamientos diferenciales del terreno de apoyo.

2.8.6 Módulo de cortante

2.8.6.1 El módulo de rigidez a cortante de la mampostería, G_m , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en 2.8.6.3 y 2.8.6.4. Se aplicará lo estipulado en 2.8.6.4 si el módulo de elasticidad se determinó según 2.8.5.4.

2.8.6.2 Para efectos de considerar G_m en el análisis utilizando un programa de cómputo y cuando $G_m/E_m < 1/3$, se utilizará un valor del módulo de Poisson igual a $\nu = 0.25$ y se reducirá el área de cortante por un factor igual a $G_m/(0.4E_m)$.

Comentario:

En los programas de cómputo para análisis, suele calcularse el módulo de cortante en función del módulo de elasticidad, considerando que se trata de un material isótropo, elástico, lineal: $G_e = E/2(1 + \nu)$. Dado que la mampostería no es un material isótropo, el valor experimental de G_m no concuerda con dicho valor teórico, y tiende a ser un valor menor, alrededor de $G_m = 0.2E_m$, que no puede calcularse con la ecuación anterior para algún valor de ν en el intervalo permitido de ese parámetro ($0 \leq \nu < 0.5$). El valor de G_e determina la rigidez a corte de un muro dada por $G_e A_c/H$, siendo A_c , el área de cortante de la sección transversal del muro. Se desea que la rigidez a corte de los muros se calcule con un módulo de cortante G_m , donde $G_m = 0.2E$ (2.8.6.4). Dado que G_m no puede especificarse directamente en dichos programas de análisis, esto puede conseguirse si se multiplica el valor A_c , por el factor G_m/G_e . Si se define $\nu = 0.25$, entonces $G_e = 0.4E$; consecuentemente $G_m/G_e = 0.2E/0.4E = 0.5$. Los programas de cómputo modernos admiten la especificación de factores que afectan a las propiedades geométricas de la sección, por lo que la aplicación de un factor de 0.5 (dejando $\nu = 0.25$) al área de cortante es un procedimiento sencillo para conseguir el objetivo deseado.

2.8.6.3 Ensayes de muretes contruidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Se ensayarán muretes del tipo, a la edad y en la cantidad señalados en 2.8.2.4. El módulo de rigidez a cortante se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE-2010.

2.8.6.4 Determinación a partir del módulo de elasticidad de la mampostería

2.8.6.4.1 Si se opta por usar 2.8.5.4 para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería, el módulo de cortante de la mampostería se calculará con la ec. 2.8.6.4.1:

$$G_m = 0.2E_m \quad (2.8.6.4.1)$$

Para utilizar este valor en el análisis de la estructura usando programas comerciales deberán aplicarse los lineamientos descritos en 2.8.6.2 y el Capítulo 3 de esta norma.

Comentario:

Esta especificación reconoce que la rigidez lateral de muros de mampostería es menor que la que se predice con el módulo de cortante obtenido con base en el módulo de elasticidad de pilas utilizando la teoría elástica, $G_e = E_m/2(1 + \nu)$. Al utilizar el valor de G_m en vez de G_e en el análisis, cambia la distribución del cortante sísmico en los muros; los muros largos ($H/L < 1$) reciben menos cortante y los muros cortos más.

2.9 Piedra natural para mampostería

2.9.1 La piedra natural cuyo objetivo sea construir muros o cimientos debe cumplir con los requisitos que establece la norma mexicana NMX-C-536-ONNCCE-2017.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS

3.1 Métodos de análisis

3.1.1 Criterio general

3.1.1.1 La determinación de las fuerzas internas y momentos internos en los muros se hará, en general, por medio de un análisis elástico.

3.1.1.2 Para la revisión del estado límite de falla, la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y se deberá emplear, por tanto, las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

3.1.1.2.1 Según el número de pisos de la estructura de mampostería arriba de la cimentación, se deberá satisfacer a) o b):

- a) Hasta tres niveles, todos los muros del primer nivel arriba de la cimentación se analizarán con secciones agrietadas
- b) Más de tres niveles, todos los muros de los dos niveles inferiores se analizarán con secciones agrietadas.

3.1.1.2.2 Para cumplir el requisito 3.1.1.2, se permitirá usar la rigidez efectiva de los muros de carga, en el análisis lineal de la estructura.

3.1.1.2.3 Se aceptará considerar, para el cálculo de la rigidez efectiva, el módulo de cortante reducido en un 50% ($0.5G_m$).

3.1.1.3 Para la revisión del estado límite de servicio, no será necesario considerar las secciones agrietadas.

Comentario:

En la versión 2023 de la Norma se introdujo el requerimiento de estimar las distorsiones laterales inelásticas de los edificios considerando el agrietamiento de los muros de mampostería. Los resultados de experimentos de estructuras a base de muros de mampostería ante cargas laterales han evidenciado una degradación de la rigidez lateral con el desplazamiento (o distorsión). Esta degradación es más pronunciada para valores de distorsión cercanos a los de agrietamiento, llegando a alcanzar valores de degradación del 90 por ciento a distorsiones mayores que las aceptables en la NTC-Sismo.

En esta Norma se ha adoptado el concepto de rigidez efectiva, similar al usado en la NTC-Concreto. La rigidez efectiva considerada para análisis lineales corresponde a una degradación del 50 por ciento de la rigidez de cortante sin agrietamiento. Ello supone, de manera aproximada, que los muros se deforman principalmente por cortante.

De manera alternativa a un análisis que permita identificar los muros que se agrietarían para el sismo base de diseño, la Norma establece aquellos entrepisos que deben considerarse agrietados según el número de pisos. La hipótesis se sustenta en observaciones de campo y de laboratorio en las que los muros más dañados en estructuras de mampostería son usualmente los ubicados en los entrepisos inferiores.

3.1.1.4 Los módulos de elasticidad del acero de refuerzo y de la mampostería, así como el módulo de rigidez a cortante de la mampostería, se tomarán como se indica en 2.7.8, y en 2.8.5 y 2.8.6, respectivamente. Para el concreto se usará el valor especificado en la NTC-Concreto.

3.1.2 Análisis por cargas verticales

3.1.2.1 Criterio básico

3.1.2.1.1 Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto monolíticas o prefabricadas, se aceptará suponer que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro–losa, la rigidez a flexión fuera del plano de los muros es nula y que los muros sólo quedan cargados axialmente.

Comentario:

Se aclara que los muros quedan cargados axialmente, pero con una excentricidad como se indica en 3.1.2.2.2. Si un elemento que produce momento flexionante fuera del plano, como un volado, está ligado solamente a los castillos de un muro, el elemento deberá diseñarse para que, adicionalmente a todas las acciones del muro, soporte dicha flexión.

3.1.2.1.2 En el análisis se deberá considerar la interacción que pueda existir entre el suelo, la cimentación y los muros. Cuando se consideren los efectos a largo plazo, se tomarán los módulos de elasticidad y de cortante para cargas sostenidas según 2.8.5 y 2.8.6, respectivamente.

3.1.2.2 Fuerzas y momentos de diseño

3.1.2.2.1 Será admisible determinar las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias.

Comentario:

Es factible, también, realizar un modelo numérico donde se analice la condición de cargas verticales y se modele la flexibilidad del sistema de piso fuera de su plano. Las cargas sobre el sistema de piso se distribuyen en los muros y trabes que limitan un tablero de losa, dependiendo de su rigidez vertical relativa. La carga vertical en los muros puede variar significativamente respecto al método de las líneas de fluencia (áreas tributarias), en casos en que se tienen muros de concreto y de mampostería o cuando un lado de un tablero está limitado por una viga y otros lados con muros. Los elementos con mayor rigidez axial en el sentido vertical tenderán a recibir más carga.

3.1.2.2.2 Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos flexionantes especificados en a) y b) siguientes:

- Los momentos flexionantes que deberán ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro
- Los momentos flexionantes debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad, e_c , se tomará igual a la calculada con la ec.3.1.2.2.2:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \quad (3.1.2.2.2)$$

donde t es el espesor de la mampostería del muro y b es la longitud de apoyo de una losa soportada por el muro (fig. 3.1.2.2.2).

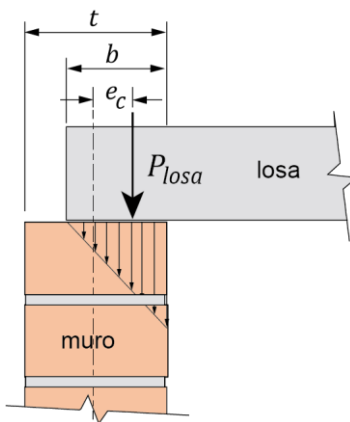


Figura 3.1.2.2.2 – Excentricidad de la carga vertical en muros extremos

3.1.2.3 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

3.1.2.3.1 En el diseño, se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción F_E especificados en a) o b):

a) Se podrá tomar F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento. Se podrá tomar F_E igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50 por ciento, así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente 1) a 3):

- 1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos
- 2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúen en dirección normal al plano del muro
- 3) La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excede de 20.

b) Cuando no se cumplan las condiciones de 3.1.2.3.1.a, F_E se determinará como el menor valor entre el que se especifica en 3.1.2.3.1.a, y el que se obtiene con la ec. 3.1.2.3.1:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad (3.1.2.3.1)$$

donde:

- H** altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral;
e' excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$; y
k factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:
k = 2 para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior;
k = 1 para muros extremos en que se apoyan losas; y
k = 0.8 para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

Comentario:

El criterio adoptado en la versión de la NTC-Mampostería de 1976 era mediante la amplificación de momentos tomando en cuenta la carga crítica de pandeo y la flexión en curvatura simple o doble del muro definida en términos de excentricidades de las cargas verticales. En las modificaciones de la NTC-Mampostería de 1987, después de los sismos de 1985, se cambió el criterio por la expresión simplificada actual que toma en cuenta aproximadamente el efecto de la esbeltez kH/t del muro.

3.1.2.4 Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

3.1.2.4.1 En el caso de que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o a castillos (que cumplan con 6.1) que restrinjan los desplazamientos fuera del plano, el factor F_E se calculará como:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \times \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9 \quad (3.1.2.4.1)$$

donde L' es la separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro (fig. 3.1.2.4.1).

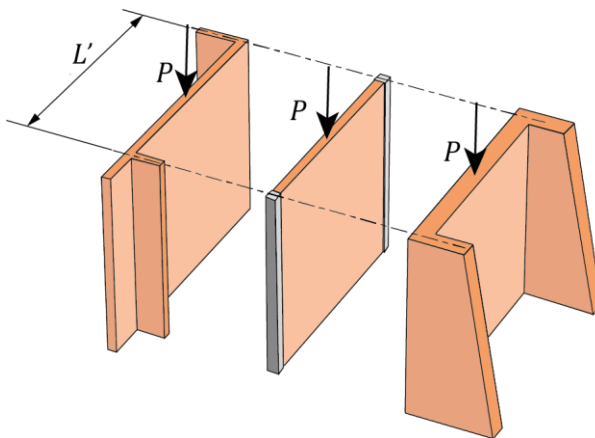


Figura 3.1.2.4.1 – Restricción a la deformación lateral

Comentario:

La expresión toma en cuenta, en forma simplificada, la restricción fuera del plano en la inestabilidad de una placa cargada verticalmente. La restricción lateral se asume a todo lo alto de los bordes verticales de la placa (muro).

3.1.3 Análisis por cargas laterales

3.1.3.1 Criterio básico

3.1.3.1.1 Para determinar las fuerzas internas y momentos internos que actúan en los muros, las estructuras de mampostería se podrán analizar mediante métodos dinámicos o estáticos que cumplan con el Capítulo 2 de la NTC-Sismo. Se deberá considerar el efecto de aberturas en la rigidez y resistencia laterales.

3.1.3.1.2 La determinación de los efectos de las cargas laterales inducidas por sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros y segmentos de muro. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones por cortante y por flexión.

3.1.3.1.3 Para la revisión del estado límite de falla y para evaluar las deformaciones por cortante, será válido considerar la sección transversal agrietada en aquellos muros o segmentos más demandados.

3.1.3.1.4 Para evaluar las deformaciones por flexión se considerará la sección transversal agrietada del muro o segmento cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan fuerzas de tensión verticales.

3.1.3.1.5 Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros, la rigidez de los sistemas de piso y techo, así como la de los dinteles y pretilas.

3.1.3.1.6 La estructura podrá modelarse utilizando el método de la columna ancha o con elementos finitos de acuerdo con las especificaciones este capítulo o como diagonal equivalente en el caso de muros diafragma (Capítulo 5).

3.1.4 Análisis por temperatura

3.1.4.1 Cuando por un diferencial de temperaturas así se requiera, o cuando la estructura tenga una longitud mayor que 30 m, será necesario considerar los efectos de la temperatura en las deformaciones y elementos mecánicos. Se deberá poner especial cuidado en las características mecánicas de la mampostería al evaluar los efectos de temperatura.

3.2 Modelación de estructuras de mampostería

3.2.1 Modelos con columna ancha

3.2.1.1 En estructuras de mampostería confinada o reforzada interiormente, los muros y segmentos de muro se pueden modelar como columnas anchas (fig. 3.2.1.1), con momentos de inercia y áreas de cortante iguales a las del muro o segmento de muro de acuerdo con a) a f) siguientes:

- Área transversal. Será el área transversal del muro más el área transformada de los castillos que se estén considerando en la sección del muro. Los castillos deberán incluirse solamente en la sección transversal de un muro (no deben duplicarse en el modelo)
- Área de cortante en la dirección paralela al muro. En forma aproximada, el área de cortante podrá estimarse como el área del muro más el área sin transformar de los castillos
- Área de cortante en la dirección perpendicular al plano del muro. Deberá tomarse como la suma del área transversal de la mampostería más el área transformada de los castillos dividida entre el factor de forma para cortante de la sección transversal (1.2, para secciones rectangulares)
- Momento de inercia con respecto al eje centroidal trasversal de la sección. Se tomará como la suma del momento de inercia de la sección de mampostería y el momento de inercia transformado de los castillos considerados en la sección, respecto al mismo eje
- Momento de inercia respecto al eje centroidal paralelo al muro. Se tomará como la inercia de la mampostería más la inercia transformada de los castillos
- Constante de torsión de Saint Venant. Se tomará como $Lt^3/3$, donde L incluye la longitud de los castillos, en su caso.

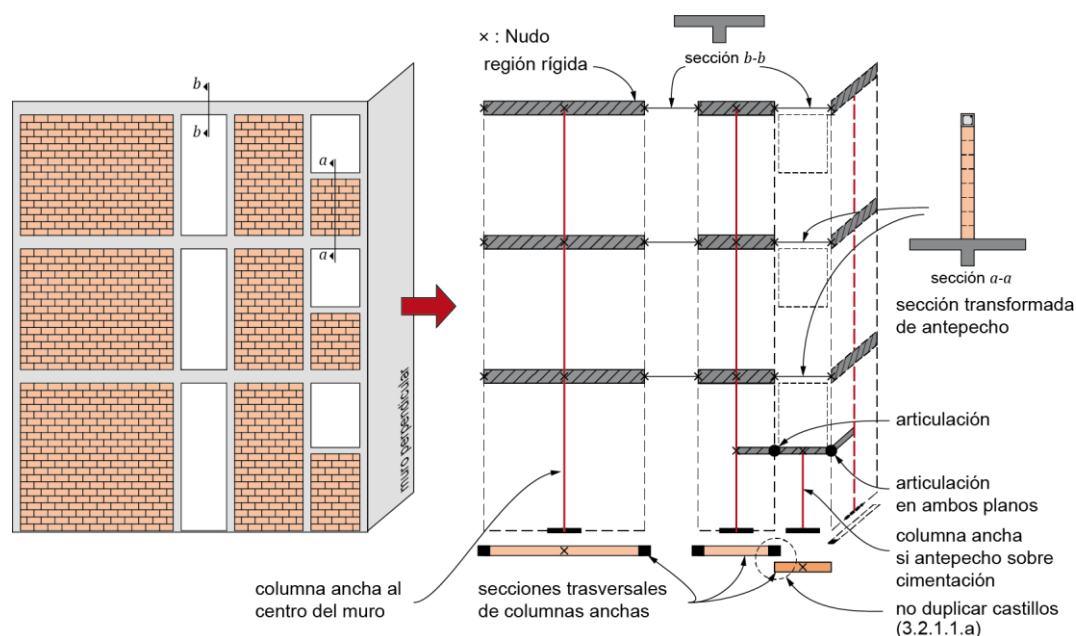


Figura 3.2.1.1 – Modelo de columna ancha

3.2.1.2 Por simplicidad, los ejes de las columnas anchas podrán localizarse en el centro del muro o segmento del muro que se modela, siempre que la distancia del centro del muro al centroide de la sección no sea mayor que 15 por ciento de la longitud del muro.

3.2.1.3 Las columnas anchas estarán acopladas por vigas con extremos rígidos dentro del ancho del muro y con el momento de inercia de la losa con un ancho efectivo, al cual deberá sumarse el momento de inercia de dinteles y pretiles (fig. 3.2.1.6). Los momentos de inercia deberán calcularse, en todos los casos, con respecto a ejes centroidales de la sección que se considere.

3.2.1.4 Los muros largos, como aquéllos con castillos intermedios, podrán dividirse, para efectos de modelación, en uno o más segmentos, cada uno para modelarse con una columna ancha, siempre que la longitud del muro dividida entre su altura libre sea al menos 1.4 ($L/H \geq 1.4$).

Comentario:

Para fines de diseño o revisión de los muros después del análisis se pueden considerar unidos nuevamente los muros largos que se habían dividido para modelado, considerando la resultante de fuerzas cortantes, cargas axiales y momentos, en el eje centroidal del muro completo.

3.2.1.5 En los análisis, se usarán los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería, E_m y G_m , de acuerdo con 2.8.5 y 2.8.6, respectivamente. Los valores deberán reflejar la rigidez axial y de corte que se esperan obtener de la mampostería en obra. Los valores usados en el análisis deberán indicarse en los planos.

3.2.1.6 Para estimar la rigidez a flexión en losas, con o sin pretilas, se considerará un ancho de cuatro veces el espesor de la losa a cada lado de la viga o dala, o de tres veces el espesor de la losa cuando no se tiene viga o dala, o cuando la dala está incluida en el espesor de la losa (fig. 3.2.1.6).

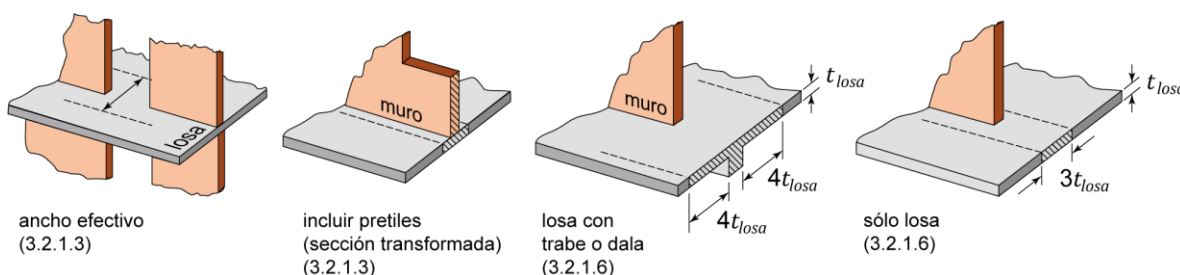


Figura 3.2.1.6 – Anchos efectivos en losas

3.2.1.7 En los análisis a base de marcos planos, para estimar la rigidez a flexión de muros con patines, se considerará un ancho del patín a compresión a cada lado del alma que no exceda de seis veces el espesor del patín (fig. 3.2.1.7).

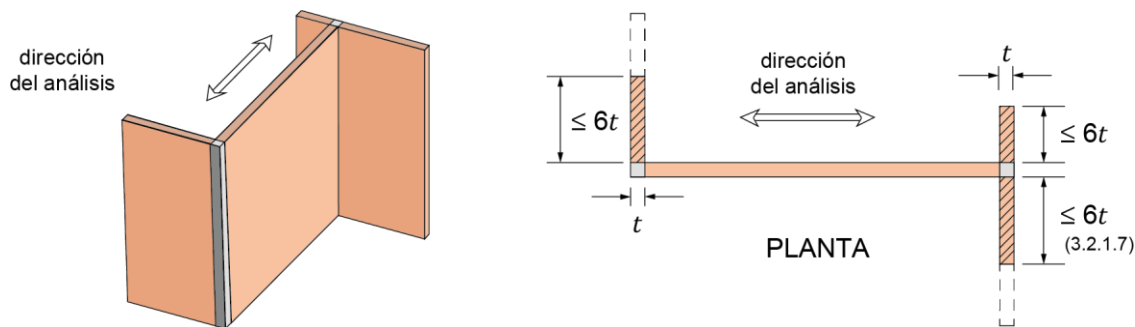


Figura 3.2.1.7 – Ancho efectivo del patín a compresión en muros para análisis a base de marcos planos

3.2.1.8 Para el caso de muros que contengan aberturas, éstos podrán modelarse como columnas anchas equivalentes, solamente si el patrón de aberturas es regular en elevación (fig. 3.2.1.1), en cuyo caso los segmentos del muro se modelarán como columnas anchas y éstas se acoplarán por vigas conforme se establece en 3.2.1.3.

3.2.1.9 Si la distribución de aberturas es irregular o compleja en elevación, deberán emplearse métodos más refinados para el modelado de dichos muros. Se admite usar el método de elementos finitos, el método de puntales y tensores u otros procedimientos analíticos similares que permitan modelar adecuadamente la distribución de las aberturas en los muros y su impacto en las rigideces, deformaciones y distribuciones de esfuerzos a lo largo y alto de los muros.

3.2.1.10 Los muros diafragma se podrán modelar como diagonales equivalentes o como paneles unidos en las esquinas con las vigas y columnas del marco perimetral (Capítulo 5).

3.2.1.11 Si se usan muros de mampostería y de concreto se deberán considerar las diferencias entre las propiedades mecánicas de ambos materiales.

3.2.2 Modelos con elementos finitos

3.2.2.1 Los muros de mampostería podrán modelarse con elementos finitos lineales (cuatro nudos) tipo membrana (con rigidez sólo en su plano), siempre que la formulación de dichos elementos pueda representar adecuadamente la flexión en el plano del muro, o con elementos lineales tipo cascarón (con rigidez en su plano y fuera del plano). Los elementos tendrán las propiedades mecánicas de la mampostería y un espesor igual al espesor del muro.

3.2.2.2 Se utilizará un sólo elemento por panel, siendo un panel el área de muro delimitada por castillos y dadas, siempre que la relación de aspecto del elemento no sea mayor que 2; en caso contrario se propondrá una malla de elementos que cumpla este requisito.

3.2.2.3 Los elementos contiguos tanto en el plano del muro como fuera de él deberán ser continuos en los nudos.

3.2.2.4 Los castillos se modelarán con elementos prismáticos tipo barra localizados en el centroide de la sección transversal del castillo y las propiedades mecánicas del concreto de que están hechos. Los elementos-barra deberán ser continuos en los nudos de todos los elementos finitos contiguos (fig. 3.2.2.4).

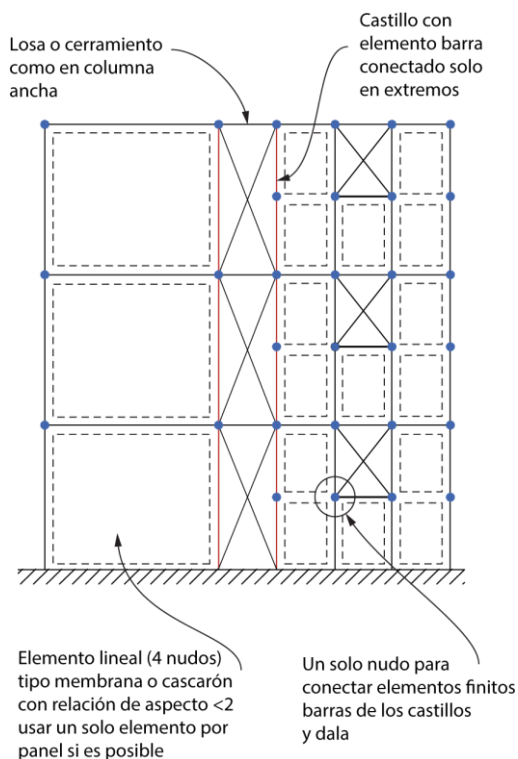


Figura 3.2.2.4 – Modelo de muro con elementos finitos

3.2.2.1 Será admisible utilizar un modelo más detallado siempre que los castillos estén debidamente representados en el modelo.

Comentario:

Las recomendaciones contenidas en esta sección corresponden a un método de modelación simplificado en el que los castillos se modelan con barras y los paneles de mampostería con elementos finitos, que pueden incluir grados

de libertad fuera del plano del muro (elementos tipo cascarón) o elementos que sólo contienen grados de libertad en el plano del muro (elemento tipo Panel).

La simplificación se justifica para reducir en forma muy considerable el número de elementos necesarios para la modelación estricta de la estructura. En la modelación estricta, los castillos también son modelados con elementos finitos. Dado que la relación de aspecto de los elementos finitos debe ser, en lo posible, cercana a la unidad, para obtener los mejores resultados, siendo un valor de 2 normalmente aceptado, resulta que el número de elementos necesarios para modelar los castillos es considerable. La malla de los muros al tener que ser compatible con la de los castillos también se reduce significativamente. El número de elementos resultante en una estructura convencional es muy grande lo que es impráctico en el día a día de la práctica profesional.

El método de modelación propuesto, al ser simplificado, introduce errores. Por ejemplo, los castillos, modelados con una barra, tienen una deformación incompatible con los paneles. Sin embargo, esa incompatibilidad se reduce a los giros, mientras que la deformación axial es consistente. Dado que la participación de los castillos a la rigidez lateral de la estructura es por su rigidez axial, el error que se comete no es considerable.

Se ha podido corroborar que el nivel de precisión obtenido con el método simplificado de modelación es mejor al obtenido con el método de columna ancha, aun con las deficiencias mencionadas. Eso se debe, entre otras razones, a que el método de la columna ancha introduce la hipótesis de sección plana de los muros, que no se cumple, especialmente en muros largos, y el uso de elementos finitos no impone esa restricción.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO

4.1 Criterios de diseño

4.1.1 El dimensionamiento y detallado de elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título Sexto del Reglamento y en esta Norma, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Título Sexto. Adicionalmente, se diseñarán las estructuras por durabilidad.

4.1.2 Las fuerzas internas producidas por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios de análisis prescritos en 3.1.

4.1.3 Estado límite de falla

4.1.3.1 Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deberán dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual al valor de diseño de la fuerza o momento internos.

4.1.3.2 Las resistencias de diseño deberán incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito 4.1.6.

4.1.3.3 Las fuerzas internas de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas internas calculados bajo las acciones especificadas en el Título Sexto del Reglamento y en la NTC-Acciones.

4.1.4 Estado límite de servicio

4.1.4.1.1 Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

4.1.5 Diseño por durabilidad y protección contra fuego

4.1.5.1 Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad para que la expectativa de vida útil sea de al menos 50 años.

4.1.5.2 Los requisitos mínimos establecidos en esta Norma son válidos para elementos expuestos a ambientes no agresivos, tanto interior como exteriormente, y que corresponden a una clasificación de exposición A_1 y A_2 , según el Capítulo 4 de la NTC-Concreto.

4.1.5.3 Si el elemento estará expuesto a ambientes más agresivos, se deberán aplicar los criterios de diseño por durabilidad del Capítulo 4 de la NTC-Concreto.

Comentario:

Dichos criterios incluyen el espesor del recubrimiento de concreto para el acero de refuerzo, la resistencia mínima a compresión para distintos ambientes, el contenido de sulfato, el contenido de cemento portland y relación agua/cemento.

4.1.5.4 Dimensiones y recubrimientos contra fuego

4.1.5.4.1 En adición a las dimensiones mínimas y espesores requeridos en los Capítulos 6 a 8 de las NTC-Concreto, según corresponda, se deberán satisfacer las dimensiones y espesores obtenidos de los métodos indicados en el Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico, las que resulten mayores.

4.1.5.4.2 Además de cumplir con los recubrimientos de 4.13 y 4.14, de las NTC-Concreto, se revisará que éstos no sean menores que los determinados a partir de los métodos indicados en el Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico.

4.1.5.4.3 Se aceptará obtener las dimensiones, espesores y recubrimientos de elementos estructurales por cualquier otro método a satisfacción del Director y, en su caso, del Corresponsable. En todos los casos, no deberán ser menores que los requeridos en los Capítulos 6 a 8, así como en 4.13 y 4.14 de las NTC-Concreto.

Comentario:

Para la revisión por fuego, en esta versión de la Norma se requiere el cumplimiento de dimensiones (de vigas y columnas, por ejemplo), de espesores (de sistemas de piso y techo), así como del espesor del recubrimiento de los elementos estructurales con objeto de satisfacer el número de horas mínimo de exposición al fuego que permita proteger la vida de los ocupantes.

Un método aceptado en 4.15.3 en las NTC-Concreto, es el del documento ACI 216.1-14(19).

4.1.6 Factores de resistencia

4.1.6.1 Las resistencias deberán reducirse por un factor de resistencia, F_R . Se acepta aplicar estos valores en aquellas modalidades constructivas y de refuerzo cuyo comportamiento experimental ha sido evaluado y satisface el Apéndice Normativo A. Los valores del factor de resistencia serán los indicados en 4.1.6.2, 4.1.6.3 y 4.1.6.4 para muros sujetos a compresión axial, flexión y fuerza cortante, respectivamente.

4.1.6.2 En muros sujetos a compresión axial

$F_R = 0.6$ para muros confinados (Capítulo 6), muros reforzados interiormente (Capítulo 7) o la diagonal equivalente de muros diafragma (Capítulo 5).

4.1.6.3 En muros sujetos a flexocompresión en su plano o a flexocompresión fuera de su plano

4.1.6.3.1 Para muros confinados (Capítulo 6) o reforzados interiormente (Capítulo 7):

- a) Si se usa el método general de diseño (véase 6.4.2.1 o 7.3.2.1) F_R para flexocompresión se calculará de acuerdo con la tabla 4.1.6.3.1. La deformación unitaria de fluencia del acero, ϵ_{yt} , será igual a f_y/E_s (para acero Grado 400, $\epsilon_{ty} = 0.002$). El mismo valor de F_R se debe aplicar a las resistencias nominales a momento y a carga axial.

Tabla 4.1.6.3.1 – Factor de resistencia F_R para el método general de diseño a flexocompresión

Deformación unitaria neta ϵ_t	Clasificación, según modo de comportamiento	F_R	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlado por compresión	0.6	a)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transición ^[1]	$0.6 + 0.2 \frac{\epsilon_t - \epsilon_{ty}}{0.003}$	b)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Controlado por tensión	0.8	c)

^[1] En la zona de transición (b) se aceptará usar el F_R correspondiente a comportamiento controlado por compresión (a)

Comentario:

En la versión 2023 de la norma se establecen los requisitos para la determinación de la resistencia de diseño a flexocompresión usando el método general. La resistencia nominal de un muro a flexocompresión se calcula para la condición cuando la deformación unitaria en el extremo a compresión del concreto alcanza el límite de 0.003 (véase 4.1.8.e). En el cálculo, de manera similar a las estructuras de concreto, se determina el valor de la deformación unitaria neta a tensión, ϵ_t , la cual es la deformación unitaria a tensión calculada en el acero de refuerzo a tensión en el extremo, excluyendo deformaciones debido a presfuerzo, flujo plástico, contracción por fraguado y temperatura. La deformación unitaria neta a tensión se calcula a partir de una distribución lineal de deformaciones a la resistencia nominal. En la tabla 4.1.6.3.1 se reconoce que el comportamiento de un muro a flexocompresión evoluciona de uno controlado por tensión, cuando la deformación unitaria neta es igual o mayor que 0.005, a otro controlado por compresión cuando la deformación unitaria neta es menor o igual que la deformación unitaria de fluencia. Dependiendo de la clasificación del comportamiento del muro, se obtiene el valor de F_R . Las resistencias de diseño se determinarán multiplicando ambas resistencias nominales, P_n y M_n , por un solo valor de F_R calculado a partir de la tabla 4.1.6.3.1.

Para facilitar el cálculo de la resistencia de diseño a flexocompresión, se ha mantenido el método optativo. Este es un procedimiento aproximado en el cual el valor de F_R depende de la magnitud de la carga axial y sólo se aplica para obtener el momento flexionante de diseño M_R . En el método optativo, P_R es calculado con F_R obtenido en 4.1.6.2.

- b) Si se usa el método optativo de diseño (véase 6.4.2.2 o 7.3.2.2)

$$F_R = 0.8 \text{ si } P_u \leq P_R/3$$

$$F_R = 0.6 \text{ si } P_u > P_R/3$$

F_R sólo se aplica para calcular el momento de diseño M_R

4.1.6.4 En muros sujetos a fuerza cortante

$F_R = 0.7$ para muros diafragma (Capítulo 5), muros confinados (Capítulo 6) y muros con refuerzo interior (Capítulo 7).

4.1.7 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales

4.1.7.1 La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dalas (Capítulo 6) o del refuerzo interior (Capítulo 7) se considerará de acuerdo con 6.4.1 y 7.3.1.

4.1.8 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexocompresión

4.1.8.1 La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará con un criterio de resistencia a flexocompresión con base en las hipótesis siguientes:

- La mampostería se comporta como un material homogéneo
- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente
- Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea
- La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003
- A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo–deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

4.1.8.2 En muros con piezas huecas en los que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de f'_m de las piezas huecas sin relleno en la zona a compresión.

4.1.8.3 Los muros sometidos a momentos flexionantes, perpendiculares a su plano podrán ser confinados o bien reforzados interiormente. En este último caso podrá determinarse la resistencia a flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de $6t$, donde t es el espesor de la mampostería del muro.

4.1.9 Resistencia de la mampostería a cargas laterales

4.1.9.1 La fuerza cortante que resiste la mampostería, según las modalidades descritas en los Capítulos 4 a 7 se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño que, en esta Norma, es proporcional a la resistencia a compresión diagonal, v'_m .

4.1.10 Revisión del cortante resistente de entrepiso

4.1.10.1 Toda estructura de mampostería se analizará y diseñará como se describe en esta Norma. Adicionalmente, se verificará que la resistencia a cortante de cada entrepiso, V_{Ri} , calculada para cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis, como se describe en 4.1.12, sea mayor que el 80 por ciento de la fuerza cortante de diseño en el i -ésimo entrepiso, V_{ui} , obtenida con 4.1.11.

$$V_{Ri} \geq 0.8V_{ui} \quad i = 1, \dots, n \text{ entrepisos} \quad (4.1.10.1)$$

Comentario:

La revisión global descrita en esta sección es similar a la del Método Simplificado 12.3.2.4. La revisión que se especifica es necesaria pero no es suficiente, la estructura debe cumplir el resto de los requisitos de diseño de la norma.

La idea de exigir esta revisión fue la de proveer al diseñador una estimación simple de la resistencia mínima requerida, que es una de las principales ventajas del mencionado Método Simplificado.

4.1.11 Cortante de diseño de entrepiso

4.1.11.1 La fuerza cortante que actúa en un entrepiso se obtendrá como la suma de las fuerzas sísmicas F_i , arriba de dicho entrepiso, calculadas de acuerdo con el método estático o algún otro método de los indicados en la NTC-Sismo, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

4.1.12 Resistencia a corte de entrepiso

4.1.12.1 Para efectos de la revisión de 4.1.10, la resistencia a corte de entrepiso en cada dirección de análisis, debe evaluarse como

$$V_{Ri} = F_R \left(0.5v'_m + 0.3\sigma_i + \eta(p_h f_{yh})_e \right) \sum A_T \quad \sigma_i \leq 3.33v'_m \quad (4.1.12.1)$$

donde la sumatoria se refiere a los muros en la dirección de análisis; σ_i es el esfuerzo normal promedio en los muros del entrepiso i , calculado como el peso total desde azotea hasta el entrepiso, dividido entre la suma de las áreas transversales de todos los muros del entrepiso.

Para el cálculo, σ_i no se tomará mayor que $3.33v'_m$. Si el producto $(p_h f_{yh})_e$ difiere entre los distintos muros del entrepiso en la dirección de análisis considerada, la contribución del refuerzo a la resistencia del entrepiso se calculará muro por muro. La eficiencia del refuerzo η se define en 6.5.3.4 o 7.4.3.5 según se trate de muros confinados (Capítulo 6) o reforzados interiormente (Capítulo 7), respectivamente.

4.1.12.2 Si el sistema de piso es a base de viguetas y bovedillas con todas las viguetas orientadas en la misma dirección, se calculará un esfuerzo σ_i para cada una de las dos direcciones de análisis como el promedio de los esfuerzos que producen las descargas verticales en los muros paralelos a la dirección correspondiente.

4.1.12.3 En caso de que parte de la carga sea resistida por columnas, deberá excluirse dicha carga del peso total para el cálculo del esfuerzo promedio.

4.1.12.4 Cuando existan muros de concreto se deberá incluir su resistencia, calculada de acuerdo con el Capítulo 6 de la NTC-Concreto.

Comentario:

Con la ec. 4.1.12.1 se verifica la resistencia de un entrepiso (i) en cada dirección de análisis X o Y. A diferencia del criterio del Método Simplificado (12.3.2.4), no se pide reducir la fuerza (o el área) de muros cortos con relación $H/L > 1.33$ con el factor de área efectiva F_{AE} , considerando que en general es mínima la contribución de esos muros en comparación con la de los muros largos, y para mantener con la mayor sencillez la ec. 4.1.12.1. En todo caso una recomendación adicional sería despreciar los muros con longitud menor de 1 m.

La expresión toma en cuenta el efecto de la carga axial en función del esfuerzo vertical promedio sobre los muros, σ_i . El límite de resistencia para cargas verticales altas " $\leq 1.5F_R v'_m A_T$ " que se usa en mampostería confinada (ec. 6.5.2.1) o reforzada interiormente (ec. 7.4.2.1.a) se ha tomado indirectamente limitando el esfuerzo, σ_i , a que no sea mayor que $3.33 v'_m$.

Cuando se tiene un sistema de piso a base de vigueta y bovedilla, la carga se transfiere a muros en una sola dirección, dando lugar a diferencias importantes del esfuerzo axial en muros en distintas direcciones. En ese caso debe evaluarse la ec. 4.1.12.1 muro por muro, siendo σ el esfuerzo axial que corresponde al muro en particular, sumando la resistencia de los muros en la dirección en que se desea determinar la resistencia.

El criterio en 4.1.12 es aplicable esencialmente a edificaciones cuyo sistema resistente a fuerzas laterales sea el de muros de mampostería (al menos en la dirección considerada). Si se tiene una estructura mixta con otros sistemas no puede aplicarse directamente el criterio. Se ha anotado la aclaración de que, en caso de la existencia de muros de concreto, se incluye su resistencia. No obstante, considerar simultánea la suma de las resistencias de ambos

sistemas puede no ser correcto debido a que la deformabilidad de los sistemas es distinta y alcanza su resistencia a distintas distorsiones. La expresión de cálculo podría ser, utilizando kg, cm y kg/cm²:

$$V_{Ri} = \left[F_R (0.5v'_m + 0.3\sigma_i + \eta(p_h f_{yh})_e) \Sigma A_T \right]_{mampostería} + \alpha [F_R (0.5\sqrt{f'_c} + p_t f_y) \Sigma A_{cm}]_{concreto}$$

en que α puede valer 0.8; la cuantía es $p_t = A_{vm}/(s_l \cdot t) \geq 0.0025$, siendo $A_{cm} = t \cdot L$ el área del muro de concreto, A_{vm} el área del acero horizontal en el muro de concreto, s_l su separación no mayor que 35 cm, y $F_R = 0.75$ para cortante en concreto. El cálculo de la resistencia de los muros de concreto y todos los requisitos necesarios deberán verificarse según la NTC-Concreto. (Díaz Infante, 1993)

4.1.13 Factor de comportamiento sísmico

4.1.13.1 Para diseño por sismo, se usará el factor de comportamiento sísmico, Q indicado en el Capítulo 4 de la NTC-Sismo. El factor de comportamiento sísmico depende del tipo de pieza usado en los muros (véase 2.1.1), de la modalidad del refuerzo (Capítulos 6 y 7), así como de la estructuración del edificio.

4.1.13.1.1 Se deberá reducir el valor de Q en 0.5 para estructuras con más de seis niveles sobre banqueta.

Comentario:

Los factores de comportamiento sísmico que se especifican en la NTC-Sismo corresponden a ductilidades globales de la estructura. Sin embargo, es bien sabido que, en estructuras de mampostería, las deformaciones de entrepiso se concentran en el primer nivel, lo que implica que, para una cierta ductilidad global especificada y el número de niveles de la estructura, la distorsión esperada en el primer nivel será mucho mayor que la dada por la ductilidad global (SMIE Cap. 6 2019). Los valores de Q se determinaron para que una estructura de hasta 5 niveles pudiera desarrollar las distorsiones demandadas en el primer nivel con la estructuración y tipo de material utilizado (Pérez Gavilán 2019). En la NTC-Sismo los valores de Q deben de reducirse en 0.5 para estructuras con más de seis niveles. Se usaron seis niveles en vez de cinco, para reducir el valor de Q , ya que se consideró que la hipótesis de daño sólo en el primer nivel es aproximada y que el límite del número de niveles, en la práctica, para una estructura de mampostería, era de seis.

Es importante hacer énfasis que el valor del factor de comportamiento sísmico depende de manera importante de que las piezas cumplan los requisitos de área neta y espesores mínimos de las paredes, en caso de que se trate de piezas multiperforadas. Evidencia experimental demostró que piezas extruidas de barro con espesores menores que los especificados en la norma no son capaces de desarrollar la ductilidad especificada para ese tipo de material (Rubio 2018).

4.1.14 Distorsión lateral inelástica

4.1.14.1 Se revisará que la distorsión lateral inelástica, γ_{li} , calculada con el conjunto de fuerzas horizontales reducidas, γ_{lr} , multiplicada por Q , y por R , obtenidos de acuerdo con los Capítulos 4 y 3 de la NTC-Sismo, respectivamente, no exceda del valor máximo indicado en el Capítulo 4 de dicha norma, y que satisfaga la ec. 4.1.14.1:

$$\gamma_{li} = \gamma_{lr} QR \leq \gamma_{max} \quad (4.1.14.1)$$

4.1.15 Limitación en el uso de sistemas estructurales y condiciones de regularidad según la zona sísmica

4.1.15.1 Cuando la estructuración sea a base de marcos de concreto o acero y de muros de carga (como ocurre en edificios con plantas bajas a base de marcos que soportan muros de mampostería), se deberá usar, en cada dirección de análisis, el menor factor de comportamiento sísmico para toda la estructura. Además, se deberá satisfacer lo indicado en la NTC-Sismo.

4.1.16 Diseño de cimentaciones

4.1.16.1 Las cimentaciones de estructuras de mampostería se dimensionarán y detallarán de acuerdo con lo especificado en el Título Sexto del Reglamento, la NTC-Criterios, la NTC-Sismo, la NTC-Cimentaciones, en la NTC-Concreto y en 9.4 de esta Norma, según corresponda.

4.1.16.2 Los elementos de la cimentación deberán diseñarse para que resistan los elementos mecánicos de diseño y las reacciones del terreno, de modo que las fuerzas y momentos se transfieran al suelo en que se apoyan sin exceder la resistencia del suelo. Se deberán revisar los asentamientos máximos permisibles y sus efectos en la estructura.

4.1.16.3 El refuerzo vertical de muros y otros elementos deberá extenderse dentro de los elementos de la cimentación, tales como zapatas, losas, contratraves, etc., y deberá anclarse de modo que pueda desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia a tensión. El anclaje se revisará según el Capítulo 14 de la NTC-Concreto.

4.1.16.4 El refuerzo vertical podrá desarrollarse como barra recta o con dobleces estándar a 90 grados. En este último caso, los dobleces se ubicarán cerca del fondo de la cimentación, con los tramos rectos orientados hacia el interior del elemento (fig. 4.1.16.4).

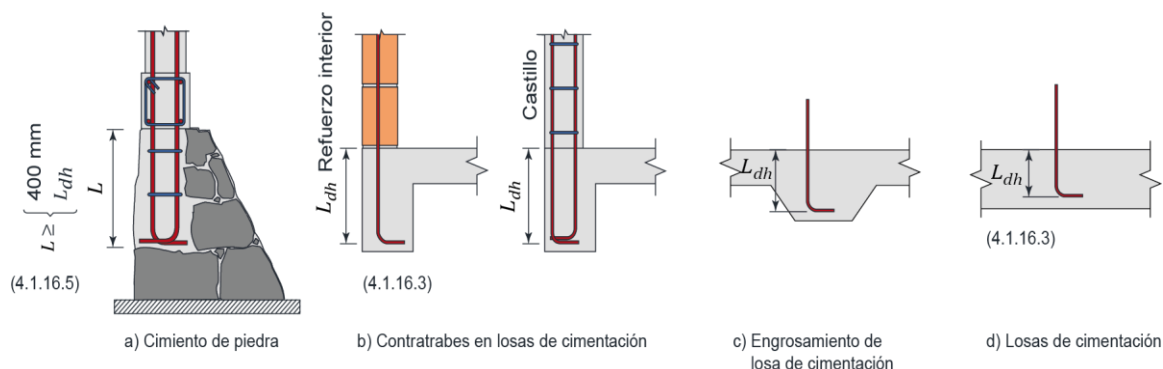


Figura 4.1.16.4 – Anclaje del refuerzo vertical en cimientos

4.1.16.5 El empotramiento mínimo de castillos en cimientos de piedra no será menor de 400 mm ni menor que L_{dh} , la longitud de desarrollo de las barras con dobleces estándar requerida por las NTC-Concreto, la que resulte mayor (fig. 4.1.16.4, inciso a).

Comentario:

Este mismo requisito de anclaje se debe cumplir para muros que parten de un nivel diferente al de cimentación donde, además, se requiere necesariamente de una trabe o contratrabe de, al menos, 250 mm de peralte o el peralte requerido según 4.1.18.

4.1.17 Diseño de sistemas de piso y techo

4.1.17.1 Los sistemas de piso y techo de las estructuras de mampostería se deberán dimensionar y detallar de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio así como de durabilidad, establecidos en el Título Sexto del Reglamento. Asimismo, deberá cumplir los requisitos aplicables de la Norma Técnica Complementaria correspondiente, según el material del que se trate.

4.1.17.2 En todo caso, la transmisión de fuerzas internas entre los muros y los sistemas de piso y techo no deberá depender de la fricción entre los elementos. Si es el caso, las barras de refuerzo de los elementos resistentes de piso y techo deberán anclarse sobre los muros de modo que puedan alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia a tensión.

4.1.17.3 Si los sistemas de piso o techo transmiten fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por sismo, a los, o entre los elementos resistentes a fuerzas laterales, se deberán cumplir los requisitos correspondientes a diafragmas, de acuerdo a lo especificado en la NTC-Sismo.

4.1.17.4 Si los sistemas de piso y techo están hechos a base de paneles, se deberá cumplir lo especificado en la norma NMX-C-405-ONNCCE.

4.1.17.5 Si se usan sistemas de vigueta y bovedilla se deberá cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-406-ONNCCE. Cuando las viguetas se apoyen en muros, la longitud de apoyo de las mismas será de, al menos, 50 mm. En ningún caso las bovedillas y las viguetas deberán obstruir el paso de las dalas de confinamiento.

Comentario:

La dala de confinamiento ha de tener su área transversal de concreto completa y el refuerzo longitudinal continuo, pero se admite que la vigueta pase a través de la dala formando parte de su sección. Cuando se corten las bovedillas es conveniente evaluar la necesidad de poner un apoyo adicional durante el colado.

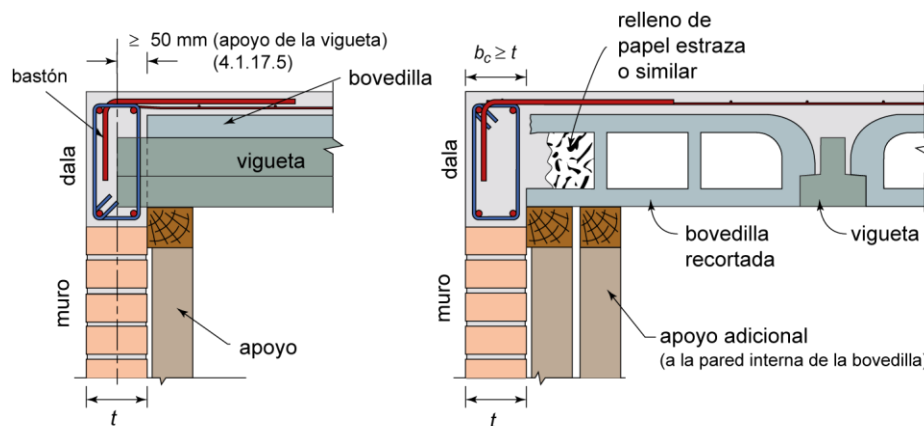


Figura C4.1.17.5 – Apoyo de viguetas y bovedillas recortadas

4.1.18 Diseño de muros sobre vigas

4.1.18.1 En el diseño de muros estructurales de mampostería que estén contruidos sobre vigas que no forman parte de la cimentación, se deberá revisar que se cumplan los requisitos establecidos en 4.1.18.2 y 4.1.18.3. El peralte de la viga de soporte deberá cumplir lo prescrito en 4.1.18.4. Cuando los muros posean aberturas, se revisará 4.1.18.5.

Comentario:

Las disposiciones en este inciso permiten revisar muros estructurales de mampostería desplantados sobre trabes flexibles. Este es el caso de estructuras en las que los muros no se desplantan sobre la cimentación, comúnmente, para dejar espacio a nivel de planta baja o de sótano para la circulación y estacionamiento de vehículos. El problema no puede abordarse en forma simple con un análisis lineal de elementos finitos, se requiere de un análisis no-lineal para describir el problema en forma realista. La información disponible proviene de la literatura y de un estudio experimental y analítico reciente (Lizárraga, 2017). Se revisan los esfuerzos normales en los extremos de los muros y la flecha al centro del claro de la viga portante. Con estas disposiciones se determina el peralte mínimo requerido de la viga dadas las propiedades de los materiales y la carga sobre el muro y la viga.

4.1.18.2 Revisión del esfuerzo de compresión

4.1.18.2.1 Los requisitos en 4.1.18.2 sólo son aplicables para muros con relación de aspecto $H/L \geq 0.6$. En caso contrario, se deberá analizar la interacción entre muro y la viga, con énfasis en los esfuerzos rasantes horizontales.

4.1.18.2.2 Se verificará que los esfuerzos de compresión máximos en los extremos del muro, f_{CM} , no excedan el esfuerzo máximo resistente a compresión de la mampostería (ec. 4.1.18.2.2.a)

$$f_{CM} \leq F_R f'_m \tag{4.1.18.2.2.a}$$

donde:

$$f_{CM} = F_{CE} P_u / A_T \tag{4.1.18.2.2.b}$$

P_u es la carga axial de diseño debida a la combinación de cargas verticales, incluyendo el peso propio del muro analizado; y F_{CE} es el factor de concentración de esfuerzos en el muro. Para muros cuya longitud relativa a la de la viga sea $L/L_v = 1.0$

$$F_{CE} = 1.6K - 3.9 \tag{4.1.18.2.2.c}$$

y para muros con $L/L_v < 0.9$

$$F_{CE} = (3.2K - 7.8)k_c \tag{4.1.18.2.2.d}$$

donde:

$$k_c = \begin{cases} 0.7 & \text{si } c/c_{max} = 0.0 \\ 1.0 & \text{si } c/c_{max} = 0.5 \\ 0.5 & \text{si } c/c_{max} = 1.0 \end{cases} \tag{4.1.18.2.2.e}$$

c es la distancia del eje del muro al centro de la viga (fig. 4.1.18.2.2) y $c_{max} = (L_v - L)/2$. Para valores intermedios de c/c_{max} se interpolará el valor k_c . El valor de K se obtendrá con la ec. 4.1.18.2.2.f.

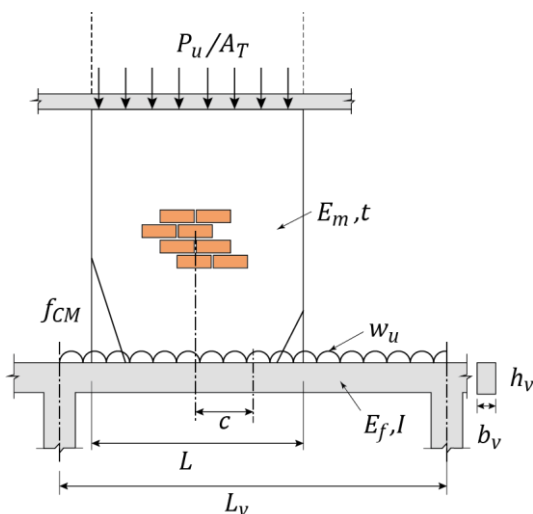


Figura 4.1.18.2.2 – Muro sobre viga

$$K = \left[\frac{E_m t L_v^3}{E_f I f_I} \right]^{1/4} \tag{4.1.18.2.2.f}$$

donde:

$$f_I = \frac{W_p}{W_p + 5w_u} \tag{4.1.18.2.2.g}$$

$$W_p = \frac{P_u}{A_T} t (a^4 - 4a^3 + 8a) \tag{4.1.18.2.2.h}$$

E_f, I y L_v son el módulo de elasticidad del material de la viga, el momento de inercia de la sección bruta y la longitud de la viga, respectivamente, $a = L/L_v$ y w_u es la carga vertical de diseño por unidad de longitud sobre la viga (fig. 4.1.18.2.2).

Para valores de L/L_v en el intervalo $0.9 < L/L_v < 1$ se interpolará el valor de F_{CE} obtenido con las ecs. 4.1.18.2.2.c y 4.1.18.2.2.d.

Comentario:

En el procedimiento de diseño se propone un peralte de la viga portante y con las propiedades mecánicas del material de la viga y el muro y la carga tributaria sobre la viga, w_u , se calcula el valor de K con la ec. 4.1.18.2.2.f. Posteriormente, con la posición del muro en la viga, c/c_{max} , y el esfuerzo axial sobre el muro es posible calcular

el factor de concentración de esfuerzos, F_{CE} , con la ec. 4.1.18.2.2.c o 4.1.18.2.2.d y con él, el esfuerzo normal en el extremo del muro (ec. 4.1.18.2.2.b) que puede compararse contra la resistencia a la compresión de la mampostería (ec. 4.1.18.2.2.a).

En caso de que el esfuerzo exceda la resistencia de la mampostería, debe reducirse el valor de K y revisar los esfuerzos. Para lograrlo, se puede aumentar el peralte de la viga. Alternativamente, en el caso en que la viga de apoyo es de concreto, puede aumentarse la resistencia a compresión del concreto, con la que se incrementa su módulo de elasticidad.

Para el diseño, puede optarse por determinar el valor de K necesario para que el esfuerzo máximo sea menor que el resistente y calcular el peralte (o la inercia) de la viga, despejándolo de la ec. 4.1.18.2.2.f.

Las expresiones propuestas para el cálculo del factor de concentración de esfuerzos, dan valores conservadores de F_{CE} si se comparan con los valores obtenidos originalmente por Lizárraga (2017). Este autor propuso expresiones que ajustan mejor los resultados numéricos, aunque son más complejas

Los valores de K están, normalmente; entre 3 y 8. Valores pequeños de K indican que la viga es rígida en comparación con el muro y los valores mayores de K indican que la viga es flexible.

En caso de que el muro sea confinado, debido a la rigidez del concreto en los castillos, el esfuerzo concentrado en éstos es muy superior al calculado en este apartado, aunque, en general, puede ser resistido por el concreto; sin embargo, los esfuerzos que corresponden al borde de la mampostería en la frontera con los castillos presentan valores similares a los calculados. Por lo anterior, la norma pide comparar los esfuerzos calculados con la resistencia a compresión de la mampostería, también en el caso de muros confinados.

4.1.18.3 Revisión por desplazamientos

4.1.18.3.1 Para cumplir con lo que establece en 4.1.a de la NTC-Criterios, se verificará que, para la condición de cargas permanentes, la relación L_v/h_v de vigas rectangulares cumpla con la ec. 4.1.18.3.1.a.

$$L_v/h_v \leq \left[\frac{1}{15} \cdot \frac{E_f b_v}{W_p + 5w_u} \right]^{1/3} \quad (4.1.18.3.1.a)$$

o bien que el momento de inercia de la sección transversal de la viga sea mayor que la dada por la ec. 4.1.18.3.1.b.

$$I \geq \frac{5}{4} \cdot \frac{L_v^3}{E_f} (W_p + 5w_u) \quad (4.1.18.3.1.b)$$

Comentario:

El cálculo de la flecha, de donde se deriva la relación L_v/h_v de la ec. 4.1.18.3.1.a, es conservador; considera la carga del muro centrada en la viga más la carga tributaria, w_u . Para el diseño se propone el peralte de la viga hasta que cumpla con la ec. 4.1.18.3.1.a. El límite de la flecha es consistente con la permitida en vigas que soportan muros que pueden dañarse o agrietarse de acuerdo con la NTC-Criterios.

4.1.18.4 Peralte mínimo

4.1.18.4.1 El cociente de la longitud entre el peralte de una viga sobre la que se desplanta un muro estructural, será menor o igual que 14, ($L_v/h_v \leq 14$), para vigas de sección rectangular de concreto o $I \geq L_v^3/160$ (I en mm^4 , L_v en mm) ($I \geq L_v^3/1600$, I en cm^4 , L_v en cm) para cualquier otro tipo de sección, donde I es el momento de inercia de la sección transversal bruta. En ningún caso h_v será menor que 250 mm.

4.1.18.5 Muros con aberturas

4.1.18.5.1 Cuando el muro tenga aberturas que requieran refuerzo según lo dispuesto en 6.2.6 o en 7.1.11, se revisarán los esfuerzos normales en cada segmento de muro, a cada lado de la abertura, tomados por separado.

Comentario:

Este inciso se refiere sólo a la concentración de esfuerzos en los extremos de los segmentos de muro a cada lado de la abertura por efecto de la flexibilidad de la viga de apoyo; sin embargo, también debe revisarse su resistencia a compresión, a cortante y flexocompresión como cualquier otro muro.

4.2 Detallado del refuerzo

4.2.1 General

4.2.1.1 Los planos de construcción deberán tener especificaciones, figuras (ver fig. 4.2.2.1.1) y notas con los detalles del refuerzo (véase 10.1.1.k). Toda barra de refuerzo deberá estar rodeada en toda su longitud por mortero, concreto o mortero de relleno, con excepción de las barras de refuerzo horizontal que estén ancladas según 4.2.6.2.

Comentario:

Cuando el muro es de piezas huecas, el refuerzo horizontal pasará, necesariamente, por sobre las celdas vacías por lo que no estaría cubierto por mortero. Esta condición es aceptable solamente en el caso de condiciones ambientales no severas, como las de la Ciudad de México; sin embargo, si se construye en zonas cercanas a la costa, zonas de alta humedad u otras condiciones ambientales severas, es conveniente tomar precauciones para proteger el refuerzo horizontal dentro del muro.

4.2.2 Tamaño del acero de refuerzo

4.2.2.1 Diámetro del acero de refuerzo longitudinal

4.2.2.1.1 En mampostería con refuerzo interior, el diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de la cuarta parte de la menor dimensión libre de la celda que la contiene (fig. 4.2.2.1.1).

4.2.2.1.2 En castillos y dalas, el diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de un sexto de la menor dimensión de la sección transversal del castillo o dala (fig. 4.2.2.1.1).

Comentario:

Esta especificación da lugar a tamaños de refuerzo más convenientes para la práctica constructiva en México. Por ejemplo, en un muro de 120 mm de espesor de piezas de arcilla, las celdas pueden tener del orden de 80 mm por lo que la barra máxima sería de 20 mm de diámetro (barra del no. 6) como máximo y ya no de 3 cm que sería mayor que una pulgada. La tabla 4.2.3.4 es congruente con este requisito.

4.2.2.2 Diámetro del acero de refuerzo horizontal

4.2.2.2.1 El diámetro del refuerzo horizontal no será menor que 3.5 mm ni mayor que tres cuartas partes del espesor de la junta (véanse 10.2.4.1 y fig. 4.2.2.1.1).

Comentario:

El requisito obedece a la correcta colocación del refuerzo dentro de la junta de mortero horizontal. No obstante, si se usan piezas especiales, como es el caso de las piezas que tienen una cavidad en forma de U, formando una canal horizontal, es posible colocar acero de mayor diámetro (fig. C4.2.2.2.1).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

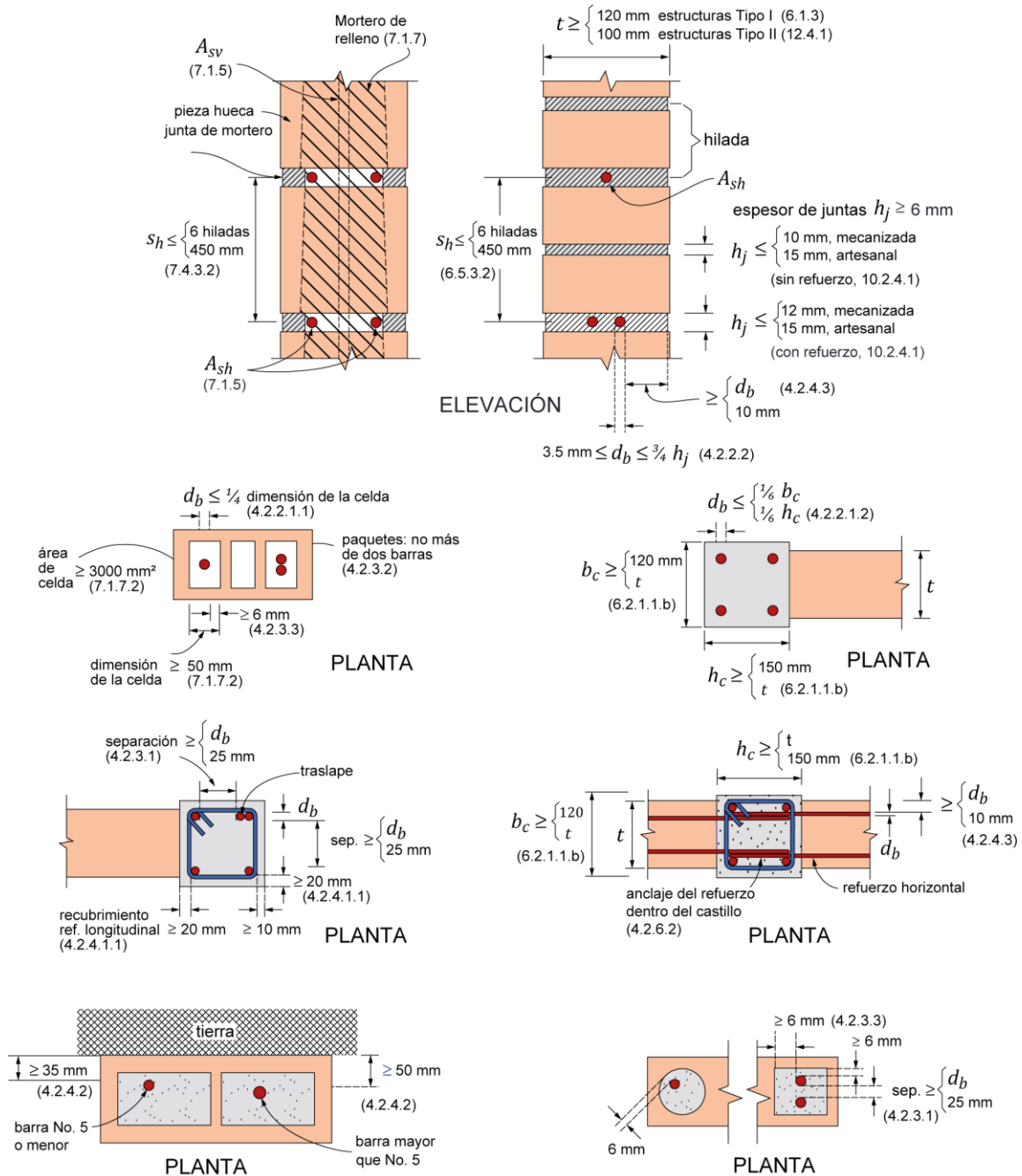


Figura 4.2.2.1.1 – Tamaño, colocación y protección del acero de refuerzo

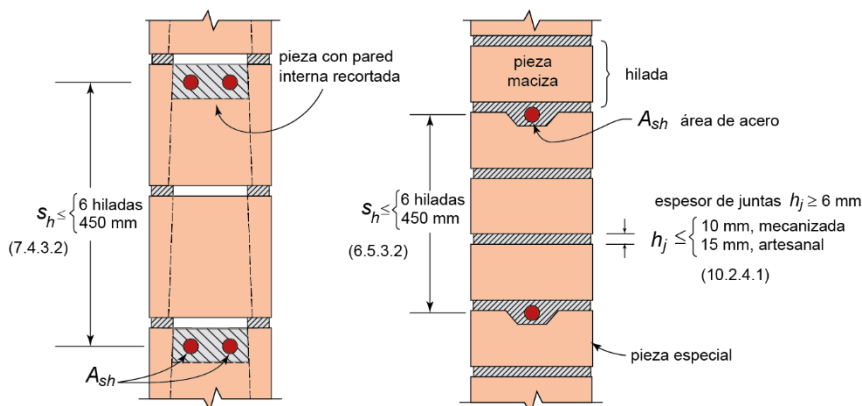


Figura C4.2.2.2.1 – Refuerzo horizontal en piezas especiales

4.2.3 Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal

4.2.3.1 La distancia libre entre barras paralelas, traslapes de barras, o entre barras y traslapes, no será menor que el diámetro nominal de la barra más gruesa, ni que 25 mm (véanse fig. 4.2.2.1.1 y tabla 4.2.3.4).

4.2.3.2 Se aceptarán paquetes de dos barras como máximo.

4.2.3.3 El espesor del concreto o mortero de relleno, entre las barras o empalmes y la pared de la pieza, será al menos de 6 mm (fig. 4.2.2.1.1).

4.2.3.4 El diámetro y la cantidad máxima de barras que pueden alojarse en una celda se indican en la tabla 4.2.3.4.

Tabla 4.2.3.4 – Número máximo de barras en una celda

Menor dimensión de la celda	Designación de la barra ^[1]				
	No. 3	4	5	6	8
70	2	1	-	-	-
80	2	2	1	-	-
90	4	2	2	1	-
130	4	4	2	2	1

^[1] Indica diámetro de la barra en octavos de pulgada

Comentario:

Los diversos requisitos tienen por objeto el correcto colado del mortero o concreto de relleno y el trabajo conjunto entre este y el acero de refuerzo.

Anterior a la versión 2017 no había restricción en la cantidad de acero que podía ser colocado en celdas verticales. Se incluyó en 2017, en la tabla 4.2.3.4, el número máximo de barras dentro de una celda. En esta revisión se hace referencia directamente al tamaño de la celda y no al tipo de pieza como se hacía en la versión de 2017. Con ello se cumple el requisito 4.2.2.1 del diámetro del acero de refuerzo vertical. Si se aceptan más de dos barras, deberán colocarse en paquetes de acuerdo con 4.2.1 y 4.2.2.

4.2.4 Protección del acero de refuerzo

4.2.4.1 Recubrimiento libre en castillos y dalas

4.2.4.1.1 En muros en el interior de edificios, las barras de refuerzo longitudinal de castillos y dalas deberán tener un recubrimiento libre mínimo de concreto de 20 mm (fig. 4.2.2.1.1), y los estribos un mínimo de 10 mm.

4.2.4.1.2 Los requisitos 4.2.4.1.1 deberán satisfacer también en las juntas entre castillos y dalas.

4.2.4.2 Recubrimiento libre en castillos internos y en muros con refuerzo interior expuesto a tierra

4.2.4.2.1 Si la cara del muro está expuesta a tierra, el recubrimiento libre mínimo será de 35 mm para barras no mayores del No. 5 (15.9 mm de diámetro) o de 50 mm para barras más gruesas (fig. 4.2.2.1.1).

4.2.4.3 Recubrimiento del refuerzo horizontal

4.2.4.3.1 La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será la menor de 10 mm o una vez el diámetro de la barra (fig. 4.2.2.1.1).

4.2.5 Dobleces estándar del refuerzo

4.2.5.1 Los dobleces estándar para desarrollar fluencia en barras de refuerzo deberán satisfacer la tabla 14.3.1 de la NTC-Concreto.

4.2.5.2 Los dobleces estándar deberán abrazar al refuerzo longitudinal.

4.2.5.3 Los diámetros interiores mínimos para doblar barras usadas como refuerzo transversal y la geometría de los dobleces estándar para anclar estribos, grapas y refuerzo helicoidal deberán cumplir con la tabla 14.3.2 de la NTC-Concreto.

4.2.5.4 Los estribos deberán ser cerrados y de una pieza y se deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que $6d_b$ ni que 35 mm (fig. 4.2.5.4).

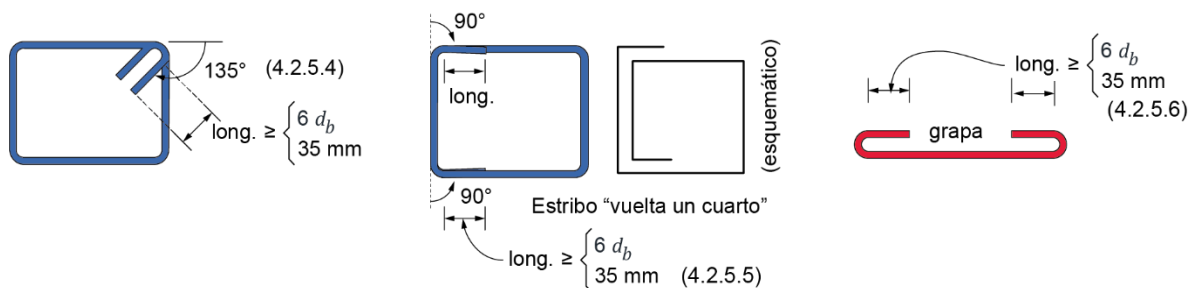


Figura 4.2.5.4 – Estribos y grapas

4.2.5.5 Se aceptarán estribos "vuelta un cuarto" en castillos, en lugar de estribos cerrados (fig. 4.2.5.4) rematados con un doblez estándar a 90 grados alrededor de las barras longitudinales del castillo.

4.2.5.5.1 En el caso de estribos "vuelta un cuarto", debe traslaparse el lado que está contiguo al muro.

4.2.5.5.2 En caso de que el castillo sea contiguo a dos muros y se usen estribos "vuelta un cuarto" es indistinto el lado del estribo que se traslapa siempre que sea contiguo a uno de los muros.

4.2.5.6 Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que $6d_b$ ni que 35 mm (fig. 4.2.5.4).

Comentario:

El hecho de que la rama de traslape, en estribos "vuelta un cuarto" se coloque del lado en el que el castillo es contiguo al muro, tiene el efecto de evitar que el estribo se abra. Con estos estribos se evita que los dobleces a 135 grados de los estribos tradicionales obstaculicen la colocación del concreto durante el colado. Este tipo de estribos pueden resultar especialmente útiles en muros con refuerzo horizontal, ya que los ganchos del refuerzo anclados en los castillos son también obstáculos para el colado. Dependiendo del caso, estos estribos, podrían facilitar el colado en un solo tramo y no en dos o más tramos como suele hacerse en obra.

4.2.6 Longitud de desarrollo del refuerzo

4.2.6.1 Requisitos generales

4.2.6.1.1 La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra, denominada longitud de desarrollo, L_d .

4.2.6.1.2 Para determinar la longitud de desarrollo, se aplicará lo dispuesto en 14.4 de la NTC-Concreto.

4.2.6.2 Refuerzo horizontal en juntas de mortero

4.2.6.2.1 El refuerzo horizontal colocado en juntas de mortero (6.5.3 y 7.4.3) podrá estar formado por una o más barras y deberá ser continuo a lo largo del muro, entre dos castillos si se trata de mampostería confinada, o entre dos celdas rellenas y reforzadas con barras verticales en muros reforzados interiormente.

4.2.6.2.2 El refuerzo horizontal deberá anclarse en los castillos, ya sean externos o internos, o en las celdas rellenas reforzadas (fig. 4.2.6.2.2), mediante dobleces a 90 grados colocados dentro de los castillos o celdas. El doblez del gancho se colocará verticalmente dentro del castillo o celda rellena lo más alejado posible de la cara del castillo o de la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería, sin afectar el recubrimiento del lado opuesto.

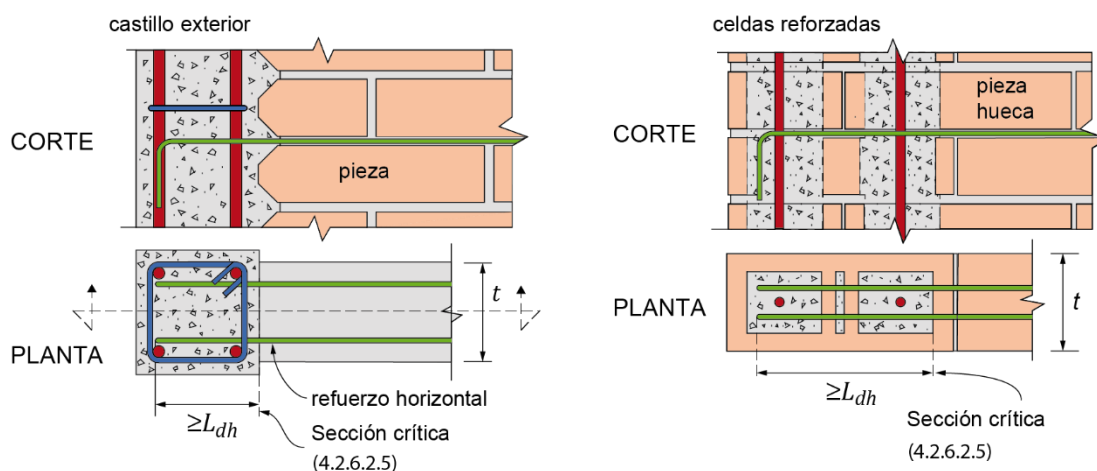


Figura 4.2.6.2.2 – Anclaje de refuerzo horizontal

4.2.6.2.3 Se podrán anclar dos o más barras o alambres en el mismo castillo o celda que refuercen muros colineales o transversales.

4.2.6.2.4 No se admitirá el traslape de alambres o barras de refuerzo horizontal en ningún tramo.

4.2.6.2.5 Para fines de revisar la longitud de desarrollo, la sección crítica será la cara del castillo o la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería (fig. 4.2.6.2.2).

4.2.6.2.6 En muros de piezas huecas, el refuerzo horizontal deberá colocarse fuera de las zonas macizas de las piezas y, simultáneamente, evitar la interferencia con el paso de instalaciones. En muros de piezas macizas o multiperforadas el refuerzo podrá colocarse en cualquier ubicación a lo ancho de la pieza siempre que se cumpla la distancia mínima al borde definida en 4.2.3.

Comentario:

No se admiten traslapes en el refuerzo horizontal ya que no se puede garantizar la transmisión de las fuerzas por adherencia con el mortero. Esto es evidente en los casos en los que el alambre no está recubierto por mortero. Aun cuando el refuerzo esté cubierto por mortero, la adherencia se va perdiendo a medida que aparece el agrietamiento en el muro. Por lo anterior, se trata de garantizar el trabajo del refuerzo por anclaje del mismo en los castillos (o celdas en caso de muros reforzados interiormente) y no se toma en cuenta la transmisión de fuerzas por adherencia.

4.2.6.3 Mallas de alambre soldado

4.2.6.3.1 Las mallas de alambre soldado se deberán anclar a la mampostería, así como a los castillos y dalas si existen, de manera que pueda desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia (fig. 4.2.6.3.1).

4.2.6.3.2 Se aceptará ahogar la malla en el concreto; para ello, deberán ahogarse, cuando menos, dos alambres perpendiculares a la dirección de análisis, distando el más próximo no menos de 50 mm de la sección considerada (fig. 4.2.6.3.1). Si para fijar la malla de alambre soldado se usan conectores instalados mediante una carga explosiva de potencia controlada o clavos de acero colocados manualmente, la separación máxima será de 450 mm.

4.2.6.3.3 Las mallas deberán rodear los bordes verticales de muros y los bordes de las aberturas. Si la malla se coloca sobre una cara del muro, la porción de malla que rodea los bordes se extenderá al menos dos veces la separación entre alambres transversales. Esta porción de malla se anclará de modo que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia.

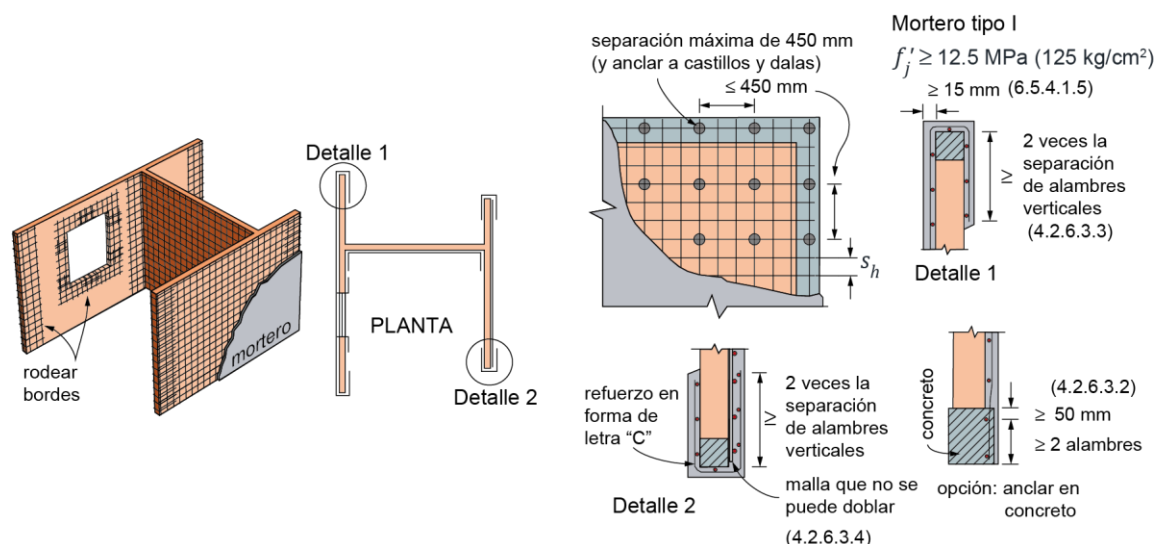


Figura 4.2.6.3.1 – Refuerzo con malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero

4.2.6.3.4 Si el diámetro de los alambres de la malla no permite doblarla alrededor de bordes verticales de muros y los bordes de aberturas, se aceptará colocar un refuerzo en forma de letra ‘C’ hecho con malla de calibre no inferior al 10 (3.43 mm de diámetro) que se traslape con la malla principal según lo indicado en 4.2.7.7.

4.2.6.3.5 Se admitirá que la malla se fije en contacto con la mampostería.

Comentario:

Se busca que el muro y el encamisado con la malla se comporten de manera monolítica.

Se considera que el mecanismo de transmisión de fuerzas entre la malla y el muro es a través de los conectores y el anclaje de la malla en sus extremos. Los conectores proporcionan un sistema de transmisión de fuerzas confiable y permanente. Con ese fin, se especifica una densidad mínima de conectores por medio de espaciamientos máximos. Los fijadores que usan carga explosiva con potencia controlada, han mostrado ser muy eficientes. No se recomienda el uso de clavos; sin embargo, en caso de usarse, estos no deberán tener una longitud menor a 50 mm, ya que, en ese caso, sólo servirán para mantener a la malla en posición y no cumplirán con su función de transmitir la fuerza cortante entre muro y malla.

No se recomienda el uso de separadores de la malla con relación al muro. Esto permite una conexión más firme de los clavos y menores espesores de recubrimiento.

Aunque la adherencia entre el muro y el recubrimiento de mortero puede llegar a ser importante, es un mecanismo de transmisión de fuerza, del que no se tiene suficiente control y tiende a perderse por cambios volumétricos y de temperatura y a medida que en el muro se producen agrietamientos.

El anclaje de la malla en los bordes, ya sea ahogando la malla en el castillo o bien por medio de una longitud de anclaje alrededor de los castillos, permite la formación de un campo de tensión que no se pierde con el tiempo y que contribuye a aumentar la resistencia lateral.

4.2.7 Traslape de barras

4.2.7.1 La longitud de traslape y posición de los traslapes del refuerzo longitudinal en castillos de muros confinados se hará de acuerdo con 4.2.7.5 y en muros con refuerzo interior de acuerdo con 4.2.7.6. Para el traslape de mallas de alambre soldado se seguirá lo señalado en 4.2.7.7.

4.2.7.2 En dalas, no se admite traslapar más del 50 por ciento del refuerzo en una sola sección.

4.2.7.3 La longitud de traslapes de barras en concreto se determinará según lo especificado en 14.5 de la NTC-Concreto, con excepción de lo requerido en 4.2.7.5 y 4.2.7.6.

4.2.7.4 No se aceptan uniones de barras por soldadura.

Comentario:

Debido al pequeño diámetro de las barras usadas en mampostería, es económico resolver las uniones mediante traslapes en vez de usar soldadura. La soldadura de refuerzo se usa con éxito con barras de 25.4 mm o mayor diámetro y mediante un riguroso programa de verificación con muestreo y pruebas en los bulbos de soldadura.

4.2.7.5 Traslape de barras verticales en castillos de muros confinados

4.2.7.5.1 La longitud de traslape del acero longitudinal en castillos internos o externos de mampostería confinada se calculará de acuerdo con 14.5 de la NTC-Concreto, con excepción de lo requerido en 4.2.7.5.2 y 4.2.7.5.3.

4.2.7.5.2 En el primer nivel de mampostería de la estructura, el refuerzo longitudinal se podrá traslapar sólo en el tercio medio del entrepiso y los estribos en toda la longitud del traslape tendrán una separación menor o igual que $h_c/2$.

4.2.7.5.3 Cuando se requiera traslapar más del 50 por ciento del refuerzo en una sola sección del castillo, la longitud de traslape calculada se incrementará en $20d_b$ (fig. 4.2.7.5.3, inciso a).

Comentario:

En el caso de castillos y dalas se pide cumplir con las longitudes de traslape requeridas en la NTC-Concreto. Se admite el traslape a la mitad del primer entrepiso (planta baja) considerando que, en un modo de falla por cortante, las grietas inclinadas en los muros de mampostería cizallan los extremos superior e inferior de los castillos. No obstante, en la fig. 4.2.7.5.3, inciso a, se ilustra un castillo en el primer entrepiso sin traslapes lo cual es factible constructivamente y recomendable para tener íntegro el acero de refuerzo en este entrepiso que será el más demandado.

Aunque no es recomendable que el traslape en un castillo se realice cerca de su base, por motivos de facilidad constructiva, se admite que esto se realice a partir del segundo entrepiso (arriba de planta baja) y niveles superiores, pero disponiendo de una longitud de traslape aumentada en 20 diámetros de la barra que se traslapa. En la mampostería reforzada interiormente se admite el traslape a la mitad de la altura del entrepiso de todo el refuerzo vertical para permitir insertar las piezas huecas en las barras, sin tener que doblarlas.

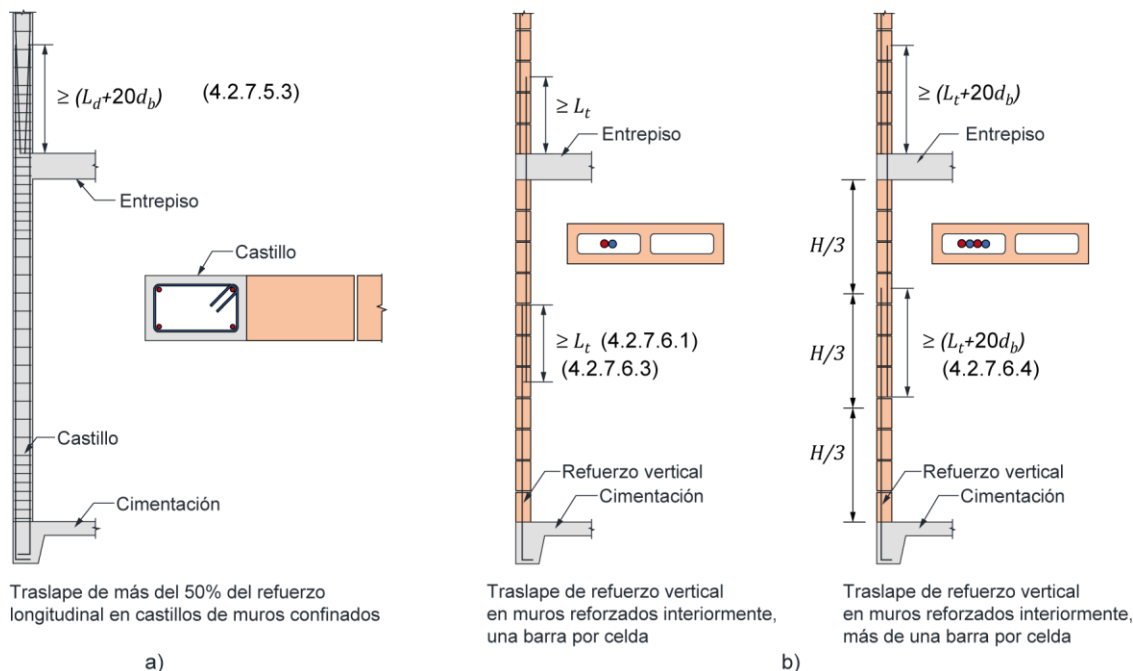


Figura 4.2.7.5.3 – Longitudes de traslape de barras: a) en castillos de muros confinados y b) en muros reforzados interiormente

4.2.7.6 Traslape de barras verticales en muros con refuerzo interior

4.2.7.6.1 La longitud de traslape de barras en el interior de piezas huecas rellenas de mortero de relleno o concreto de relleno no será menor que L_t calculada con la ec. 4.2.7.6.1.

$$L_t = 1.56 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f'_j}} \geq 40d_b \quad \left(L_t = 0.49 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f'_j}} \geq 40d_b \right) \quad (4.2.7.6.1)$$

β_1 =1 para barras de menor diámetro que las del no. 5 o =1.3 para barras del no. 5 o de mayor diámetro;

β_2 recubrimiento mínimo de mortero. En bloques de concreto se debe tomar el recubrimiento de mortero más la mitad del espesor de la pared de la pieza. Este valor en ningún caso se tomará mayor que $5d_b$.

4.2.7.6.2 En ningún caso la longitud de traslape será menor que $40d_b$.

4.2.7.6.3 Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar en el tercio medio o en el tercio inferior del muro, con excepción del primer nivel de la estructura de mampostería, en el cual se podrán ubicar sólo en el tercio medio.

4.2.7.6.4 Los traslapes del refuerzo vertical se podrán ubicar a la misma altura a todo lo largo del muro. Cuando se traslape más de una barra, la longitud de traslape se incrementará en $20d_b$ (fig. 4.2.7.5.3, inciso b).

4.2.7.6.5 No se permitirán traslapes del refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente a lo largo de la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

Comentario:

La ec. 4.2.7.6.1 está basada en la especificación correspondiente del código americano TMS 402.

En dicha ecuación, f'_j es la resistencia a compresión del mortero o concreto de relleno y el parámetro β_2 representa la dimensión del relleno que recubre el traslape que, en piezas de concreto, incluye la mitad del espesor de la pared de las piezas. Usando esta ecuación se identifica que en muros anchos (mayores que 15 cm) las barras de tamaño pequeño pueden traslaparse, incluso con menos de 30 diámetros, pero se limita a no menos de $40d_b$, mientras que en muros delgados (120 mm y menor) no es técnica ni económicamente factible construir con barras gruesas. Lo anterior se comprobó experimentalmente encontrando que, antes que se desarrolle la resistencia a tensión del acero, la mampostería falla, partiéndose en dos, a lo largo del traslape (Flores L.E. et al. 2010).

4.2.7.7 Traslape de mallas de alambre soldado

4.2.7.7.1 Las mallas de alambre soldado deberán ser continuas, sin traslape, a lo largo del muro.

4.2.7.7.2 Si la altura del muro así lo demanda, se aceptará unir las mallas en una sección horizontal, traslapando, al menos, dos alambres horizontales.

4.2.7.7.3 El traslape se colocará en una zona donde los esfuerzos esperados en los alambres sean bajos.

4.2.7.7.4 El traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que dos veces la separación entre alambres transversales más 50 mm.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. MUROS DIAFRAGMA

5.1 Alcance

5.1.1 Este capítulo se aplica al diseño de muros diafragma rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales. Pueden ser de mampostería confinada (Capítulo 6) o reforzada interiormente (Capítulo 7).

Comentario:

No se permite el uso de muros diafragma de mampostería que no sea confinada o que no esté reforzada interiormente. Se ha visto en ensayos experimentales que los muros diafragma de mampostería simple pueden fallar fuera del plano una vez que han desarrollado algún tipo de agrietamiento durante un sismo. El confinamiento o el refuerzo interior reducen la vulnerabilidad del muro por falla fuera del plano y mejora el desempeño de los muros en su plano.

5.1.2 Los muros diafragma deberán cumplir con a) y b) siguientes:

- Se revisará que la resistencia de diseño por aplastamiento, por deslizamiento y por tensión diagonal calculadas en las secciones 5.3 a 5.5, respectivamente, sea igual o superior a la fuerza cortante de diseño. La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con 5.2
- Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 10 y 11, respectivamente.

5.2 Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma

5.2.1 Se deberá tomar en cuenta la rigidez lateral de los muros diafragma para estimar la distribución de las fuerzas laterales en los elementos resistentes de la estructura. Para tal efecto, se deberá emplear cualquier modelo de análisis que satisfaga el criterio de 3.1.1. Optativamente, podrá utilizarse el modelo de la diagonal equivalente. En ese caso, se aceptará que el muro se sustituya por un elemento diagonal biarticulado, que trabaja en compresión, cuya geometría se define en 5.2.3.

5.2.2 Fuerza cortante de diseño en muros diafragma

5.2.2.1 La fuerza cortante de diseño en un muro diafragma se obtendrá multiplicando la fuerza cortante obtenida del análisis estructural por el factor de carga correspondiente. En caso de usar la diagonal equivalente como modelo de análisis, la fuerza de diseño será la componente horizontal de la fuerza axial de la diagonal multiplicada por el factor de carga correspondiente.

5.2.3 Geometría de la diagonal equivalente en muros diafragma

5.2.3.1 La sección transversal de la diagonal equivalente tendrá un espesor igual al del muro y una anchura igual a la calculada con la ec. 5.2.3.1.a (fig. 5.2.3.1):

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \quad (5.2.3.1.a)$$

Las longitudes ℓ_c , ℓ_v y l_d se determinarán con las ecuaciones 5.2.3.1.b a 5.2.3.1.d:

$$\ell_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (5.2.3.1.b)$$

$$\ell_v = \pi \left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (5.2.3.1.c)$$

$$l_d = \sqrt{H^2 + L^2} \quad (5.2.3.1.d)$$

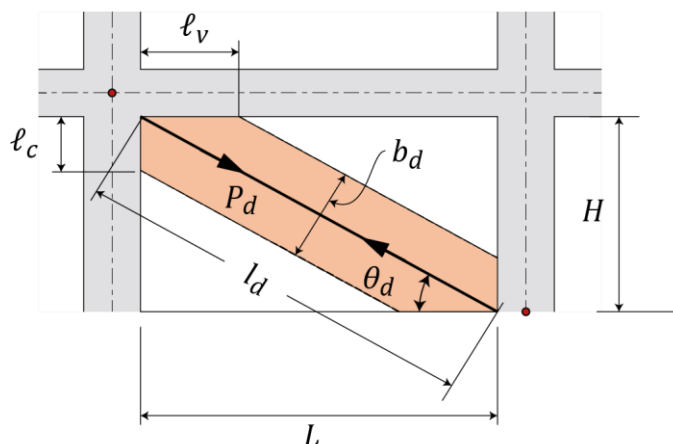


Figura 5.2.3.1 – Geometría de la diagonal equivalente

Comentario:

Es opcional el uso del método de la diagonal equivalente para el análisis, sin embargo, la inclinación de la diagonal se requiere para la revisión por deslizamiento y el ancho de la diagonal para la revisión por aplastamiento. Las expresiones toman en cuenta la rigidez relativa del marco, vigas y columnas, y la del muro.

5.3 Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma

5.3.1 La resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma se calculará con la ec. 5.3.1:

$$V_R = 0.4F_R f'_m b_d t \cdot \cos \theta_d \quad (5.3.1)$$

donde b_d y θ_d se calculan de acuerdo con 5.2.3 y $F_R = 0.6$ (véase 4.1.6.2).

Comentario:

La fuerza cortante resistida por los muros diafragma se transmite por la diagonal, formando lo que se conoce como el puntal de compresión. La fuerza máxima en la diagonal está dada por el producto del área del puntal ($b_d t$) por la resistencia a compresión de la mampostería. Para interpretar esta fuerza como una resistencia a corte, se considera la componente horizontal, esto es, la fuerza axial en la diagonal se multiplica por $\cos \theta_d$.

5.4 Resistencia a corte por deslizamiento en muros diafragma

5.4.1 La fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma con $H/L \leq 1.0$ se calculará con la ec. 5.4.1:

$$V_R = \frac{0.4F_R v'_m A_T}{1 - 0.9F_R \tan \theta_d} \quad (5.4.1)$$

donde θ_d se calcula de acuerdo con 5.2.3 y $F_R = 0.7$ (véase 4.1.6.4). Si $H/L > 1$ no será necesario revisar para este modo de falla.

Comentario:

La falla por deslizamiento se da por la pérdida de adherencia entre piezas y mortero, al superarse la resistencia en las juntas por fricción. La fuerza normal que se considera para la estimación de la resistencia por fricción en las juntas proviene de la componente vertical de la fuerza lateral por sismo que se transmite por la diagonal del muro. Esta resistencia al deslizamiento es la máxima posible, esto es, considerando la fuerza máxima por aplastamiento en la diagonal. Se supone que el muro no transmite carga vertical, $P=0$. Esta suposición se hace igualmente para los otros tipos de falla (Leal et al., 2018).

5.5 Resistencia a corte por tensión diagonal en muros diafragma

5.5.1 La fuerza cortante resistente a tensión diagonal en el plano del muro diafragma se calculará de acuerdo con los Capítulos 6 o 7 dependiendo de la modalidad de mampostería usada, ya sea mampostería confinada o reforzada interiormente, respectivamente.

5.5.2 En todos los casos, se considera que $P = 0$.

Comentario:

El refuerzo horizontal en el muro puede tomarse en cuenta solamente para el caso de falla por tensión diagonal, ya que se requiere que las grietas crucen el refuerzo para que este contribuya a la resistencia.

Se considera que la carga axial es nula porque la viga del marco es robusta y transmite las cargas verticales a las columnas.

5.6 Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso

5.6.1 Para calcular las distorsiones de entrepiso ante cargas inducidas por sismo y compararlas con las distorsiones límite señaladas en la NTC-Sismo, se deberá reducir la rigidez lateral de los muros diafragma para tomar en cuenta su agrietamiento. Se acepta reducir a la mitad los valores de los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería. Si se opta por usar el modelo de la diagonal equivalente, se permite reducir b_d a la mitad.

Comentario:

Dado que los muros reducen sustancialmente su rigidez lateral ante pequeñas deformaciones laterales deberán, para efectos del cálculo de deformaciones, considerarse rigideces reducidas para tener una evaluación más realista.

5.7 Volteo de muros diafragma

5.7.1 Se deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano. Para lograrlo, se diseñará y detallará la unión entre el marco y el muro diafragma y se reforzará el muro con castillos o refuerzo interior (fig. 5.7.1). La resistencia a flexión perpendicular al plano del muro se calculará de acuerdo con 4.1.8.

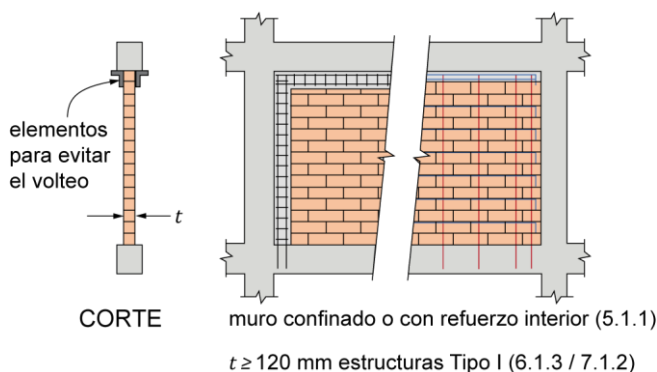


Figura 5.7.1 – Ejemplos esquemáticos de detallado de muros diafragma

5.8 Interacción marco–muro diafragma

5.8.1 Las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral resistente del tablero (fig. 5.8.1).

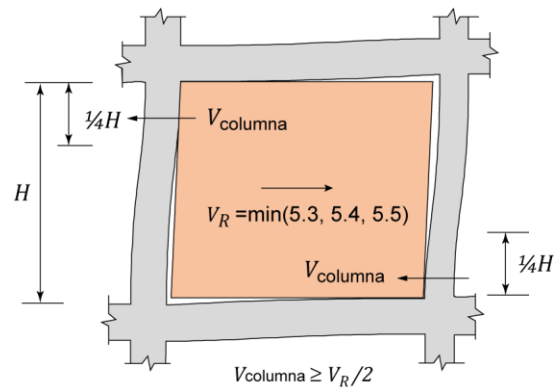


Figura 5.8.1 – Interacción marco–muro diafragma

5.8.2 El valor de esta carga será, al menos, igual a la resistencia nominal a fuerza cortante en el plano del muro diafragma, calculada como la menor de las obtenidas con las secciones 5.3, 5.4 y 5.5 con $F_R = 1.0$.

Comentario:

La revisión de las columnas y vigas se hace con valores nominales de la resistencia con objeto de hacer una revisión por capacidad y evitar la falla por fuerza cortante de esos elementos.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

6. MAMPOSTERÍA CONFINADA

6.1 Alcance

- 6.1.1** Las disposiciones de este Capítulo aplicarán al diseño de estructuras de mampostería confinada con castillos y dalas.
- 6.1.2** Para ser considerados como confinados, los muros deberán cumplir con 6.2.
- 6.1.3** El espesor de los muros de mampostería, t , no será menor que 120 mm en estructuras Tipo I. La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excederá 25.
- 6.1.4** Las dalas deberán ser continuas en el perímetro de la edificación.
- 6.1.5** Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 10 y 11, respectivamente.

Comentario:

La limitación de la esbeltez del muro tiene como objeto controlar los efectos adversos de inestabilidad por carga vertical, o del pandeo lateral por fuerzas cortantes y otros efectos como la falla fuera del plano de un muro que se ha agrietado por cargas en su plano.

El valor límite de la relación H/t a 25 permite que las piezas de 100 mm de espesor puedan usarse en Estructuras Tipo II, para muros de hasta 250 cm de altura sin necesidad de proveer restricción lateral fuera del plano.

La definición de la altura, H , implica tener una restricción por un sistema de piso, como una losa de concreto, un arriostramiento horizontal del muro con marcos estructurales o soluciones similares. El hecho de colocar una dala a cierta altura del muro no constituye una restricción lateral fuera del plano del mismo y, por lo tanto, no reduce su altura libre.

6.2 Requisitos de castillos y dalas

6.2.1 Requisitos generales

6.2.1.1 Los castillos deberán cumplir con las especificaciones a) a c) siguientes (véanse las figs. 6.2.1.1.a y 6.2.1.1.b):

- Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que $1.5H$ ni 4 m
- Los castillos tendrán como dimensión mínima 120 mm en la dirección perpendicular al plano del muro, b_c y de 150 mm en la dimensión paralela al muro, h_c . Si el castillo es compartido por dos muros ortogonales, la dimensión de 150 mm sólo será necesaria en una dirección. En el caso de castillos externos, estas dimensiones no serán menores que t
- Los pretilos o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m.

6.2.1.2 Las dalas deberán cumplir con las especificaciones a) a c) siguientes (véanse las figs. 6.2.1.1.a y 6.2.1.1.b):

- Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, en puntos intermedios a una separación no mayor que 3 m y en el extremo superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm
- Las dimensiones mínimas de la dala serán de 120 mm de ancho, b_c y 150 mm de peralte, h_c , a menos que el muro esté ligado a una losa de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm, en cuyo caso la dala podrá tener el mismo peralte de la losa. En caso de dalas externas, b_c no será menor que t
- Se aceptará sustituir a la dala de la parte inferior de una abertura o extremo superior de un pretil por los elementos de refuerzo indicados en 6.2.4.3.

Comentario:

El requisito de dimensión mínima de 150 mm se incluyó para facilitar el colado de castillos en muros con espesores de 100, 120 o 140 mm.

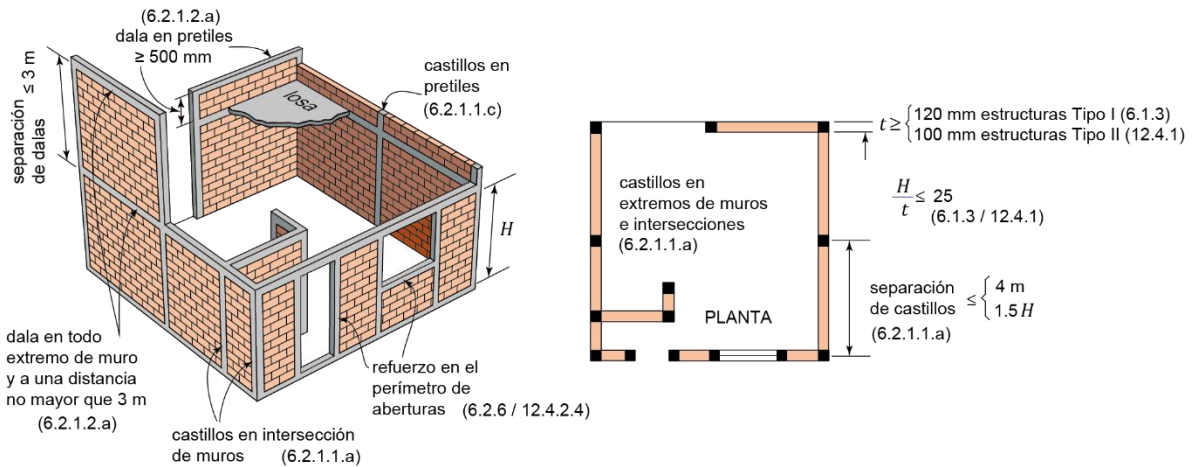


Figura 6.2.1.1.a – Requisitos para mampostería confinada

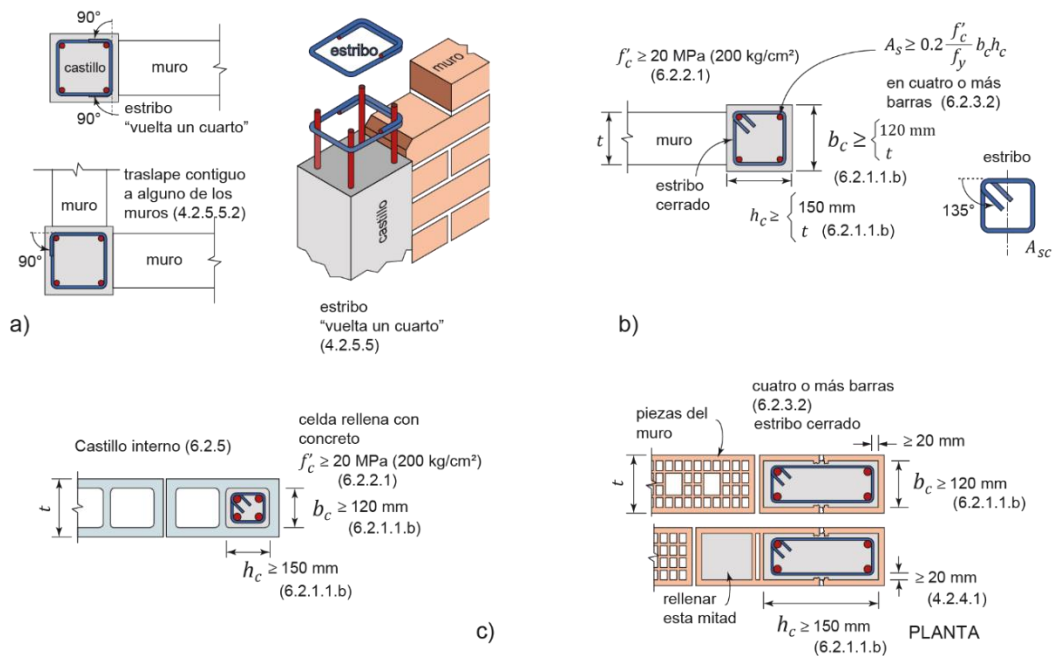
6.2.1.3 Concreto y mortero en castillos y dalas

6.2.1.3.1 El concreto de castillos y dalas en ambientes no agresivos tendrá un f'_c , no menor que 20 MPa (200 kg/cm²).

6.2.1.3.2 En el caso de castillos internos podrá usarse mortero Tipo I siempre que se rellene el castillo hilada por hilada.

Comentario

Los ensayos de laboratorio han evidenciado un adecuado comportamiento de muros de mampostería confinada si se usan concretos con resistencia a compresión de al menos 15 MPa (150 kg/cm²). En esta versión de la Norma se requiere que el concreto de castillos y dalas tenga una resistencia, al menos, de 20 MPa (200 kg/cm²) para estructuras Tipo I, para mejorar la durabilidad y debido al avance en el uso de mamposterías de resistencia alta.



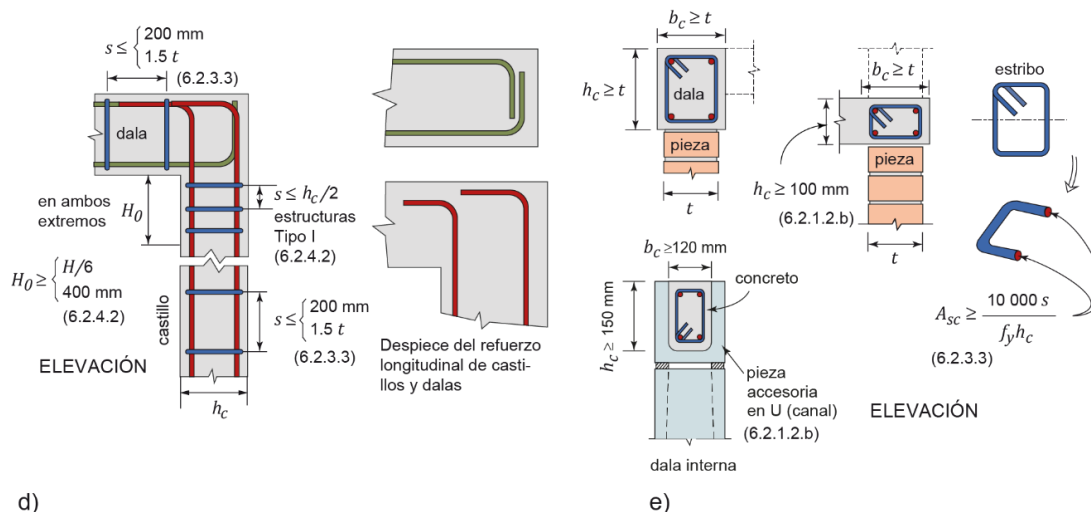


Figura 6.2.1.1.b – Detallado de castillos y dalas

6.2.2 Diseño del refuerzo longitudinal y transversal de castillos y dalas

6.2.2.1 El refuerzo longitudinal del castillo y de la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal del puntal de compresión, respectivamente, que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales.

6.2.2.2 En cualquier caso, el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ec. 6.2.3.2:

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c \tag{6.2.3.2}$$

6.2.2.3 Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la ec. 6.2.3.3:

$$A_{sc} = \frac{10\,000s}{f_y h_c} \quad \left(A_{sc} = \frac{1\,000s}{f_y h_c} \right) \tag{6.2.3.3}$$

La separación de los estribos, s , no excederá de **1.5t** ni de 200 mm.

Comentario:

El criterio adoptado establece que el acero de refuerzo debe ser capaz de tomar dos veces la fuerza que agrietaría al concreto del castillo si se sometiera a tensión pura. Puesto que se estima que dicha resistencia es aproximadamente un décimo de la resistencia a compresión, se tiene que: $A_{s\min} \cdot f_y = 2 (0.1f'_c b_c h_c)$, siendo $b_c h_c$ el área del castillo.

El área A_{sc} incluye las dos ramas de estribos rectangulares. Por ejemplo, usando alambroón del no. 2 (6.4 mm de diámetro), $A_{sc} = 2 \times 0.31 = 0.62 \text{ cm}^2$.

6.2.3 Detallado del refuerzo longitudinal y transversal de castillos y dalas

6.2.3.1 El refuerzo longitudinal y transversal del castillo y la dala deberá cumplir con lo indicado en 4.2.

6.2.3.2 La separación del refuerzo transversal, s , no será mayor que $h_c/2$ dentro de una longitud H_0 en cada extremo de los castillos. La longitud H_0 se tomará como la mayor de $H/6$ y 400 mm.

Comentario:

En ensayos de muros a escala natural ante cargas laterales y en la inspección de edificaciones dañadas por sismo, se ha observado daño severo en los extremos de los castillos de borde de los muros cuando las grietas inclinadas los penetran. Cuando esto sucede, la degradación de la resistencia a fuerza cortante es severa y abrupta, y, en caso de suspender la carga, el muro es incapaz de recuperar su configuración no deformada. Más aún, el deterioro de los castillos pone en riesgo la estabilidad ante cargas verticales del muro. En la NTC-Mampostería de 2004 se estableció la necesidad de colocar estribos a cada hilada (considerando mampostería de tabiques) en muros con resistencia $v'_m \geq 0.6$ MPa (6 kg/cm²) que se consideraba una resistencia a corte mayor que la obtenida con mampostería tradicional. Esta resistencia a cortante se traduciría en una fuerza también mayor en el puntal de compresión que, eventualmente, debía ser resistida por los extremos de los castillos; de ahí el incremento en el refuerzo transversal. Desde la versión de 2017 la Norma se requiere reducir la separación de los estribos a $h_c/2$ en los extremos, independientemente de la resistencia de la mampostería. La intención es que dichos estribos tengan la función de resistir cortante y la de confinar el núcleo del castillo.

Se tiene evidencia experimental de los años 90 y más reciente de la efectividad de esta disposición, retardando sustancialmente el cizallado del castillo, que en ocasiones no se presenta, aun para distorsiones laterales muy elevadas (Alcocer et al. 1994, Cruz 2015, Rubio 2018).

6.2.3.3 Se aceptará sustituir a la dala en la parte inferior de una abertura o el extremo superior de un pretil, por un elemento de concreto reforzado de dimensiones mínimas 60 mm de ancho y 100 mm de peralte, con acero de refuerzo horizontal anclado en los castillos o celdas reforzadas que confinan a la abertura o pretil. El refuerzo consistirá de barras capaces de alcanzar en conjunto una tensión a la fluencia de 29 kN (2 950 kg). En caso de que el elemento de concreto sea externo, su ancho no será menor que el espesor del muro, t (fig. 6.2.4.3).

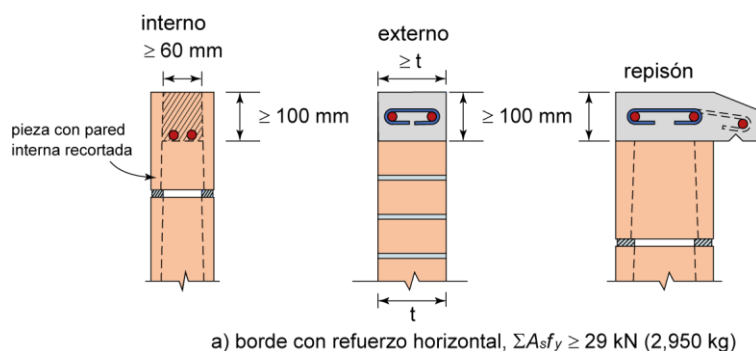


Figura 6.2.4.3 – Refuerzo en borde inferior de ventanas y extremo superior de pretil

6.2.4 Muros con castillos internos

6.2.4.1 Se aceptará considerar a los muros como confinados si el espesor del muro es, al menos, de 200 mm y los castillos internos y las dalas cumplen con todos los requisitos de 6.2.

6.2.4.2 Se aceptará considerar a los muros como confinados cuando se usen piezas con un ancho menor que 200 mm siempre que los castillos internos cumplan con 6.2.1.1.b y que se use un factor de comportamiento sísmico, Q , no mayor que 1.5, como se indica en la NTC-Sismo.

Comentario:

Para que un muro con refuerzo interior pueda considerarse como confinado, los castillos internos deberán alojarse en piezas suficientemente grandes para que pueda colocarse debidamente el refuerzo, tanto longitudinal como transversal. Para facilitar el colado pueden utilizarse los estribos vuelta un cuarto (fig. 4.2.5.4). En muchas ocasiones se consideraba, en forma errónea, que un muro con refuerzo interior era confinado, utilizando “castillos” con una o dos barras y con un colado que sólo podía ser muy deficiente por lo limitado del espacio en las celdas de piezas huecas de 120 y de hasta 100 mm de espesor. Esta disposición está encaminada a asegurar que pueda, efectivamente, construirse un castillo con cuatro barras longitudinales con el refuerzo transversal requerido dentro de una celda.

Para que un muro con castillos interiores y con espesor menor que 200 mm pueda considerarse como confinado, se establece el requisito de que la dimensión mínima de la sección “maciza” del castillo interior sea de 120 x 150 mm y la restricción para que en edificaciones con este tipo de muros el factor de comportamiento sísmico no sea

mayor que 1.5 a pesar de que se use refuerzo horizontal. Al considerar a un muro confinado, se permite incluir refuerzo sólo en los extremos del muro que, de no ser así, debiera reforzarse como un muro con refuerzo interior, esto es, con refuerzo distribuido tanto vertical como horizontal. Sin embargo, dada la complejidad del colado de estos castillos en piezas de ancho menor que 200 mm la ductilidad de los muros se ve comprometida, de ahí que sólo se permite usar $Q = 1.5$ en estos casos, aunque se tenga refuerzo horizontal.

6.2.5 Muros con aberturas

6.2.5.1 Se suministrarán elementos de refuerzo, con las mismas características de los castillos y dalas establecidas en 6.2.1 a 6.2.5, en el perímetro de toda abertura cuyas dimensiones horizontal o vertical excedan 400 mm o cuando se tenga más de una abertura con dimensión menor o igual a 400 mm en un panel de muro.

6.2.5.2 Se aceptará en un panel de muro sólo una abertura con dimensiones tales que no requiera elementos de refuerzo de acuerdo con 6.2.6.1. En caso de que se requiera un mayor número de aberturas éstas deberán reforzarse.

6.2.5.3 Los elementos verticales de confinamiento en aberturas tendrán una altura igual a la del muro (véase fig. 6.2.1.1.a).

6.2.5.4 Se aceptará sustituir a la dala de la parte inferior de una abertura o en el extremo superior de un pretil, por un elemento de concreto reforzado con dimensiones mínimas de 60 mm de ancho y 100 mm de peralte y con acero de refuerzo longitudinal anclado en los castillos o celdas reforzadas que confinan a la abertura o pretil. El refuerzo longitudinal consistirá de barras corrugadas capaces de alcanzar, en conjunto, una fuerza de tensión a la fluencia de 29 kN (2950 kg). En caso de que el elemento sea externo al muro, su ancho no será menor que t .

Comentario:

En la fig. C6.2.6.4, se muestran los refuerzos alrededor de las aberturas. En el dibujo de la izquierda, la dala es parte del refuerzo de la abertura. En el caso de la derecha, se observa un cerramiento en el borde superior de la abertura. Se hace énfasis, en este último esquema, en que la dala debe seguir estando en el extremo superior de los muros, donde se conectará con el sistema de piso. Esta recomendación contrasta con lo utilizado en regiones cálidas del país, que requieren de entrepisos altos por razones térmicas, en las que suelen construirse las dalas al nivel superior de ventanas y puertas, construyendo posteriormente algunas hiladas adicionales para dar la altura deseada y descansando finalmente el sistema de piso directamente sobre el muro, sin una dala de refuerzo perimetral.

Se requiere colocar refuerzo, del tipo utilizado en castillos y dalas, alrededor de las aberturas, generalmente puertas y ventanas, pero también otras aberturas como los huecos para cajas eléctricas u otras instalaciones que excedan las dimensiones señaladas. Este refuerzo no evitaría que el muro se agriete ante la fuerza cortante de diseño, pero controlará el ancho y longitud de las grietas y mantendrá la integridad del muro. Está plenamente demostrado, por ensayos de laboratorio y por los daños que se producen por sismos reales que, cuando no hay confinamiento en un borde, los fragmentos en que se fractura el muro pueden salirse de su posición, perdiéndose la capacidad de resistir carga vertical y horizontal de los muros.

Se acepta un tamaño mínimo de hueco sin reforzar, que permita un comportamiento aceptable técnica y económicamente, ya sea para una pequeña ventana o huecos para paso de instalaciones. El requisito supone un solo hueco sin reforzar en un muro entre castillos, pero si hay múltiples huecos, el diseñador debe tomar medidas pertinentes. Una opción de modelado de rigidez es mediante el método del elemento finito del Capítulo 3.

La posición del hueco en el tablero también se ha encontrado que es crítica en el comportamiento del mismo (en medio, en una esquina, a media altura, etc.) pero se encontró que para las dimensiones establecidas el efecto en resistencia y rigidez son poco importantes (Álvarez, 2000).

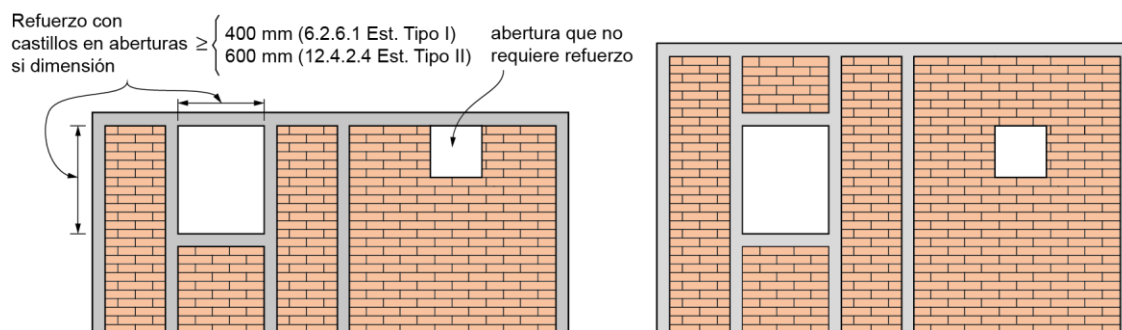


Figura C6.2.6.4 – Refuerzo en el perímetro de aberturas

6.3 Fuerzas y momentos de diseño

6.3.1 Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en 3.1.2, 3.1.3 y 3.1.4, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

6.3.2 La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería confinada deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión.

6.3.3 En la revisión ante cargas laterales se puede considerar la participación total de muros cuyo eje transversal, en el plano del muro, tenga una inclinación, respecto a la dirección de análisis, menor a 15 grados.

6.3.4 La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en 3.1.2.

6.4 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

6.4.1 Resistencia a compresión de muros confinados

6.4.1.1 La carga vertical resistente, P_R , se calculará con la ec. 6.4.1.1 :

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \quad (6.4.1.1)$$

donde F_E se obtendrá de acuerdo con 3.1.2.3.1 y F_R se tomará igual a 0.6.

Comentario:

Para la resistencia vertical de un muro confinado se supone que el material que toma la carga es la mampostería, pero se admite la participación de los castillos (o las celdas reforzadas verticalmente en mampostería hueca con refuerzo interior).

No se incluye el concreto de los castillos en el cálculo (ni el relleno de celdas en mampostería hueca reforzada), ya que se considera que, en forma aproximada, se sustituye por mampostería el concreto de los castillos al incluir en los cálculos el área $A_T = t \cdot L$, siendo L la longitud del muro que incluye a los castillos.

6.4.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

6.4.2.1 Método general de diseño

6.4.2.1.1 La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro confinado con elementos externos o internos se calculará con base en las hipótesis estipuladas en 4.1.8.

6.4.2.1.2 La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia nominal por el factor de resistencia indicado en 4.1.6.3.

6.4.2.2 Método optativo

6.4.2.2.1 Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean éstos externos o internos, se aceptará calcular M_R con las ecuaciones 6.4.2.2.1.a y 6.4.2.2.1.b (fig. 6.4.2.2.1):

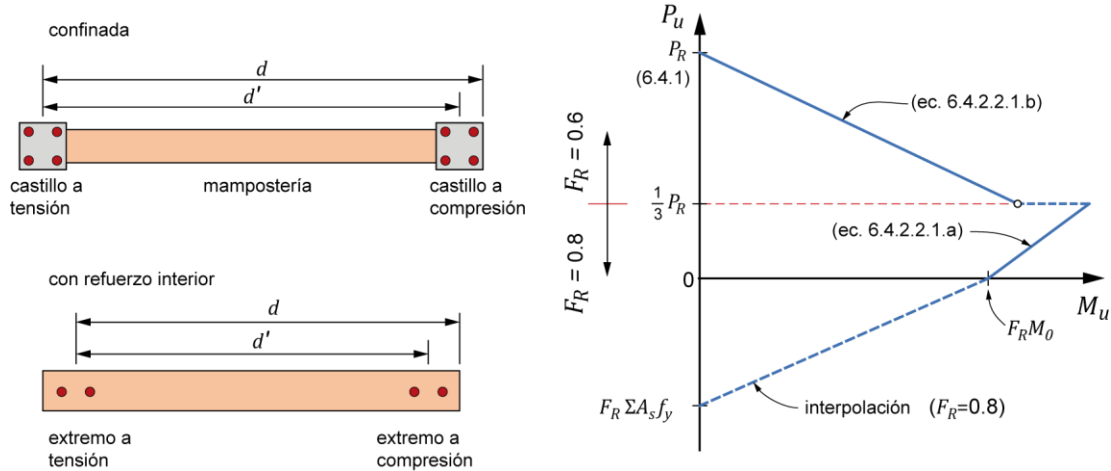


Figura 6.4.2.2.1 – Diagrama de interacción carga axial–momento flexionante resistente de diseño con el método optativo

$$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (6.4.2.2.1.a)$$

$$M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (6.4.2.2.1.b)$$

donde:

$M_o = A_s f_y d'$ resistencia nominal a flexión pura del muro;

F_R se tomará igual a 0.8, si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

6.4.2.2.2 Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura, $\Sigma A_s f_y$, y el momento flexionante resistente M_o , afectando el resultado por $F_R = 0.8$.

Comentario:

El procedimiento alternativo es, en general, conservador, y reproduce razonablemente la forma del diagrama de interacción obtenido mediante el equilibrio de la sección suponiendo una deformación plana como se hace en elementos de concreto. Puede verse un ejemplo en SMIE (2019).

6.5 Resistencia a cargas laterales

6.5.1 Consideraciones generales

6.5.1.1 La resistencia a cargas laterales, V_R será proporcionada por la mampostería, V_{mR} y por el refuerzo, V_{sR} , como se indica en la ec. 6.5.1.1:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \quad (6.5.1.1)$$

Comentario:

La ec. 6.5.1.1 presenta la resistencia como la suma de dos componentes independientes, la debida a la mampostería y la contribución del refuerzo horizontal. Resultados experimentales muestran que estas componentes no son independientes. En el comentario de 6.5.2 se explica que la resistencia debida a la mampostería se reduce con la cuantía de refuerzo. Sin embargo, se creyó conveniente preservar este formato de la ecuación debido, principalmente, a que los diseñadores revisan primeramente la resistencia del muro sin refuerzo y en caso de que la resistencia no sea suficiente, incluyen el refuerzo necesario para alcanzar la resistencia deseada. Además, y no menos importante, es el mismo formato utilizado en diseño de elementos de concreto.

6.5.1.2 La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería se calculará con el procedimiento de 6.5.2. La resistencia a corte debida al acero de refuerzo horizontal se determinará según 6.5.3. La resistencia a corte suministrada por mallas de alambre soldado se calculará cumpliendo con 6.5.4.

6.5.1.3 Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado resistirán la totalidad de la carga lateral.

Comentario:

Se considera, de modo simplificado y conservador, que cuando la carga vertical sea de tensión la contribución a la resistencia a cortante de la mampostería sea nula.

6.5.1.4 No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados.

Comentario:

Se ha determinado que en el instante del agrietamiento inclinado los castillos en los bordes de los muros no son demandados. Después del agrietamiento, los castillos mantienen la integridad del muro, evitando su desintegración, misma que puede observarse en muros sin confinamiento. Esto permite que, aunque la mampostería esté agrietada, pueda seguir transmitiendo carga lateral por distintos mecanismos: fricción a lo largo de las grietas y esfuerzos normales a través de las grietas. Sin embargo, las propiedades mecánicas del concreto en los castillos y la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal en ellos, no se relaciona con la resistencia a corte de los muros. Esto último se ha demostrado por investigadores independientes utilizando extensas bases de datos con los resultados de cientos de muros ensayados ante carga lateral (Riahi et al. 2008, Márquez et al. 2019).

6.5.1.5 El factor de resistencia, F_R , se tomará igual que 0.7 (véase 4.1.6.4).

6.5.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

6.5.2.1 La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería V_{mR} , se calculará con la ec. 6.5.2.1:

$$V_{mR} = F_R (0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f \leq 1.5F_R v'_m A_T f \quad (6.5.2.1)$$

donde A_T es el área transversal del muro obtenida como $t \times L$, donde L incluye la longitud de los castillos.

6.5.2.2 Cuando la resistencia de diseño a compresión diagonal de diseño de la mampostería sea mayor o igual a 1 MPa (10 kg/cm²), los muros construidos con dicha mampostería deberán incluir refuerzo horizontal.

Comentario:

Después de alcanzar la resistencia a corte, los muros que no tienen refuerzo horizontal, tienen una reducción de la resistencia significativa para pequeños incrementos de desplazamiento lateral. Al incluir refuerzo horizontal la resistencia a corte se mantiene o se reduce lentamente para desplazamiento laterales adicionales después de la carga máxima. Esto es, el comportamiento del muro es más dúctil.

Esta especificación intenta asegurar que la falla de un muro no conduzca a fallas de tipo frágil, especialmente cuando el muro pueda resistir grandes cargas laterales; esto es, cuando la resistencia a corte de la mampostería es elevada.

6.5.2.3 La carga axial P se deberá tomar positiva en compresión y deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería, V_{mR} .

6.5.2.4 El factor f se determinará según la ec. 6.5.2.4:

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \quad (6.5.2.4)$$

para los casos intermedios de H/L , se interpolará linealmente.

Comentario:

Si el muro no tiene refuerzo horizontal, se considera que la resistencia a corte corresponde a la fuerza cortante que produce el primer agrietamiento por tensión diagonal, $V_{mR} = V_a$, si bien, en muchos casos, los muros pueden resistir una fuerza mayor, dependiendo de su relación de aspecto. El criterio se justifica ya que la resistencia a corte a corte (o carga máxima) de un muro, sin refuerzo horizontal, implica cálculos adicionales que no son prácticos para el diseño. Adicionalmente, después de alcanzar dicha resistencia, ésta se degrada rápidamente con la deformación lateral. En esas circunstancias, la carga máxima no garantiza el nivel de desempeño esperado de protección contra colapso.

Por el contrario, cuando el muro tiene refuerzo horizontal, la resistencia especificada corresponde a la resistencia del muro (carga resistente máxima). Esto es posible ya que, en ese caso, la resistencia se degrada lentamente y la falla del muro se presenta después de alcanzar un nivel de deformación lateral considerable. Esto implica que si se alcanza la carga máxima el muro no se colapsa.

La ecuación básica 6.5.2.1, sin tomar en cuenta el factor f , predice la resistencia al agrietamiento de muros cuadrados. Esta expresión fue propuesta en la NTC-Mampostería de 1977 (y se conservó en la versión de 2004) habiéndose calibrado con ensayos de cerca de 200 muros a escala natural; sin embargo, casi la totalidad de los muros ensayados eran cuadrados, $H/L = 1$.

Ensayos de muros con distinta relación de aspecto, realizados posteriormente, mostraron que la resistencia de los muros largos era mayor que la que se predecía con la expresión de la NTC-Mampostería 2004. El factor f , introducido en esa versión, incrementa la resistencia a corte de los muros con $H/L < 1$, con base en dichos ensayos (Pérez Gavilán et al. 2015).

La resistencia al agrietamiento está en función de la resistencia a compresión diagonal, v'_m (véase 2.8.2), y de la carga axial, P , en el muro. El límite de la resistencia al agrietamiento, dado por la expresión del lado derecho de la ec. 6.5.2.1, expresa que la resistencia puede incrementarse con la carga axial, pero hasta cierto límite. Otra forma de expresar el límite, en términos del esfuerzo axial en el muro, σ , puede obtenerse dividiendo la ec. 6.5.2.1 entre $v'_m A_T$ lo que da lugar a $\sigma \leq (10/3)v'_m$.

Cuando los muros tienen refuerzo horizontal, se ha visto experimentalmente que la resistencia debida a la mampostería, se reduce con la cuantía de refuerzo horizontal (Cruz 2015,2019, SMIE 2019). El valor esperado de la contribución de la mampostería, en ese caso, puede escribirse como:

$$V_{mR} = k_0 k_1 V_a$$

donde el factor k_0 esta dado por la ec. 6.5.3.4.1.e y el factor k_1 por la ec. 6.5.3.4.1.f. El factor k_0 tiene la función de amplificar la resistencia al agrietamiento, V_a , para obtener la resistencia máxima del muro sin considerar el refuerzo. El efecto del factor k_1 es la de reducir la contribución de la mampostería, $k_0 V_a$, a medida que aumenta la cantidad de refuerzo horizontal, hasta cierto límite (ver comentario de 6.5.3.4). Cuando el muro no tiene refuerzo horizontal el factor $k_0 = k_1 = 1$ y $V_{mR} = V_a$. Esta reducción está considerada en las ecuaciones de resistencia a corte.

Sin embargo, la reducción no aparece en forma explícita en la ec. 6.5.2.1 de V_{mR} debido a que se decidió conservar el formato de las ecuaciones de la Norma anterior en las que la resistencia a corte de un muro con refuerzo horizontal se expresa como la suma de la resistencia debida a la mampostería, V_{mR} , y la debida al refuerzo, V_{sR} , como términos "independientes".

6.5.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

6.5.3.1 Tipos de acero de refuerzo

6.5.3.1.1 Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

6.5.3.1.2 No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica (“escaleras”) para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

Comentario:

Ensayes de muros a escala natural, reforzados con escalera, realizados en los años 90 (Sánchez et al. 1992) mostraron que se presentaba la fractura del refuerzo en la unión del alambre transversal con los longitudinales. Esto se atribuyó al proceso de soldadura. Dicho fenómeno reducía significativamente la eficacia de dicho refuerzo, en cuanto a resistencia y capacidad de distorsión de los muros. Con base en dichos estudios se descartó el uso del refuerzo horizontal con tramos electrosoldados, conocido como “escalera”, para contribuir en la resistencia a fuerza cortante. Sin embargo, el uso de alambres o barras corrugadas se ha encontrado muy eficiente para proporcionar resistencia adicional y capacidad de deformación inelástica a los muros (SMIE 2019).

6.5.3.1.3 El esfuerzo especificado de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 600 MPa (6 000 kg/cm²).

6.5.3.1.4 El refuerzo horizontal se detallará como se indica en 4.2.2.2, 4.2.4.3, 4.2.5.1 y 4.2.6.2.

6.5.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal

6.5.3.2.1 La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h , no excederá de seis hiladas ni de 450 mm.

Comentario:

La separación máxima del refuerzo horizontal se redujo a 450 mm con el objeto de lograr una mayor uniformidad del refuerzo con más hiladas reforzadas distribuidas en el muro. El valor seleccionado considera que puede haber piezas de 200 mm de alto más la junta de 10 mm, lo que conduce a una altura, para dos hiladas, de 420 mm.

6.5.3.3 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

6.5.3.3.1 El producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado, $p_h f_{yh}$, no será inferior que 0.3 MPa (3 kg/cm²).

6.5.3.3.2 El valor máximo de $p_h f_{yh}$ será $0.15 f'_m f_{an}$ pero no menor que 0.3 MPa (3 kg/cm²) ni mayor que $0.05 h_j f_{yh} / s_h$, donde h_j es el espesor de la junta horizontal.

Comentario:

El valor mínimo de refuerzo horizontal garantiza que el ancho de las grietas se reduzca significativamente en comparación con los que se obtendrían en el mismo muro sin refuerzo horizontal. Si se incluye muy poco refuerzo, el agrietamiento se concentra en las diagonales principales del muro y los anchos de estas grietas pueden llegar a ser grandes cuando se alcanza la resistencia, lo que conduce frecuentemente a la fractura de los alambres de refuerzo con la consecuente degradación abrupta de la resistencia y el incremento igualmente pronunciado de los desplazamientos laterales. La cuantía mínima se determinó con base en ensayos experimentales.

Como se explica en el comentario de 6.5.3.4, el refuerzo máximo efectivo, para el cálculo de la resistencia a corte de los muros, está dado por $0.1 f'_m f_{an}$ donde f_{an} es el factor de área neta (fig. C2.1.1) y f'_m es la resistencia de diseño a compresión de la mampostería. Se decidió aceptar que el refuerzo pudiera ser mayor que este valor máximo efectivo, aunque ya no contribuya a la resistencia, debido a que se observó en ensayos experimentales que dicho refuerzo puede incrementar la capacidad de desplazamiento lateral del muro. Sin embargo, se observó también que, una cantidad excesiva del refuerzo en una junta, puede dar lugar a un plano de deslizamiento. Por esta razón se incluyó una restricción de tipo geométrico que establece que el área del refuerzo en la junta debe ser menor que 5 por ciento del área de la junta:

$$A_{sh} \leq 0.05 h_j t$$

Esta condición puede expresarse como cuantía resistente, dividiendo ambos lados de la ecuación por $s_h \times t$ y multiplicando ambos lados por f_{yh} , se obtiene que

$$p_h f_{yh} < 0.05 h_j f_{yh} / s_h$$

ya que $p_h = A_{sh} / (s_h \times t)$. Este porcentaje equivale a dos alambres de 6.35 mm de diámetro en las juntas de muros de 12 cm de ancho.

Si el refuerzo se alojara en piezas especiales, con un canal en forma de "U", este requisito no sería necesario.

6.5.3.4 Diseño del refuerzo horizontal

6.5.3.4.1 La fuerza cortante resistente debida al refuerzo horizontal, V_{SR} , se calculará con la ec. 6.5.3.4.1.a

$$V_{SR} = F_R \eta (p_h f_{yh})_e A_T \quad (6.5.3.4.1.a)$$

$$p_h = A_{sh} / (s_h \times t) \quad (6.5.3.4.1.b)$$

$$(p_h f_{yh})_e = p_h f_{yh} \leq 0.1 f'_m f_{an} \quad (6.5.3.4.1.c)$$

El valor de η se determinará con a) o b) dependiendo de si la carga P es de compresión o tensión, respectivamente, como sigue:

a) Si el muro está sujeto a una carga axial P de compresión,

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R (p_h f_{yh})_e A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s \quad (6.5.3.4.1.d)$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases} \quad (6.5.3.4.1.e)$$

$$k_1 = 1 - \alpha (p_h f_{yh})_e \quad (6.5.3.4.1.f)$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa} \left(90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa} \left(60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \end{cases} \quad (6.5.3.4.1.g)$$

Para casos intermedios de H/L y f'_m , se interpolará linealmente para obtener los valores de k_0 y η_s , respectivamente; $\alpha = 0.45 \text{ MPa}^{-1}$ ($0.045 \text{ cm}^2/\text{kg}$).

b) Si el muro está sujeto a una carga axial P en tensión,

$$\eta = k_1 \eta_s \quad (6.5.3.4.1.h)$$

El valor de k_1 y η_s se calcularán de acuerdo con a) de este inciso.

Comentario:

La contribución del refuerzo a la resistencia, V_{SR} , (ec. 6.5.3.4.1.a) crece proporcionalmente con la cuantía resistente, $p_h f_{yh}$, hasta llegar a un cierto valor límite de la cuantía resistente, $(p_h f_{yh})_e$, después de la cual la contribución del refuerzo a la resistencia ya no aumenta (fig. C6.5.3.4.1).

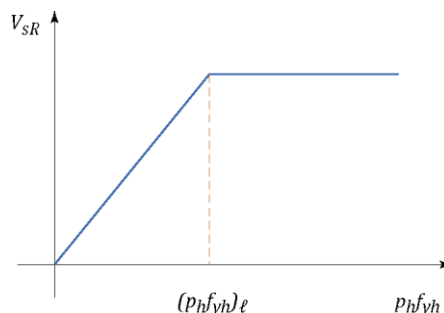


Figura C6.5.3.4.1 – Modelo bilineal de la contribución del refuerzo a la resistencia

El valor límite de la cuantía que es efectiva está dada por:

$$(p_h f_{yh})_e = 0.1 f'_m f_{an}$$

donde $f_{an} = A_{neta}/A_{bruta}$ de las piezas y f'_m es la resistencia a la compresión de la mampostería.

La cuantía resistente efectiva, $(p_h f_{yh})_e$, se define entonces como la cuantía resistente, pero no mayor que la cuantía resistente límite (Cruz, 2015) (véase ec. 6.5.3.4.1.c).

Mamposterías con resistencias a compresión bajas, por ejemplo, piezas macizas con $f'_m = 2$ MPa (20 kg/cm²) o menor, darían un producto $0.1 f'_m f_{an}$ menor que 0.3 MPa (3 kg/cm²), que corresponde a la cuantía resistente mínima. Esto implica que el muro debe incluir, físicamente, un $p_h f_{yh} = 0.3$ MPa, pero debe calcularse la resistencia a corte, V_{sR} , con una cuantía resistente efectiva, menor que la mínima. Incluso, la cuantía máxima, $0.15 f'_m f_{an}$, podría llegar a ser menor que la mínima. En ese caso extremo, puede aceptarse incluir el refuerzo mínimo (i.e. la cuantía resistente máxima no puede ser menor que la mínima, 0.3 MPa, véase 6.5.3.3). Lo anterior implica que la aportación a la resistencia a corte, debida al refuerzo, es muy pequeña cuando la resistencia a compresión de la mampostería es muy baja.

Véase SMIE 2019, para la obtención detallada de las expresiones de resistencia a corte de esta Norma.

6.5.4 Fuerza cortante resistida por malla de alambre soldado recubierta de mortero

6.5.4.1 Tipo de refuerzo y de mortero

- 6.5.4.1.1 Se permitirá el uso de mallas de alambre soldado para resistir la fuerza cortante.
- 6.5.4.1.2 Las mallas deberán tener, en ambas direcciones, la misma área de refuerzo por unidad de longitud.
- 6.5.4.1.3 El esfuerzo de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 500 MPa (5 000 kg/cm²).
- 6.5.4.1.4 Las mallas se anclarán y se detallarán como se señala en 4.2.6.3 y 4.2.7.7.
- 6.5.4.1.5 Las mallas deberán ser recubiertas por una capa de mortero Tipo I (tabla 2.5.4.1) con espesor mínimo de 15 mm.

6.5.4.2 Cuantías mínima y máxima de refuerzo

- 6.5.4.2.1 Para fines de cálculo, sólo se considerará la cuantía de los alambres horizontales.
- 6.5.4.2.2 Si la malla se coloca con los alambres inclinados, en el cálculo de la cuantía se considerarán las componentes horizontales.
- 6.5.4.2.3 En el cálculo de la cuantía sólo se incluirá el espesor de la mampostería del muro, t .
- 6.5.4.2.4 El valor de $p_h f_{yh}$, no será inferior que 0.25 MPa (2.5 kg/cm²) y no mayor que $0.15 f'_m f_{an}$.

Comentario:

La cuantía resistente mínima cuando se usan mallas puede ser menor que la requerida cuando se usan alambres horizontales. Esta posibilidad se base en ensayos experimentales que utilizaron como refuerzo la malla 6×6 – 10/10,

que da una cuantía resistente, $p_h f_{yh} = 0.25 \text{ MPa}$. Los muros así reforzados presentaron un comportamiento apropiado y la resistencia se incrementó sustancialmente, como se tiene contemplado.

6.5.4.3 Diseño de la malla de alambre soldado

6.5.4.3.1 La fuerza cortante que resistirá la malla de alambre soldado se obtendrá como se indica en 6.5.3.4.

6.5.4.3.2 No se considerará contribución a la resistencia por el mortero.

6.5.4.3.3 En las ecuaciones 6.5.3.4.1.d y 6.5.3.4.1.h, se deberá usar $\eta_s = 0.5$.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

7. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

7.1 Alcance

7.1.1 Las disposiciones de este Capítulo son aplicables a muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas.

7.1.2 El espesor de la mampostería de los muros, t , no será menor que 120 mm. En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , excederá de 25.

7.1.3 El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos 7.1.5 a 7.1.12 (figs. 7.1.5.1, 7.1.10.1 y 7.1.11.1).

7.1.4 Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 10 y 11, respectivamente.

7.1.5 Cuantías de refuerzo horizontal y vertical

7.1.5.1 La suma de las cuantías del refuerzo horizontal y vertical multiplicadas por el esfuerzo de fluencia especificado, no será menor que 0.84 MPa (8.4 kg/cm²) y ninguna de las dos cuantías multiplicada por el esfuerzo de fluencia será menor que 0.3 MPa (3 kg/cm²), tal que:

$$\begin{aligned} p_h f_{yh} + p_v f_{yv} &\geq 0.84 \text{ MPa} \\ (p_h f_{yh} + p_v f_{yv}) &\geq 8.4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \quad (7.1.5.1.a)$$

$$\begin{aligned} p_h f_{yh} &\geq 0.3 \text{ MPa} \text{ y } p_v f_{yv} \geq 0.3 \text{ MPa} \\ (p_h f_{yh} &\geq 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } p_v f_{yv} \geq 3 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned}$$

donde:

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t} \quad (7.1.5.1.b)$$

Comentario:

Véase comentario de 6.5.3.3.

Esta Norma pide un mínimo de refuerzo horizontal y vertical, pero, también, la suma de ambas no debe ser menor que una cierta cuantía mínima. Es posible incluir una cuantía horizontal mayor que la vertical y viceversa. Esto puede ser conveniente para ajustar el refuerzo a la forma en que los alambres trabajan a cortante o flexión, según sea el caso. El propósito de las cuantías mínimas, horizontal y vertical, es mantener la carga de agrietamiento a deformaciones inelásticas consistentes con los desplazamientos permisibles de la NTC-Sismo.

En las ecs. 7.1.5.1.a y 7.1.5.1.b no se deberá incluir el refuerzo en los extremos del muro requerido en 7.1.6.3.

7.1.6 Tamaño, colocación y separación del refuerzo

7.1.6.1 Se deberá cumplir con las disposiciones aplicables de 4.2.

7.1.6.2 El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor que seis veces el espesor del mismo ni mayor que 800 mm (fig. 7.1.5.1).

7.1.6.3 Deberá colocarse, por lo menos, una barra vertical del no. 3 con $f_y = 420$ MPa (4 200 kg/cm²), o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en la intersección entre muros o a cada 3 m (fig. 7.1.5.1).

7.1.6.4 Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, y en puntos intermedios a una separación no mayor que 3 m (véase fig. 7.1.5.1).

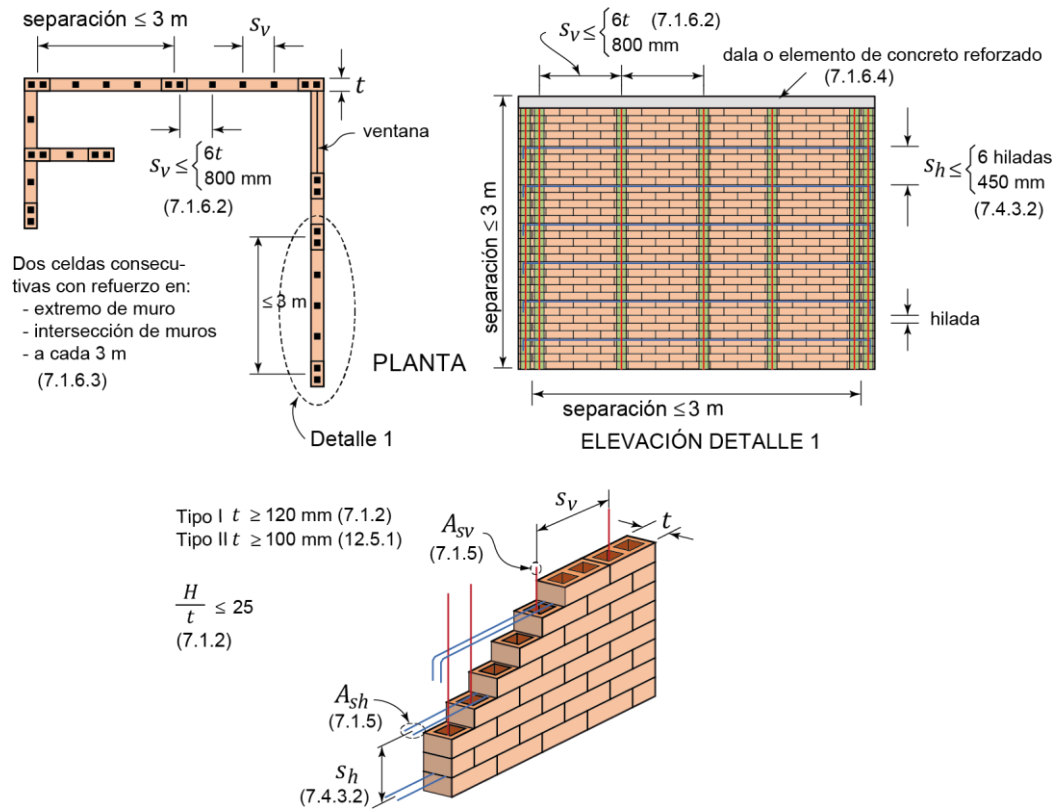


Figura 7.1.5.1 – Requisitos para mampostería con refuerzo interior

7.1.6.5 El refuerzo longitudinal de la dala deberá dimensionarse para resistir la componente horizontal del puntal de compresión que se desarrolle en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ec. 7.1.6.5:

$$A_s \geq 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c \quad (7.1.6.5)$$

7.1.6.6 El refuerzo transversal de la dala estará formado por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la ec. 7.1.6.6:

$$A_{sc} = \frac{10\,000 s}{f_y h_c} \quad \left(A_{sc} = \frac{1\,000 s}{f_y h_c} \right) \quad (7.1.6.6)$$

donde h_c es la dimensión de la dala en el plano del muro. La separación de los estribos, s , no excederá de $1.5t$ ni de 200 mm.

7.1.6.1 Las aberturas en muros se reforzarán según 7.1.11.

7.1.6.2 Los pretilos se reforzarán según 7.1.12.

Comentario:

En ocasiones, se denomina incorrectamente a las celdas reforzadas verticalmente como “castillos ahogados”; debido a que dicho refuerzo no cumple la función de confinamiento de un castillo. Esta confusión del término tiene el efecto nocivo de considerar a un muro con refuerzo interior como confinado y con ello la posibilidad de utilizar para el diseño de la estructura un factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Dicha ductilidad no puede garantizarse en muros con refuerzo interior que no están confinados y por lo mismo, si se utiliza para el diseño dicho valor de Q , se producirá un nivel de daño inaceptable en la estructura.

Se aceptan castillos internos siempre que el refuerzo longitudinal esté formado por cuatro o más barras y se coloquen estribos cerrados o de vuelta un cuarto. Este tipo de refuerzo sólo es factible si se cumple lo señalado en 6.2.5.

Las dos celdas consecutivas reforzadas, requeridas en los bordes de muros con refuerzo interior, tienen una distribución y una función semejante al de los castillos, pero no son castillos en cuanto a que resisten la componente vertical del puntal inclinado a compresión que se desarrolla en la mampostería, pero no son ni deben considerarse como castillos. El refuerzo vertical puede ser de una o más barras en cada celda y, en el caso de las dos celdas contiguas reforzadas, no es necesario unir las con grapas si se tiene refuerzo horizontal que las debe ligar.

7.1.7 Mortero de relleno y concreto de relleno

7.1.7.1 Para el colado de las celdas donde se aloje el refuerzo vertical podrán emplearse los morteros de relleno y concretos de relleno especificados en 2.5.5, o se podrá usar el mismo mortero que se usa para pegar las piezas (véase 2.5.3), si el mortero es del Tipo I y se rellena hilada por hilada.

7.1.7.2 El hueco de las piezas (celda) tendrá una dimensión mínima igual o mayor que 50 mm y un área no menor que 3000 mm².

7.1.8 Anclaje del refuerzo horizontal y vertical

7.1.9 La longitud de desarrollo de barras de refuerzo horizontal y vertical deberá cumplir con 4.2.6.

7.1.10 Muros transversales

7.1.10.1 Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante grapas, estribos o dispositivos equivalentes que aseguren la continuidad de la estructura (fig. 7.1.10.1).

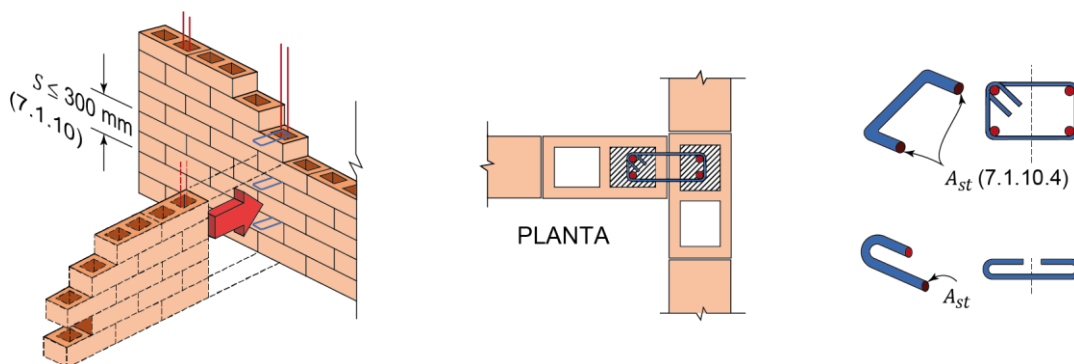


Figura 7.1.10.1 – Conectores entre muros sin traslape de piezas

7.1.10.2 Las grapas, estribos o dispositivos equivalentes deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño a fuerza cortante del muro transversal por conectar dividida por el factor de resistencia correspondiente.

7.1.10.3 En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal.

7.1.10.4 Alternativamente, el área de acero de los dispositivos o conectores, A_{st} , colocada a una separación s en la altura del muro, se podrá calcular mediante la expresión siguiente:

$$A_{st} = \frac{2.5V_R t s}{F_R L f_y} \quad \left(A_{st} = \frac{V_R t s}{4F_R L f_y} \right) \tag{7.1.10.4}$$

donde A_{st} está en mm^2 (cm^2), V_R es la resistencia de diseño del muro a carga lateral, F_R se tomará igual a 0.7; t y L son el espesor y longitud del muro transversal, respectivamente, en mm (cm), y f_y es el esfuerzo de fluencia especificado de los dispositivos o conectores, en MPa (kg/cm^2). La separación s no deberá exceder de 300 mm.

Comentario:

La ec. 7.1.10.4 se derivó de suponer el flujo de esfuerzos cortantes, idealizándolo como un elemento vertical con sección transversal en forma de T, calculado en la conexión entre el alma (muro transversal) y el patín (muro al que se conecta), con suponiendo el mismo espesor, t , en ambos muros y considerando que el ancho efectivo del patín tiene una longitud de seis veces su espesor a cada lado.

También la conexión entre muros se puede lograr con el refuerzo horizontal.

7.1.11 Muros con aberturas

7.1.11.1 Existirán elementos de refuerzo vertical y horizontal en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda 400 mm (fig. 7.1.11.1). Los elementos de refuerzo serán como los señalados en 7.1.6.

7.1.11.2 Se aceptará sustituir a la dala de la parte inferior de una abertura o extremos superior de un pretil, por un elemento de concreto reforzado de dimensiones mínimas de 60 mm de ancho y 100 mm de peralte y con acero de refuerzo horizontal anclado en los castillos o celdas reforzadas que rodean la abertura o pretil. El refuerzo consistirá de barras capaces de alcanzar en conjunto una tensión a la fluencia de 29 kN (2 950 kg). En caso de que el elemento sea externo, su ancho no será menor que el espesor del muro, t , (véase fig. 6.2.4.3).

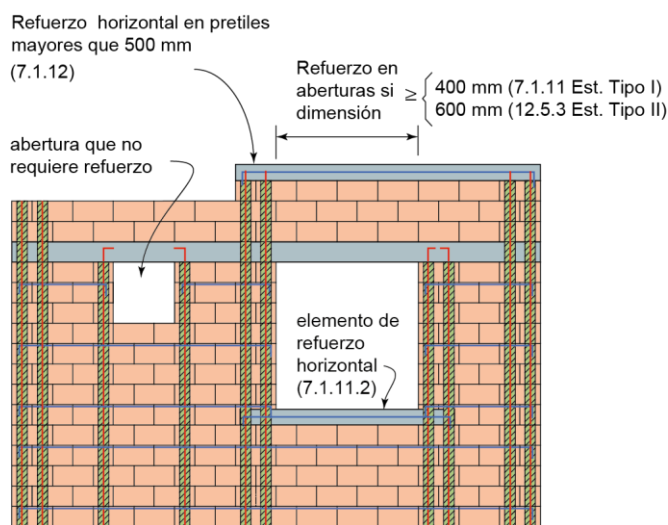


Figura 7.1.11.1 – Refuerzo en aberturas y pretil

7.1.12 Pretil

7.1.12.1 Los pretils o parapetos deberán reforzarse interiormente con barras de refuerzo vertical como las especificadas en 7.1.6.

7.1.12.2 Se deberá proporcionar refuerzo horizontal en la parte superior de pretils o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm de acuerdo con 7.1.11.

7.1.12.3 Deberá colocarse una dala en el extremo horizontal de pretils o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm (fig. 7.1.11.1). Alternativamente, se aceptará sustituir a la dala por un elemento de concreto reforzado como se indica en 7.1.11.2.

7.1.13 Supervisión

7.1.13.1 Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que las celdas en que se aloja el refuerzo sean coladas completamente.

7.2 Fuerzas y momentos de diseño

7.2.1 Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en 3.1.2, 3.1.3 y 3.1.4, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

7.2.2 La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería reforzada interiormente deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión.

7.2.3 En la revisión ante cargas laterales se admite considerar la participación total de muros cuyo eje transversal, en el plano del muro, tenga una inclinación, respecto a la dirección de análisis, menor a 15 grados.

7.2.4 La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en 3.1.2.

7.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

7.3.1 Resistencia a compresión de mampostería con refuerzo interior

7.3.1.1 La carga vertical resistente, P_R , se calculará con la ec. 7.3.1.1:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \leq 1.25 F_R F_E f'_m A_T \quad (7.3.1.1)$$

donde F_E se obtendrá de acuerdo con 3.1.2 y F_R se tomará igual a 0.6.

Comentario:

No se considera la participación del mortero o concreto de relleno de las celdas por varias razones: en general no se puede garantizar la resistencia a compresión de ese relleno, es dudoso el correcto llenado de dichas celdas y las piezas, en muchos casos, se aplastarían antes que el relleno.

Dada la alta rigidez de las piezas, se supone que el material que toma la carga vertical es, esencialmente, la mampostería. Sin embargo, se admite una cierta participación del acero en las celdas reforzadas verticalmente, pero se limita a no más del 25 por ciento de la resistencia debida a la mampostería.

7.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

7.3.2.1 Método general de diseño

7.3.2.1.1 La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro reforzado interiormente se calculará con base en las hipótesis estipuladas en 4.1.8.

7.3.2.1.2 La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia nominal por el factor de resistencia indicado en 4.1.6.3.1.a.

7.3.2.2 Método optativo

7.3.2.2.1 Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus extremos se aceptará calcular M_R , con las ecuaciones 7.3.2.2.1.a y 7.3.2.2.1.b:

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si} \quad 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (7.3.2.2.1.a)$$

$$M_R = (1.5F_R M_0 + 0.15P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (7.3.2.2.1.b)$$

donde $M_0 = A_s f_y d'$ es la resistencia nominal a flexión pura del muro y F_R se tomará igual a 0.8 si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.6, en caso contrario.

7.3.2.2.2 Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura, $\Sigma A_s f_y$, y el momento flexionante resistente M_0 , afectando el resultado por $F_R = 0.8$ (ver fig. 6.4.2.2.1).

Comentario:

El procedimiento optativo es, en general, conservador y reproduce razonablemente la forma del diagrama de interacción obtenido mediante el equilibrio de la sección suponiendo una deformación plana como se hace en elementos de concreto. Puede verse un ejemplo en SMIE (2019).

7.4 Resistencia a cargas laterales

7.4.1 Consideraciones generales

7.4.1.1 La resistencia a cargas laterales, V_R , será proporcionada por la mampostería, V_{mR} y por el refuerzo, V_{sR} , como se indica en la ec. 7.4.1.1:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \quad (7.4.1.1)$$

7.4.1.2 La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería se calculará con el procedimiento de 7.4.2.

7.4.1.3 La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se determinará según 7.4.3.

7.4.1.4 Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado resistan la totalidad de la carga lateral.

7.4.1.5 No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas, refuerzo vertical interior ni castillos internos de muros.

7.4.1.6 El factor de resistencia, F_R , se tomará igual a 0.7 (4.1.6.4).

7.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

7.4.2.1 La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería V_{mR} , se calculará con la ec. 7.4.2.1.a:

$$V_{mR} = F_R (0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f \leq 1.5F_R v'_m A_T f \quad (7.4.2.1.a)$$

donde A_T es el área transversal del muro.

La carga axial P se deberá tomar positiva en compresión y deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería V_{mR} .

El factor f se determinará con la ec. 7.4.2.1.b:

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \quad (7.4.2.1.b)$$

para los casos intermedios de H/L , se interpolará linealmente.

7.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

7.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo

7.4.3.1.1 Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

7.4.3.1.2 No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica (“escaleras”) para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

Comentario:
Véase comentario de 6.5.3.1.

7.4.3.1.3 El esfuerzo especificado de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 600 MPa (6 000 kg/cm²).

7.4.3.1.4 El refuerzo horizontal se detallará como se indica en 4.2.2.2, 4.2.4.3 y 4.2.6.2.

7.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h , no excederá seis hiladas ni 450 mm.

7.4.3.3 Factor de área neta del muro

7.4.3.3.1 El factor de área neta de un muro reforzado interiormente, f_{nm} , es el cociente del área neta y el área bruta del muro. El área neta del muro se determinará deduciendo del área bruta los huecos de las piezas que no se rellenen de concreto o mortero.

7.4.3.4 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

7.4.3.4.1 El producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado, $p_h f_{yh}$, no será inferior que 0.3 MPa (3 kg/cm²).

7.4.3.4.2 El valor máximo de $p_h f_{yh}$ será $0.15 f'_m f_{nm}$ pero no menor que 0.3 MPa (3 kg/cm²) ni mayor que $0.05 h_j f_{yh} / s_h$, donde h_j es el espesor de la junta horizontal.

7.4.3.5 Diseño del refuerzo horizontal

7.4.3.5.1 La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_{SR} , se calculará con las ecs. 7.4.3.5.1.a a 7.4.3.5.1.f:

$$V_{SR} = F_R \eta (p_h f_{yh})_e A_T \quad (7.4.3.5.1.a)$$

$$(p_h f_{yh})_e = p_h f_{yh} < 0.1 f'_m f_{nm} \quad (7.4.3.5.1.b)$$

El valor de η se determinará como sigue:

a) Si el muro está sujeto a una carga axial P de compresión,

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R (p_h f_{yh})_e A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s \quad (7.4.3.5.1.c)$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases} \quad (7.4.3.5.1.d)$$

$$k_1 = 1 - \alpha(p_h f_{yh})_e \quad (7.4.3.5.1.e)$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa} \left(90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa} \left(60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \end{cases} \quad (7.4.3.5.1.f)$$

Para casos intermedios de H/L y f'_m , se interpolará linealmente para obtener los valores de k_0 y η_s , respectivamente; $\alpha = 0.45 \text{ MPa}^{-1}$ ($0.045 \text{ cm}^2/\text{kg}$).

b) Si el muro está sujeto a una carga axial P en tensión,

$$\eta = k_1 \eta_s \quad (7.4.3.5.1.g)$$

El valor de k_1 y η_s se calculará de acuerdo con a) de este inciso.

Comentario:

Para mampostería con refuerzo interior se ha supuesto el mismo comportamiento y cálculo de la contribución del refuerzo horizontal que el desarrollado para muros confinados. La diferencia entre las expresiones para mampostería confinada y mampostería con refuerzo interior radica en el factor de área neta f_{an} que se sustituye por el factor f_{nm} que relaciona el área neta y bruta del muro considerando a las celdas rellenas de mortero como macizas. Este factor puede calcularse como $f_{nm} = (A_T - \sum A_{hueco}) / A_T$, donde A_{hueco} es el área de cada celda no rellena.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

8. MUROS NO ESTRUCTURALES

8.1 Alcance

8.1.1 Los muros no estructurales son muros de mampostería que no contribuyen a la resistencia ni a la rigidez lateral de la estructura, pero que deben ser estables ante acciones laterales de viento o sismo. Pueden tener la función de ser muros divisorios, pretilas, o bardas etc., de los cuales no depende la seguridad de la estructura.

8.1.2 Los muros no estructurales deberán cumplir con los requisitos a) a e) siguientes:

- Deben diseñarse y construirse de modo de garantizar que no entren en contacto con el marco para las máximas distorsiones de entrepiso calculadas
- La relación de esbeltez H/t de los muros no será mayor a 30
- Se revisará que resista las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano, ya sean acciones sísmicas o de viento en el caso de muros de fachada
- Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 10 y 11, respectivamente
- Los muros deberán cumplir lo especificado con la NTC-Arquitectónico, en cuanto a aislamiento térmico y acústico, cuando sea aplicable.

8.2 Diseño

8.2.1 Los muros no estructurales deberán diseñarse de modo que la holgura lateral, δ_h , entre el muro y un elemento estructural, columna o muro, no sea menor que el desplazamiento lateral inelástico del entrepiso (véase 4.1.14) más 10 mm ($\delta_h = \gamma_{li} \times H + 10$ mm).

8.2.2 La holgura vertical no será menor que la flecha a largo plazo calculada al centro del claro de la viga más 5 mm.

8.2.3 Cuando sea posible, de acuerdo con el proyecto arquitectónico, los muros deberán localizarse fuera del plano del marco (fig. 8.2.3).

8.2.4 Preferentemente, se deberán usar materiales ligeros tales que su rigidez y resistencia en el plano sean poco significativas.

8.2.5 Se revisará que los muros no estructurales puedan resistir las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano de conformidad con el Capítulo 8 de la NTC-Sismo.

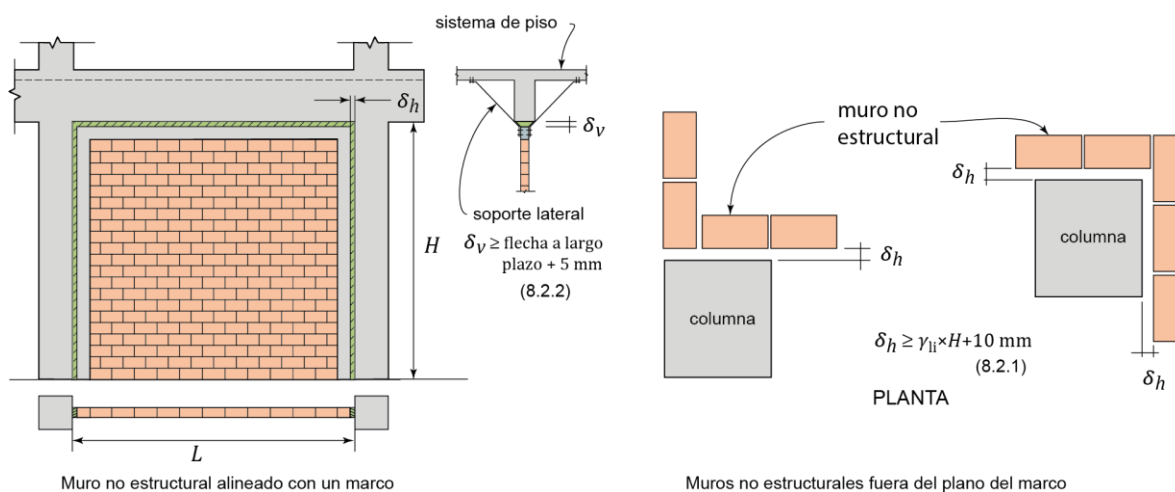


Figura 8.2.3 – Holguras entre muros no estructurales y columnas y vigas

Comentario:

La magnitud de los daños en muros divisorios y de fachada que no cumplen una función estructural, observados en los sismos de 2017 reforzaron la idea de incluir este capítulo en la Norma. El objetivo fue el de incluir recomendaciones para la debida separación de estos elementos de los de la estructura y garantizar su estabilidad fuera del plano.

Las divisiones entre espacios de un inmueble, así como las fachadas, se recomienda hacerlas con elementos que, por una parte, no interfieran con el desempeño estructural, tanto en rigidez como en resistencia, y por otra, que sean estables. Esto implica que la estructura se pueda deformar sin la restricción de los muros no estructurales, es decir, que tengan las holguras suficientes. El uso de mampostería para muros divisorios toma en cuenta que:

- son muy rígidos en su plano y a su vez frágiles.
- es necesario garantizar su estabilidad en la dirección perpendicular al muro.
- para su diseño ante acciones sísmicas resisten las fuerzas perpendiculares al plano del muro producidas por las aceleraciones de piso (véase 8.2 de la NTC-Sismo).
- el material para rellenar las juntas es, por una parte, ser flexible y dicha flexibilidad debe perdurar en el tiempo y, por otra, dar el aislamiento requerido.

Las consecuencias de que los muros no estructurales participen en la respuesta estructural pueden ser graves. A continuación, se señalan algunas de ellas:

- Pueden generar efectos de torsión, en algunos casos, muy importantes, que no son tomados en cuenta en el análisis. Tal es el caso de edificios en esquina, los cuales, cuentan con muros no estructurales en las colindancias interiores. En los sismos del 19 de septiembre de 1985 y en el pasado sismo del 19 de septiembre de 2017 se observaron estos efectos por torsión que produjeron daños severos y en algunos casos el colapso (fig. C8.2.5.a).

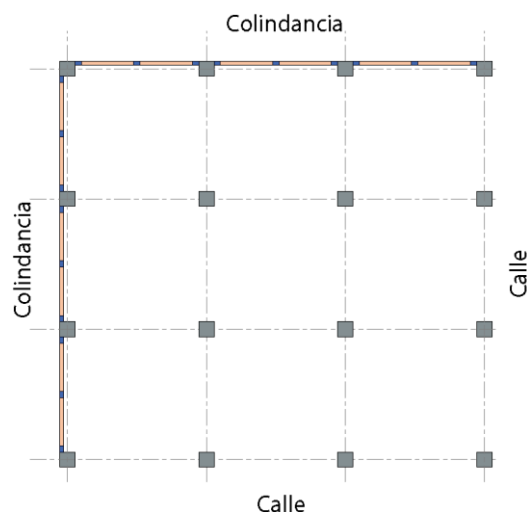


Figura C8.2.5.a – Edificio en esquina con muros de colindancia que producen torsión

- En muchos casos, los daños de estos elementos provocan el desalojo del inmueble después del sismo, a lo que se suma el efecto psicológico a los usuarios, a pesar de que la estructura a base de marcos se encuentre sana. Históricamente, los pretiles de fachada han generado columnas cortas que fallan a cortante en forma frágil, por lo que bien desligarse debidamente del marco o bien ubicarlos fuera del marco (fig. C8.2.5.b).

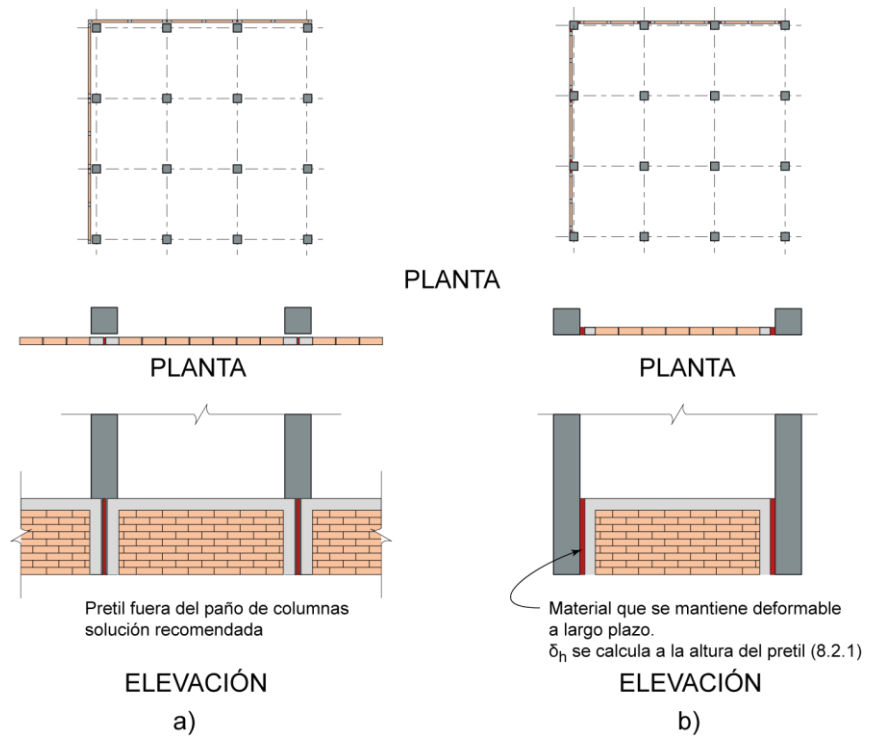


Figura C8.2.5.b – Pretiles desligados de la estructura, a) fuera del marco (lo más recomendable), b) dentro del claro del marco, debidamente desligados.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

9. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

9.1 Alcance

9.1.1 Este capítulo se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería del tipo conocido como de tercera, o sea, formado por piedras naturales sin labrar unidas por mortero.

9.2 Materiales

9.2.1 Piedras

9.2.1.1 Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos a) a d) siguientes:

- Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 15 MPa (150 kg/cm²)
- Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 10 MPa (100 kg/cm²)
- La absorción máxima sea de 4 por ciento
- Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, sea de 10 por ciento o menor.

9.2.1.2 Las propiedades de 9.2.1.1 se determinarán de acuerdo con NMX-C-536-ONNCCE-2017.

9.2.1.3 Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará, en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados.

9.2.1.4 Por lo menos, el 70 por ciento del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 300 N (30 kg), cada una.

9.2.2 Morteros

9.2.2.1 Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del Tipo II (tabla 2.5.4.1), tal que la resistencia mínima en compresión sea de 7.5 MPa (75 kg/cm²).

9.2.2.2 La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE-2015.

9.3 Diseño

9.3.1 Esfuerzos resistentes de diseño

9.3.1.1 Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión, f'_m , y en cortante, v'_m , multiplicados por el factor de reducción de la resistencia, F_R , se tomarán como sigue:

$$F_R f'_m = 2.0 \text{ MPa (20 kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_R v'_m = 0.06 \text{ MPa (0.6 kg/cm}^2\text{)}$$

Comentario:

Debido a que, desde la norma de 2017, ya no se admite el uso de mortero tipo III, no se incluyeron los valores de diseño para ellos. No obstante, en casos de revisión de estructuras de piedra existentes con mortero de resistencia menor que 5 MPa (50 kg/cm²), pueden usarse los valores siguientes:

$$F_R f'_m = 1.5 \text{ MPa (15 kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_R v'_m = 0.04 \text{ MPa (0.4 kg/cm}^2\text{)}$$

9.3.2 Determinación de la resistencia

9.3.2.1 Se verificará que, en cada sección, la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente de diseño dada por la ec. 9.3.2.1.

$$P_R = F_R f'_m A_T \left(1 - \frac{2e}{t} \right) \tag{9.3.2.1}$$

La expresión anterior es válida cuando la relación entre la altura y el espesor medio del elemento de mampostería no excede de cinco; cuando dicha relación se encuentre entre cinco y diez, la resistencia se tomará igual al 80 por ciento de la calculada con la expresión anterior; cuando la relación exceda de diez deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de esbeltez en la forma especificada para mampostería de piedras artificiales en 3.1.2.

9.3.2.2 La fuerza cortante actuante no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente especificado en 9.3.1.

9.4 Cimientos

9.4.1 En cimientos de piedra braza la pendiente de las caras inclinadas (escarpio), medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal) (fig. 9.4.1).

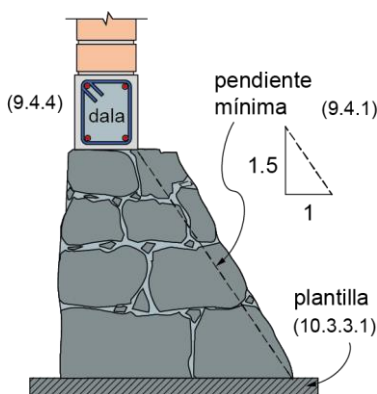


Figura 9.4.1 – Cimiento de piedra

9.4.2 En cimientos de mampostería de forma trapezoidal con un paramento vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión.

9.4.3 Se aceptará no efectuar esta verificación si se suministran cimientos perpendiculares a separaciones no mayores que las señaladas en la tabla 9.4.3, donde el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos.

Tabla 9.4.3 – Separación máxima de cimientos perpendiculares a cimientos donde no se revise la estabilidad a torsión

Presión de contacto con el terreno, kPa (kg/m ²)	Claro máximo, m
Menos de 20 (2000)	10.0
Más de 20 (2000) y hasta 25 (2500)	9.0
Más de 25 (2500) y hasta 30 (3000)	7.5
Más de 30 (3000) y hasta 40 (4000)	6.0
Más de 40 (4000) y hasta 50 (5000)	4.5

9.4.4 En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deberán empotrarse en los cimientos no menos de 400 mm y se deberán rellenar con el concreto usado en los castillos (fig. 4.1.16.4).

9.4.5 En el diseño se deberá considerar la pérdida de área debido al cruce de los cimientos.

9.5 Muros de contención

9.5.1 En el diseño de muros de contención se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas a empuje de tierras, al peso propio del muro, a las demás cargas muertas que puedan obrar y a la carga viva que tienda a disminuir el factor de seguridad contra volteo o deslizamiento.

9.5.2 Los muros de contención se diseñarán con un sistema de drenaje adecuado. Además, se deberán cumplir las disposiciones del Capítulo 6 de la NTC-Cimentaciones.

Comentario:

En la NTC-Cimentaciones se especifica la revisión contra mecanismos de falla como el volteo y el deslizamiento del muro de contención como cuerpo rígido. Adicionalmente, se debe estimar en cada sección trasversal los elementos mecánicos y verificar la resistencia a carga axial y a fuerza cortante mediante la comparación con los esfuerzos resistentes dados en este capítulo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

10. CONSTRUCCIÓN

La construcción de las estructuras de mampostería cumplirá con lo especificado en el Título Séptimo del Reglamento y con lo indicado en este capítulo.

10.1.1 Adicionalmente a lo establecido en el Reglamento, los planos de construcción de edificaciones de mampostería deberán señalar, en un plano específico o en un cuadro de especificaciones y detalles, al menos las especificaciones a) a o) siguientes:

- a) El tipo, dimensiones exteriores e interiores (si aplica) y tolerancias, resistencia a compresión media y de diseño, absorción, así como el peso volumétrico máximo y mínimo de la pieza. Si es aplicable, el nombre y marca de la pieza y la indicación del cumplimiento de la norma NMX-C404-ONNCCE-2012 para piezas de uso estructural, que contempla resistencia a compresión, absorción inicial y total, contracción y tolerancias dimensionales
- b) El tipo de cementante a utilizar para fabricar los morteros para el pegado de las piezas, el concreto de relleno o el concreto para el colado de castillos
- c) Características y tamaño de los agregados para fabricar los morteros para el pegado de las piezas, el concreto de relleno o el concreto para el colado de castillos
- d) Proporcionamiento y resistencia a compresión media y de diseño del mortero para pegar piezas. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen y así deberá indicarse en los planos. En caso de morteros secos predosificados deberá indicarse la cantidad de agua por saco. Se incluirá el porcentaje de retención, fluidez, revenimiento y el consumo de mortero. Se indicará el cumplimiento de la norma NMX-C-486-ONNCCE-2014 Mortero para uso estructural, que considera resistencia a compresión medida en cubos, fluidez, retención de agua y revenimiento
- e) Procedimiento de mezclado y remezclado del mortero
- f) Si aplica, proporcionamiento, resistencia a compresión y revenimiento de morteros y concretos de relleno. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen. Si se usan aditivos, como superfluidificantes, se deberá señalar el tipo y su proporcionamiento
- g) Si aplica, proporcionamiento, resistencia a compresión y revenimiento del concreto para el colado de castillos, indicando que el concreto es Tipo 2 a menos que se considere el agregado o el suministro del concreto del concreto en caso de especificar Tipo 1
- h) El tipo, diámetro y grado de las barras de acero de refuerzo y la norma NMX que corresponda a cada tipo de acero
- i) Las resistencias a compresión f'_m y a compresión diagonal v'_m de diseño de la mampostería
- j) El módulo de elasticidad E_m y de cortante G_m de diseño de la mampostería
- k) Los detalles del refuerzo necesarios para la correcta ejecución de la obra mediante figuras y/o notas, que incluyan colocación, anclaje, traslape y dobleces
- l) Detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada
- m) Tolerancias de construcción, como se indica en 10.2.4.11
- n) Si aplica, el tipo y frecuencia de muestreo de mortero y mampostería, como se indica en 11.2.2
- o) Para muros aparentes, indicar el compactado de la junta de mortero mediante el uso de un junteador o llaguero.

Comentario:

Se requiere indicar el revenimiento del mortero hecho en obra como un medio indirecto del control del agua para la preparación del mortero cuando este se prepara en obra.

Es importante indicar las normas NMX de los aceros usados en mampostería, en particular los aceros de alta resistencia estirados en frío para que no se confundan con otros aceros de refuerzo.

El uso del junteador o llaguero ayuda a mejorar la adherencia del mortero con las piezas y corrige los errores de pegado de las piezas. Su uso se recomienda para todo tipo de muros, ya sea aparentes o con recubrimiento.

Es importante que todo proyecto de mampostería cuente con un plano de proyecto que contenga la información señalada para la correcta ejecución en obra. Dichos requerimientos y especificaciones los deberá cumplir el constructor y el Director deberá de verificar que los planos cuenten con dicha información y en caso de que no se tengan exigir al proyectista que se complemente el proyecto.

10.2 Construcción de mampostería de piedras artificiales

10.2.1 En la construcción de muros diafragma (Capítulo 5), deberá garantizarse que el muro esté en contacto con las columnas y vigas del marco que lo rodea.

10.2.2 Cuando se construyan muros confinados (Capítulo 6), los castillos o porciones de ellos se colarán una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

10.2.3 Materiales

10.2.3.1 Piezas

10.2.3.1.1 Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con las propiedades de resistencia a compresión, absorción, contracción y tolerancias dimensionales, las cuales se establecen en NMX-C-404-2012. Para estructuras Tipo I el proveedor deberá proporcionar los certificados correspondientes.

10.2.3.1.2 Los requisitos de diseño y construcción de esta norma aplican sólo en muros construidos con un mismo tipo de pieza y unidas con morteros a base de cemento hidráulico. En esta norma no se contemplan casos donde se haga la combinación de diferentes tipos de piezas o de piezas unidas sin mortero o adhesivos químicos. Será aceptable usar muros con piezas de estas características si el Director aprueba los resultados que se obtengan de ensayos a escala natural con el protocolo de prueba que se indica en el Apéndice A de esta norma.

10.2.3.1.3 Para el control de la resistencia a compresión de las piezas en la planta por parte del fabricante, y en la obra por parte del constructor y de la supervisión, se utilizarán las resistencias medias a compresión, \bar{f}_p , que se indican en la tabla 10.2.3.1.3.

Tabla 10.2.3.1.3 – Valores mínimos permitidos de la resistencia media a compresión de las piezas

Tipo de pieza y material	\bar{f}_p MPa ^[1] (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	11 (110)
Tabique macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	15 (150)
Tabique hueco de arcilla o de concreto	9 (90)
Bloque macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	15 (150)
Bloque hueco de arcilla o de concreto	9 (90)

^[1] Los valores de \bar{f}_p son válidos siempre que el coeficiente de variación de los ensayos, sea para el caso tabique macizo artesanal $c_p \leq 0.35$ y para el resto de las piezas $c_p \leq 0.2$. En caso contrario, el valor admisible se calculará con el valor de c_p medido y el valor de la resistencia de diseño f'_p con la ec. 2.1.2.2.

10.2.3.1.4 La resistencia media, \bar{f}_p , se obtendrá considerando una muestra de por lo menos cinco piezas por cada lote conforme a lo establecido en 11.2.2. La preparación de las muestras y su ensaye se realizará conforme a la norma NMX-C-036-ONNCCE-2013.

10.2.3.1.5 Las piezas, para su colocación, deberán cumplir con los requisitos a) a c) siguientes:

- Condición de las piezas. Las piezas empleadas deberán estar limpias, sin rajaduras
- Humedecimiento de las piezas. Las piezas de arcilla artesanales deberán saturarse al menos **2h** antes de su colocación y las piezas extruidas de arcilla por cinco minutos. En ambos casos deberá verificarse que al colocar las piezas no modifiquen al mortero ya sea aportando agua o absorbiendo agua de él. Las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse. Sin embargo, se aceptará un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero
- Orientación de piezas huecas. Las piezas huecas se deberán colocar de modo que sus celdas y perforaciones sean ortogonales a la cara de apoyo.

Comentario:

En la tabla 10.2.3.1.3, la resistencia media a compresión, \bar{f}_p , se obtuvo a partir de la expresión 2.1.2.2 de la resistencia de diseño, f'_p , considerando un coeficiente de variación de 0.35 para las piezas artesanales y 0.2, para los demás casos, con lo que dichas resistencias medias resultan de multiplicar por 1.83 y 1.5 las resistencias de diseño, f'_p , indicadas en la tabla 2.1.2.4, respectivamente. Sin embargo, el coeficiente de variación de los ensayos,

c_p , siempre debe calcularse, y en caso de que sea distinto al supuesto debe usarse la ec. 2.1.2.2 con el valor de diseño f'_p requerido en 2.1.2.2 y el c_p medido.

En la tabla se ha considerado que los tabiques y bloques multiperforados, ya sean huecos o macizos, tengan una resistencia promedio a la compresión $f'_p = 15 \text{ MPa}$ (150 kg/cm^2) para cumplir con la resistencia de diseño f'_p de 10 MPa (100 kg/cm^2).

10.2.3.2 Morteros

10.2.3.2.1 Los morteros usados en elementos estructurales de mampostería para pegar o rellenar piezas deberán cumplir con las propiedades de resistencia a compresión, fluidez y porcentaje de retención de agua que establece la NMX-C-486-ONNCCE-2014.

10.2.3.2.2 Para el control de la resistencia a compresión del mortero por parte del fabricante, si fuera industrializado, y en obra, por parte del constructor y de la supervisión, se utilizarán las resistencias medias a compresión, \bar{f}_j , que se indican en la tabla 10.2.3.2.2.

Tabla 10.2.3.2.2 – Valores mínimos permitidos de la resistencia media a compresión, \bar{f}_j , del mortero

Mortero	\bar{f}_j MPa ^[1] (kg/cm ²)
Tipo I	18 (180)
Tipo II	11 (110)

^[1] Los valores de \bar{f}_j son válidos siempre que el coeficiente de variación de los ensayos, $c_j \leq 0.2$. En caso contrario, el valor admisible se calculará con el valor de c_j medido y el valor de la resistencia de diseño f'_j con la ec. 2.5.2.7.

10.2.3.2.3 La resistencia media, \bar{f}_p , se obtendrá considerando una muestra de por lo menos tres cubos por cada lote conforme a lo establecido en 11.2.2. El muestreo y curado de los cubos se debe realizar conforme a la norma NMX-C-061-ONNCCE-2015, pero utilizando la arena que se usará en la obra.

10.2.3.2.4 Para la fabricación de los morteros deberá usarse una arena que pase la malla No. 6 (3.35 mm).

10.2.3.2.5 Para la elaboración los morteros deberán cumplir con los requisitos a) a f) siguientes:

- El mezclado puede realizarse por medios manuales o mecánicos
- Si es por medios manuales, los materiales deben mezclarse en seco, sobre una superficie no absorbente, hasta obtener un color homogéneo de la mezcla. Posteriormente, debe agregarse el agua poco a poco, y realizar el mezclado del material, hasta lograr la fluidez requerida para su colocación
- Si el mezclado es por medios mecánicos, después de agregar el agua, el tiempo de mezclado no debe ser menor que 3 min ni mayor que 5 min. El agua se agregará de manera que la mezcla tenga la fluidez adecuada para su colocación.
- Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la fluidez deseada agregándole un poco de agua, si es necesario. Sólo se acepta un remezclado
- Los morteros deberán usarse dentro de un lapso no mayor que **2h** a partir del mezclado inicial
- Los morteros y concretos de relleno se deberán proporcionar de modo que su revenimiento se encuentre en un intervalo de 200 a 250 mm para que rellene completamente las celdas de las piezas huecas.

Comentario:

En la tabla 10.2.3.2.2, la resistencia media a compresión del mortero, \bar{f}_j , se obtuvo a partir de la expresión 2.5.2.7, de las resistencias de diseño, f'_j , considerando un coeficiente de variación de $c_j = 0.2$; lo que resulta en multiplicar por 1.5 las resistencias de diseño, f'_j , indicadas en 2.5.3. Sin embargo, c_j debe medirse y en caso de que resulte mayor al supuesto debe utilizarse para calcular el valor medio admisible usando el valor de diseño f'_j y el c_j medido con la ec. 2.5.2.7.

El módulo de finura es una medida suplementaria al diámetro de grano para el control de la granulometría de la arena. Dicho valor normalmente se encuentra entre 2.3 y 3.1.

Para controlar la cantidad de agua en el mortero para pegar piezas, se puede usar la prueba de revenimiento. Se recomienda que el revenimiento alcance un valor de 160 mm, el cual es correspondiente a la fluidez de la mezcla requerida en la norma NMX-C-486-ONNCCE-2014.

El revenimiento de los morteros y concretos de relleno debe ser un valor alto que garantice el llenado de las celdas de las piezas. El valor indicado de 200 a 250 mm está basado en recomendaciones de la norma ASTM C476 2020 y en pruebas realizadas en campo con piezas de concreto que cumplen con la norma NMX-C-404-ONNCCE-2012.

10.2.3.3 Concretos

10.2.3.3.1 Los concretos para el colado de elementos de refuerzo, internos o externos al muro, tendrán la cantidad de agua que asegure una consistencia líquida sin segregación de los materiales constituyentes.

10.2.3.3.2 Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad. El tamaño máximo del agregado será de 10 mm y su revenimiento será similar al del concreto de relleno si fuera utilizado para el colado de castillos.

10.2.4 Procedimientos de construcción

10.2.4.1 Juntas de mortero

10.2.4.1.1 El mortero en las juntas, tanto verticales como horizontales, cubrirá totalmente la superficie correspondiente de la pieza. Su espesor, h_j , será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas.

10.2.4.1.2 Si se usan piezas de fabricación mecanizada, el espesor de las juntas horizontales y verticales será de 10 mm. Si se coloca acero de refuerzo horizontal el espesor de las juntas podrá ser hasta de 12 mm.

10.2.4.1.3 Si se usan piezas de fabricación artesanal, el espesor de las juntas no excederá de 15 mm.

10.2.4.1.4 En piezas multiperforadas, se verificará, además de lo establecido en 10.2.4.1.1, que el mortero penetre, por lo menos un centímetro, en las perforaciones de la cara superior.

10.2.4.1.5 Para fines de control de obra se considerará una tolerancia en el espesor de las juntas de ± 3 mm y en todos los casos el espesor mínimo no será menor que 6 mm.

Comentario:

En piezas multiperforadas, el mortero debe cubrir totalmente la cara horizontal y vertical que esté en contacto con otra pieza. Se verificará además que el mortero penetre en las perforaciones de la cara superior por lo menos 1 cm.

Se permite un espesor mayor de las juntas en las piezas artesanales para compensar las variaciones en las dimensiones de las piezas.

Las juntas de mortero con espesores menores a 6 mm pueden generar problemas de adherencia del mortero con las piezas, razón por la que no se permiten.

10.2.4.2 Aparejo

10.2.4.2.1 Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en esta norma son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada con la junta vertical a la mitad de la pieza de la hilada anterior (fig. 10.2.4.4.4). Para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural (Apéndice A).

10.2.4.3 Unión vertical de la mampostería con castillos externos

10.2.4.3.1 La unión vertical de la mampostería con los castillos externos deberá detallarse para transmitir las fuerzas de corte. Se aceptará que la mampostería se deje dentada por medio de cortes cuando sean piezas macizas o que las piezas se desfacen, al menos 30 mm, para formar el dentado, cuando sean huecas, para no cortarlas. Alternativamente se admitirá que se coloquen conectores metálicos de no menos de 200 mm dentro del muro o se coloque refuerzo horizontal. El colado del castillo se hará una vez construido el muro o la parte de él que corresponda (fig. 10.2.4.3.1).

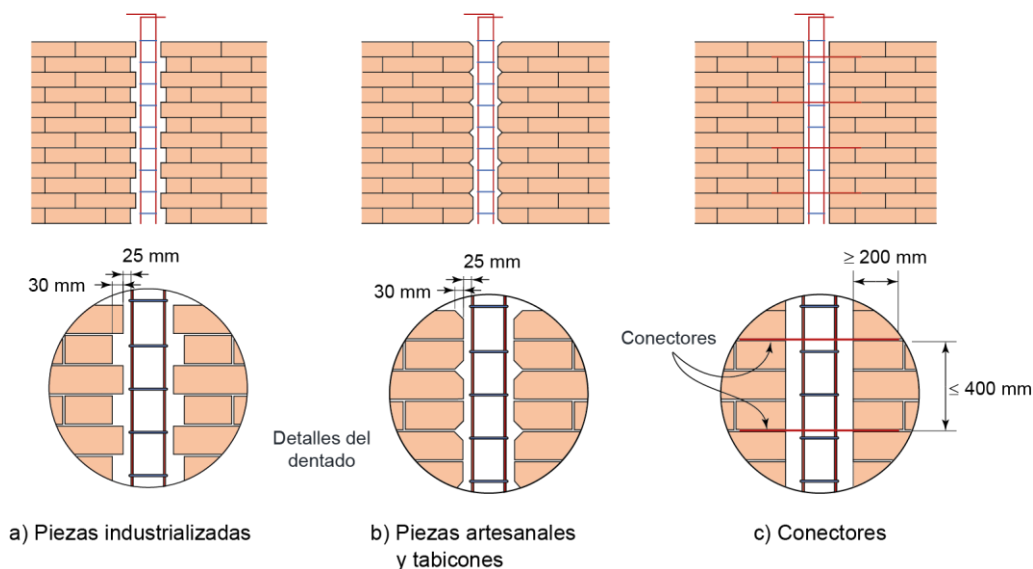


Figura 10.2.4.3.1 – Dentado y conectores

Comentario:

Los bordes verticales de muros confinados con castillos externos deben dentarse haciendo cortes en a 45 grados en las piezas o deben colocarse conectores entre muro y castillo (véase 11.1.2 inciso g y definición de dentado en Terminología). Si el muro tiene refuerzo horizontal, se cumple con este requisito. Cuando se usan piezas de arenacemento o arcilla extruida se permite desfasar las piezas en hiladas consecutivas al menos 30 mm.

10.2.4.4 Mortero de relleno y concreto de relleno

10.2.4.4.1 Los huecos deberán estar libres de materiales extraños y de mortero de la junta.

10.2.4.4.2 En castillos y huecos internos se colocará el mortero de relleno o concreto de relleno de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos.

10.2.4.4.3 Se admite la compactación del mortero y concreto, sin hacer vibrar excesivamente el refuerzo. El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores que:

- 500 mm, si el área de la celda es de hasta 8 000 mm² o el espesor del muro es de 100 mm o
- 1.5 m, si el área de la celda es mayor que 8 000 mm² o el espesor del muro es mayor o igual a 120 mm.

Comentario:

Se recomienda retirar el exceso de mortero de junteo en los huecos de las piezas en donde se colocará el mortero o concreto de relleno, hilada por hilada.

10.2.4.4.4 Si por razones constructivas se interrumpiera la construcción del muro en ese día, el concreto o mortero de relleno deberá alcanzar hasta la mitad de la altura de la pieza de la última hilada (fig. 10.2.4.4.4).

10.2.4.4.5 En muros con piezas huecas y multiperforadas sólo se rellenarán las celdas de las primeras (fig. 10.2.4.4.4) y los huecos de las piezas multiperforadas deberán rellenarse de acuerdo con 10.2.4.1.4.

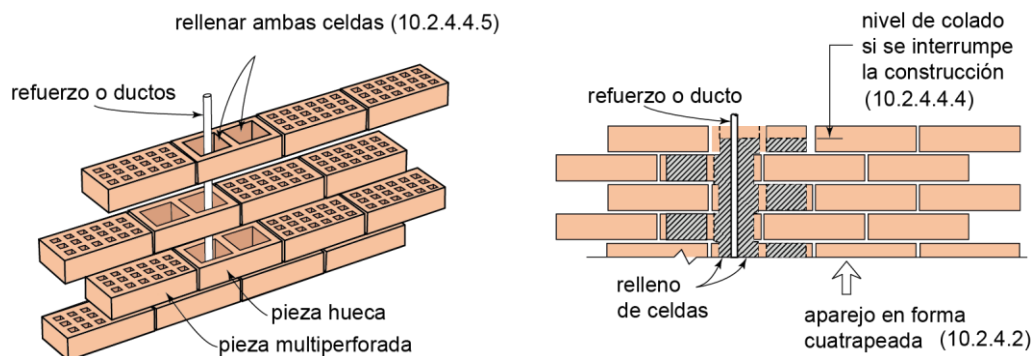


Figura 10.2.4.4.4 – Relleno de piezas

10.2.4.5 Refuerzo

10.2.4.5.1 El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado.

10.2.4.5.2 El recubrimiento, separación y traslapes mínimos, así como el refuerzo horizontal colocado en las juntas, serán los que se especifican en 4.2.

10.2.4.5.3 No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales, ni traslape de mallas de alambre soldado en una sección vertical del muro, ni de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente en la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

10.2.4.5.4 No se permite doblar el refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente una vez iniciada la colocación del mortero o concreto de relleno; las piezas huecas se deben insertar ya sea dejando un traslape intermedio en la altura del muro o utilizando piezas huecas con ranuras verticales en la pared lateral (fig. C10.2.4.5.4).

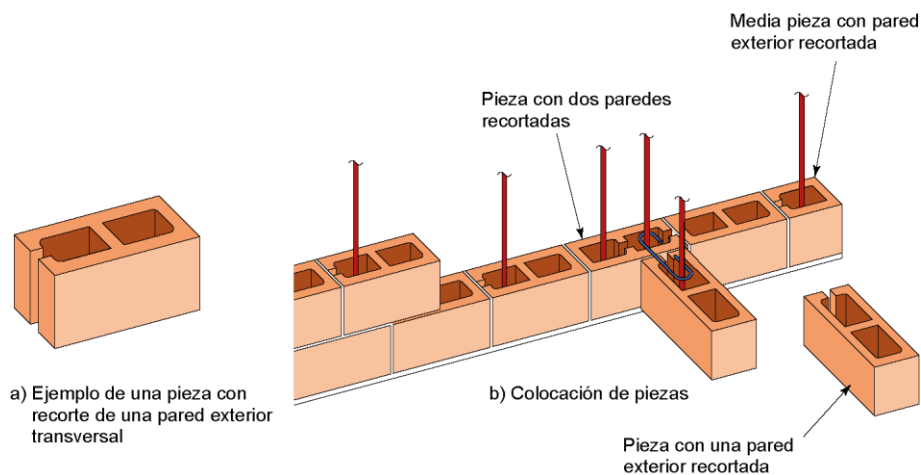


Figura C10.2.4.5.4 – Piezas con paredes ranuradas para facilitar su colocación, a) pieza hueca con ranura vertical en pared lateral, b) Colocación de piezas con una y dos ranuras verticales para insertar las piezas en forma lateral, en vez de por el extremo superior del refuerzo.

Comentario:

La colocación del refuerzo vertical en muros con refuerzo interior se debe prever desde el proyecto para evitar doblar el refuerzo al insertar las piezas. Puede hacerse utilizando traslapes a una altura tal que el trabajador pueda insertar las piezas. La altura del traslape debe indicarse en los planos. Alternativamente pueden usarse piezas huecas con una ranura vertical en la pared lateral que permita insertar la pieza por dicha ranura. Ocasionalmente se requiere que la pared central de la pieza también esté ranurada para incluir refuerzo vertical en ambas celdas.

Cuando se use esta solución debe indicarse en las notas de materiales de los planos el uso de estas piezas ya sea que se adquieran con la o las ranuras hechas por el fabricante o que éstas se hagan en obra (fig. C10.2.4.5.4).

10.2.4.6 Tuberías y ductos

10.2.4.6.1 Se deberá verificar que las instalaciones hidráulicas, sanitarias y eléctricas no interfieren con las dalas ni los castillos, ya sean internos o externos, o en su caso, con el refuerzo interior en los muros.

10.2.4.6.2 Para garantizar el cumplimiento de 10.2.4.8, en el caso de muros confinados construidos con piezas multiperforadas se deberá indicar en los planos estructurales la localización de piezas “doble hueco” para alojar tuberías y/o ductos.

10.2.4.6.3 No se permite colocar tuberías ni ductos en castillos que tengan función estructural, sean externos o internos, o en celdas reforzadas verticalmente como las dispuestas en los Capítulos 6 y 7, respectivamente.

Comentario:

La inclusión de ductos en castillos reduce significativamente el área de la sección y dificulta el colado. Lo anterior se traduce en un deterioro del confinamiento de los muros.

10.2.4.6.4 Las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias se deberán colocar sin dañar los muros, de modo que la resistencia a flexocompresión y cortante se preserve.

10.2.4.6.5 Las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas dentro del muro, deberán satisfacer 10.2.4.7, 10.2.4.8 y 10.2.4.9. Si no pueden satisfacerse estos requisitos, las instalaciones se deberán colocar fuera del muro o en un muro adosado que no tendrá fines estructurales (fig. 10.2.4.6.5).

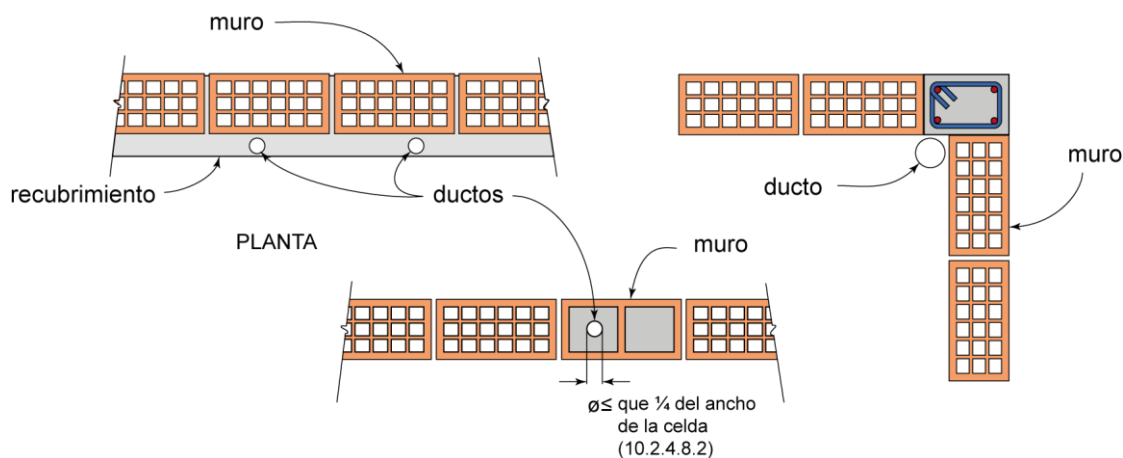


Figura 10.2.4.6.5 – Ejemplos de ductos fuera del muro o en piezas huecas

Comentario:

Es muy importante que las instalaciones, tanto eléctricas como hidrosanitarias, no reduzcan la resistencia y capacidad de deformación de los muros supuesta en el diseño. Para evitarlo, en el diseño, deberá contemplarse la ubicación de instalaciones tales como cisternas, tanques de almacenamiento de agua, cárcamos de bombeo, subestaciones eléctricas, así como la trayectoria de todos los ductos. Debe hacerse una conciliación entre los distintos proyectos: arquitectónico, estructural, eléctrico, hidrosanitario, etc.

No es adecuado que el proyecto estructural se desarrolle independientemente del de instalaciones y que posteriormente las trayectorias de las tuberías sean resueltas en obra, sin ninguna planeación, haciendo indiscriminadamente ranuras en los muros. Este problema se ilustra en la fig. C10.2.4.6.5.a:

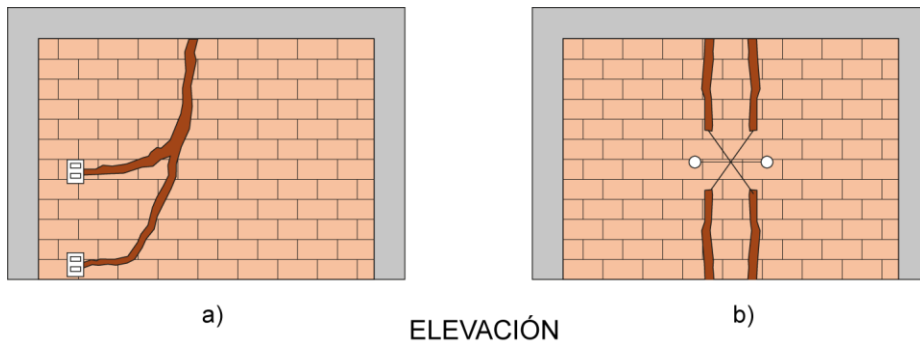


Figura C10.2.4.6.5.a – Ranuras inapropiadas en muros. a) Instalación de ductos eléctricos en habitaciones, b) Instalaciones hidrosanitarias en baños

Otro problema importante es la instalación de cajas grandes para la concentración de las instalaciones eléctricas, empotradas en los muros, que no fueron consideradas en el diseño. Esto ocurre generalmente en algunos muros de los niveles inferiores, por ejemplo, en planta baja (fig. C10.2.4.6.5.b).

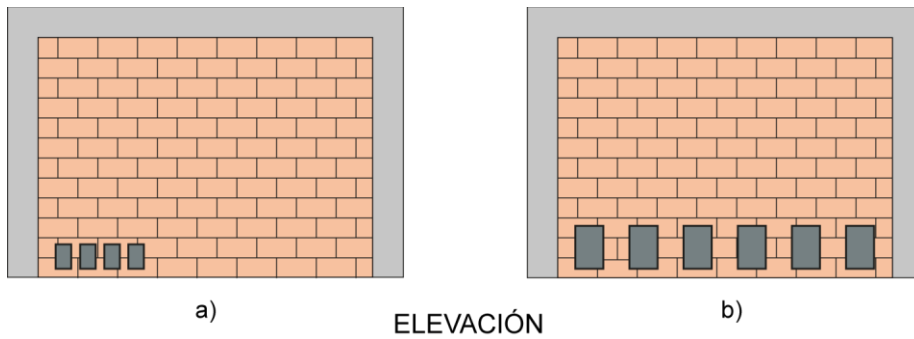


Figura C10.2.4.6.5.b – Cajas para instalaciones eléctricas: a) cajas de contactos, b) cajas de concentraciones eléctricas

El hecho de hacer ranuras o perforar los muros de mampostería para alojar ductos o cajas eléctricas reduce su resistencia y rigidez, lo que, a su vez, puede producir efectos de torsión y el incremento del periodo de la estructura. El incremento del periodo puede aumentar las acciones sísmicas, ya que las estructuras tienen usualmente un periodo corto que se encuentra en la rama ascendente del espectro de respuesta.

En ninguna circunstancia se podrán colocar tubos, para la conducción de aguas pluviales o sanitarias, de diámetros considerables, por ejemplo, de tres cuartas partes del espesor del muro o mayores, interrumpiendo el muro por medio de castillos, a menos que este considerado en el proyecto estructural. De no haber sido considerado, este procedimiento altera, de manera importante, la resistencia y rigidez del muro y por ende de la estructura. Este problema se repite frecuentemente en todos los muros coincidentes de los niveles inferiores dado que el tubo debe llegar al drenaje.

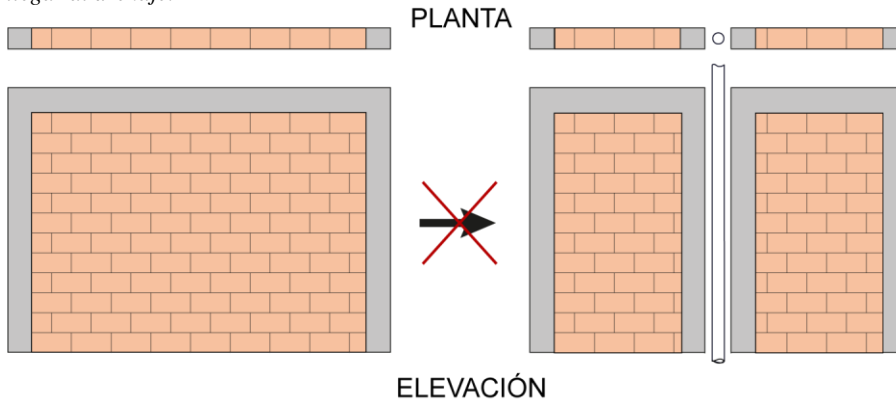


Figura C10.2.4.6.5.c – División de muros en obra para colocar tubería, no considerada en el proyecto estructural. Los ductos pueden adosarse al muro colocándoles un recubrimiento, por ejemplo, en cocinas, o bien para ductos de drenaje de aguas pluviales o residuales (fig. 10.2.4.6.5).

Una posible solución es generar ductos explícitos para este objetivo o colocarlos en una esquina (fig. 10.2.4.6.5).

10.2.4.7 Tuberías y ductos en piezas macizas (sin huecos)

10.2.4.7.1 Se permitirá ranurar el muro para alojar tuberías o ductos siempre que:

- a) la profundidad de la ranura no exceda de la cuarta parte del espesor de la mampostería del muro ($t/4$) (fig. 10.2.4.7.1.a)

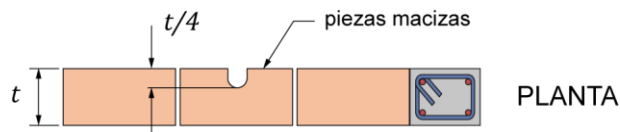


Figura 10.2.4.7.1.a – Profundidad de ranuras

- b) el recorrido sea vertical
 c) el recorrido no sea mayor que la mitad de la altura libre del muro ($H/2$)
 d) la ranura se separe del castillo por lo menos 500 mm (fig. 10.2.4.7.1.b).

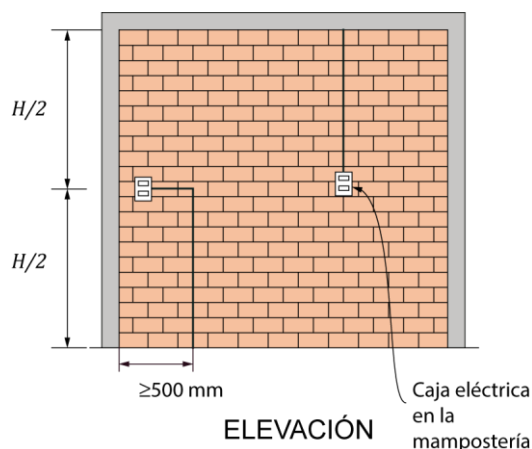


Figura 10.2.4.7.1.b – Ranuras en muros

- e) Las aberturas realizadas en muros para alojar instalaciones eléctricas deberán cumplir con lo especificado en 6.2.6 y 7.1.11 en muros confinados y reforzados interiormente, respectivamente.

Comentario:

Esta especificación tiene como objetivo el no disminuir la capacidad ni la rigidez del muro. Se hace notar que cuando las piezas son de concreto y estas son muy resistentes $f_p > 10 \text{ MPa}$ (100 kg/cm^2) es difícil hacer la ranura sin que se genere el despostillamiento de la pieza, por lo que se recomienda se haga una prueba previamente.

Es recomendable rellenar el espacio entre el ducto y la pieza con mortero de alta resistencia o mortero de alta resistencia de baja contracción ('grout') y colocar una malla para reforzar la superficie del muro, recibir el aplanado y evitar que aparezcan fisuras. En caso de que se requieran varios ductos se pueden sustituir las piezas macizas por piezas doble hueco con resistencia similar y de material igual, arcilla o concreto, para alojar los ductos de instalaciones, cuyo diámetro no deberá exceder de $1/4$ del ancho de la celda (10.2.4.8.2).

En las piezas doble hueco donde se coloquen instalaciones, los espacios entre tubo y pieza deberán ser rellenadas con mortero. Esto relleno tiene la finalidad de igualar, en lo posible, la capacidad de la pieza hueca con la de una pieza maciza (fig. 10.2.4.4.4).

10.2.4.8 Tuberías y ductos en piezas multiperforadas

10.2.4.8.1 No se permite ranurar el muro para alojar ductos o tuberías. Estos se deberán instalar en el interior de celdas de piezas huecas rellenas de mortero o concreto (fig. 10.2.4.6.5).

10.2.4.8.2 El diámetro del ducto no deberá ser mayor que una cuarta parte del ancho de la celda de la pieza.

Comentario:

En piezas multiperforadas, ya sean de arcilla o de concreto, no se permite hacer ranuras debido a que se altera el comportamiento mecánico de las piezas. Para alojar las instalaciones en muros de piezas multiperforadas se deberán utilizar piezas doble hueco y rellenar el espacio entre el ducto y la pieza con mortero. La limitación en el diámetro de la tubería y posterior relleno de mortero tiene la finalidad de garantizar que no se deteriore la resistencia del muro.

10.2.4.9 Tuberías en muros reforzados interiormente

10.2.4.9.1 En muros con piezas huecas no se podrán alojar tubos o ductos en celdas con refuerzo.

10.2.4.9.2 Las celdas con tubos y ductos deberán ser rellenas con concreto o mortero de relleno (véase 2.5.5).

10.2.4.10 Construcción de muros

10.2.4.10.1 En la construcción de muros, además de los requisitos de las secciones anteriores, se cumplirán los requisitos a) a e) siguientes:

- a) Todos los muros que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí (6.2.1, 7.1.6.3 y 7.1.10), salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento
- b) Las superficies de las juntas de construcción deberán estar limpias y rugosas. Se deberán humedecer en caso de usar piezas de arcilla
- c) Los muros de fachada que reciban recubrimiento de materiales pétreos naturales o artificiales deberán llevar elementos suficientes de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos
- d) Durante la construcción de todo muro se tomarán las precauciones necesarias para garantizar su estabilidad en el proceso de la obra, tomando en cuenta posibles empujes horizontales, incluso viento y sismo
- e) En muros reforzados con mallas de alambre soldado y recubrimiento de mortero, la superficie deberá estar saturada y libre de materiales que afecten la adherencia del mortero.

10.2.4.11 Tolerancias

- a) En ningún punto, el eje de un muro que tenga función estructural distará más de 20 mm de la posición indicada en los planos
- b) Para efectos de inspección se aceptarán los muros que cumplan con las tolerancias constructivas que se especifican en la tabla 10.2.4.11.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 10.2.4.11 – Tolerancias en las dimensiones reales de muros^[3]

Parámetro	Muros que recibirán recubrimiento	Muros aparentes
a) Nivel de enrase	±5 mm	±5 mm
b) Desplomo del muro	0.004 h y no mayor que 15 mm	0.004 h y no mayor que 10 mm
c) Desviación de la vertical en la cara de alineación Desviación de la vertical en piezas sobresalientes en la cara posterior a la alineación	0.004 h , y no mayor que 15 mm ±5 mm	0.004 h , y no mayor que 15 mm ±5 mm
d) Desalineación horizontal del eje del muro (de la cara del proyecto)	0.004 h , y no mayor que 20 mm	0.004 h , y no mayor que 10 mm en 3 m
e) Longitud del muro y posición de los extremos	±20 mm	±10 mm
f) Desviación del nivel de la junta horizontal	0.002 L ^[1] y no mayor que 10 mm	0.004 L ^[1] y no mayor que 5 mm en 3 m
g) Dimensiones de aberturas para puertas y ventanas	±10 mm muro estructural ±20 mm muro no estructural	±10 mm muro estructural ±10 mm muro no estructural
h) Descuadre de aberturas para puertas y ventanas	0.003 L ^[1] o 0.003 h ^[2] según aplique y no mayor que 3 mm	0.003 L ^[1] o 0.003 h ^[2] según aplique y no mayor que 3 mm

^[1] **L** es la longitud del muro o del vano

^[2] **h** es la altura del muro, la altura del vano o la distancia entre puntos de máxima desviación

^[3] En la fig. 10.2.4.11 se ejemplifican las tolerancias en la geometría de los muros.

10.2.4.12 Muros no estructurales

10.2.4.12.1 Los muros divisorios no estructurales deberán indicarse en planos y detallarse de modo de garantizar su estabilidad lateral y que no contribuyan a la rigidez lateral ni a resistir fuerzas verticales o laterales (fig. 8.2.3).

10.2.4.13 Acabados de muros

10.2.4.13.1 En los pasillos y escaleras que formen parte de la ruta de evacuación por emergencia de una edificación, la fijación de los acabados deberá detallarse y construirse para evitar su desprendimiento y el bloqueo de la circulación.

Comentario:

Para mayor información sobre herramientas, medios auxiliares, procesos constructivos de los muros consultar la norma NMX-C-529-ONNCCE-2020 Procedimientos Constructivos para Muros de Mampostería- Requisitos.

10.3 Construcción de mampostería de piedras naturales

10.3.1 Piedras

10.3.1.1 Las piedras que se emplean deberán estar limpias y sin rajaduras.

10.3.1.2 No se emplearán piedras que presentan forma de laja o con cantos rodados.

10.3.1.3 Las piedras se mojarán antes de usarlas.

10.3.2 Mortero

10.3.2.1 El mortero se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable. Para el mezclado y remezclado se respetarán los requisitos en 10.2.3.2.5.

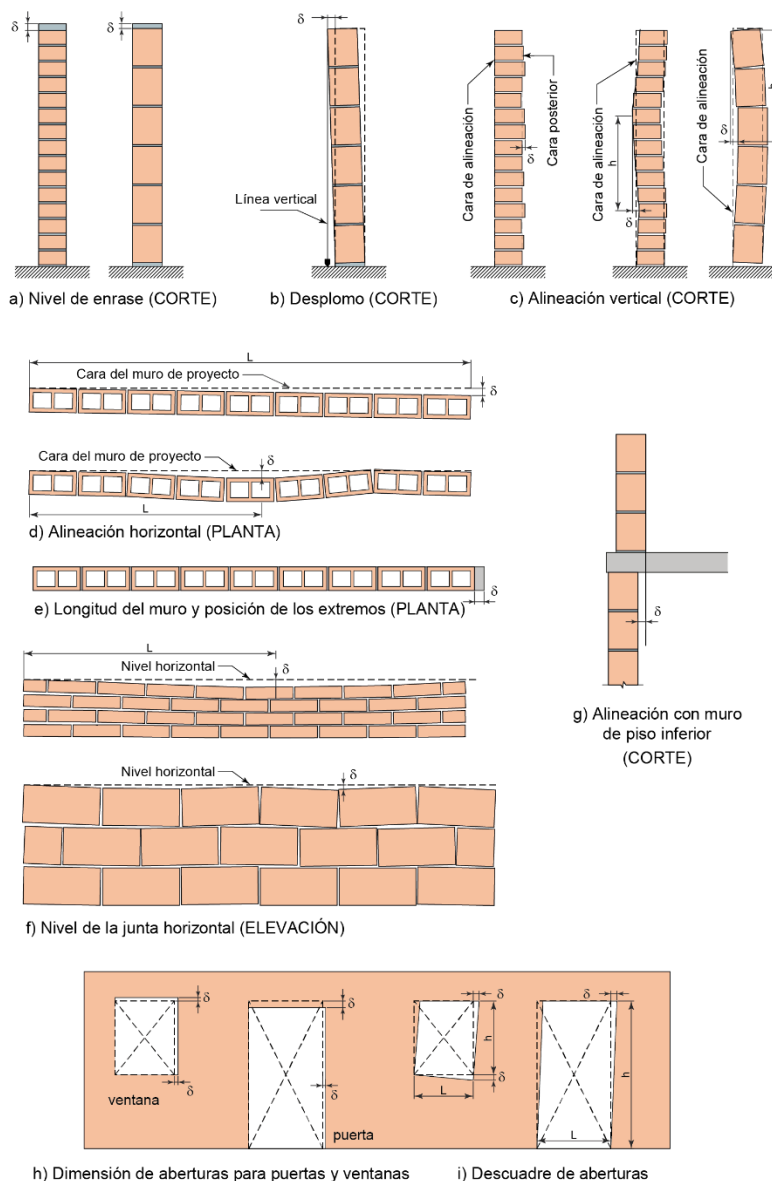


Figura 10.2.4.11 – Tolerancias constructivas

10.3.3 Procedimiento constructivo

10.3.3.1 La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana.

10.3.3.2 En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos.

10.3.3.3 Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones.

10.3.3.4 Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras.

10.3.3.5 Los vacíos se rellenarán completamente con piedras pequeñas y mortero.

10.3.3.6 Deberán usarse piedras a tizón (que cubran el espesor del muro), que ocuparán por lo menos una quinta parte del área del paramento y estarán distribuidas en forma regular.

10.3.3.7 No deberán existir planos definidos de falla transversales al elemento.

10.3.3.8 Se respetarán, además, los requisitos de 10.2.4.10 que sean aplicables.

10.4 Construcción de cimentaciones

10.4.1 Las cimentaciones se ejecutarán según lo especificado en el Capítulo 7 de la NTC-Cimentaciones.

10.4.2 Si la cimentación es de concreto, se cumplirá con lo indicado en el Capítulo 9 de la NTC-Concreto.

10.4.3 Si la cimentación es de mampostería de piedras naturales se seguirá lo señalado en 10.3.3 de esta norma.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

11. INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA

11.1 Inspección

11.1.1 Antes de la construcción de muros de mampostería

11.1.1.1 Se deberá verificar que la cimentación se haya construido con las tolerancias señaladas en la NTC-Concreto, si la cimentación es de concreto, y con las especificaciones de la sección 9.4 de esta norma, si la cimentación es de mampostería.

11.1.1.2 Se revisará que el refuerzo longitudinal de castillos, o el vertical de muros, esté anclado y en la posición señalada en los planos estructurales. Se hará énfasis en que se cumpla con 4.2.6 y 4.2.7.

11.1.2 Durante la construcción

Se revisará que:

- a) Las piezas sean del tipo y tengan la calidad especificados en los planos de construcción
- b) Las piezas artesanales de arcilla estén sumergidas en agua al menos 2 h antes de su colocación, y las piezas extruidas de arcilla 5 min y que las piezas no alteren el mortero al colocarlas ya sea aportando o absorbiendo agua (ver 10.2.3.1.5.b)
- c) Las piezas de concreto estén secas y que se rocíen con agua justo antes de su colocación
- d) Las piezas estén libres de polvo, grasa, aceite o cualquier otra sustancia o elemento que reduzca la adherencia o dificulte su colocación
- e) Las barras de refuerzo sean del tipo, diámetro y grado indicado en los planos de construcción
- f) El aparejo sea cuatrapeado
- g) Los bordes verticales de muros confinados con castillos externos estén dentados o que cuenten con conectores o refuerzo horizontal
- h) El refuerzo longitudinal de castillos o el interior del muro esté libre de polvo, grasa o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia, y que su posición de diseño esté asegurada durante el colado
- i) El refuerzo horizontal sea continuo en el muro, sin traslapes, y anclado en los extremos con ganchos a 90 grados colocados en el plano del muro
- j) El mortero no se fabrique en contacto con el suelo o sin control de la dosificación
- k) El relleno de los huecos verticales en piezas huecas se realice a la altura máxima especificada en los planos
- l) Las juntas verticales y horizontales estén totalmente rellenas de mortero
- m) Si se usan tabiques multiperforados, que el mortero penetre en las perforaciones la distancia indicada en los planos, pero no menos de 10 mm
- n) El espesor de las juntas no exceda el valor indicado en los planos de construcción
- o) El desplomo, alineación, longitudes y descuadres de los muro deberán cumplir con las tolerancias de 10.2.4.11
- p) En castillos internos, el concreto o mortero de relleno haya penetrado completamente, sin dejar huecos
- q) En muros reforzados con malla soldada de alambre, los conectores de anclaje estén firmemente instalados en la mampostería y concreto, con la separación señalada en los planos de construcción
- r) Los muros transversales de carga que lleguen a tope estén conectados con el muro ortogonal
- s) Las aberturas en muros, estén reforzadas o confinadas en sus bordes
- t) Los pretiles cuenten con castillos y dalas o refuerzo interior.

11.2 Control de obra

11.2.1 Alcance

11.2.1.1 Las disposiciones de control de obra son aplicables a cada edificación y a cada empresa constructora que participe en la obra.

11.2.2 Muestreo y ensayos

11.2.2.1 Mortero para pegar piezas

11.2.2.1.1 Se tomarán como mínimo seis muestras por cada lote de 3 000 m² o fracción de muro construido. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos dos muestras serán de la planta baja en edificaciones de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entresuelo en edificios de más niveles.

11.2.2.1.2 Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Cada muestra estará compuesta de tres probetas cúbicas. La elaboración, curado, ensayo y determinación de la resistencia de las probetas se hará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE-2015, pero utilizando la arena usada en la obra. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayos se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

Comentario:

Dado que un lote de 3000 m² equivale aproximadamente a 100 m³ de mortero para el junteo de tabiques, siendo esta una cantidad considerable de mortero, se recomienda considerar como fracción de muro construido las cantidades de mortero que establece la norma NMX-C-486-ONNCCE-2014 que es una muestra por cada revoltura en donde se usen 500 kg de cementantes para mortero hecho en obra, 7 m³ de mortero si es premezclado o 20 t de mortero si es predosificado seco.

11.2.2.2 Mortero de relleno y concreto de relleno

11.2.2.2.1 Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3 000 m² o fracción de muro construido. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos una muestra será de la planta baja en edificaciones de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entresuelo en edificios de más niveles.

Comentario:

Ver el comentario de 11.2.2.1.2, válido para mortero de relleno.

11.2.2.2.2 Para el control de la resistencia del mortero en obra, se utilizará la resistencia media conforme a lo indicado en la norma NMX-C-486-ONNCCE-2014.

11.2.2.2.3 Para el control en obra de las propiedades del mortero en estado fresco tales como porcentaje de retención de agua, fluidez y revenimiento se aplicará lo indicado en la norma NMX-C-486-ONNCCE-2014.

11.2.2.2.4 Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Cada muestra estará compuesta de tres probetas cúbicas en el caso de morteros, y de tres cilindros en el caso de concretos de relleno. La elaboración, curado, ensayo y determinación de la resistencia de las probetas de mortero se hará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE-2015. La elaboración, curado y ensayo de cilindros de concreto de relleno se hará de acuerdo con las normas NMX-C-159-ONNCCE-2016 y NMX-C-083-ONNCCE-2014. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayos se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

11.2.2.3 Piezas

11.2.2.3.1 Para el muestreo de piezas se tomará, como mínimo, una muestra por cada lote de 3 000 m² o fracción de muro construido con cada tipo de pieza.

11.2.2.3.2 Cada muestra estará compuesta por 5 piezas de mampostería.

11.2.2.3.3 El ensayo y determinación de la resistencia de las piezas se hará según lo especificado en la norma NMX-C-036-ONNCCE-2013.

11.2.2.3.4 Las piezas se ensayarán con la edad a la que llegan a la obra más el tiempo que indica la norma mexicana para su preparación y ensayo.

11.2.2.3.5 Los ensayos se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

11.2.2.4 Mampostería

11.2.2.4.1 Para estructuras del Subgrupo B1 se deberán de realizar al inicio de la obra nueve muestras por cada lote de 3000 m² o fracción de muro construido con cada tipo de pieza.

11.2.2.4.2 Las probetas se elaborarán con los materiales, mortero y piezas, usados en la construcción de los muros.

11.2.2.4.3 Cada muestra estará compuesta por una pila y un murete.

11.2.2.4.4 Se aceptará elaborar las probetas en laboratorio usando las piezas, la mezcla en seco del mortero y la cantidad de agua empleada en la construcción.

11.2.2.4.5 La elaboración, curado, transporte, ensaye y determinación de las resistencias de las probetas se hará según lo indicado en las normas NMX-C-464- ONNCCE-2010.

11.2.2.4.6 Las muestras se ensayarán a los 28 días de haberse fabricado.

11.2.2.4.7 Los ensayos se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

11.2.2.4.8 Para estructuras del Subgrupo B2 o Tipo II será suficiente con realizar el muestreo de piezas (10.2.2.3) y mortero (10.2.2.1 y 10.2.2.2) y verificar que cumplan con los valores promedio y de diseño establecidos en el proyecto.

Comentario:

Es importante corroborar los valores de diseño de la mampostería considerados en el proyecto al inicio de la obra ya que en la mayoría de los casos estos se obtienen de especificaciones de los fabricantes de piezas y no siempre se tienen las pruebas que realizó el fabricante en un laboratorio acreditado.

Para las estructuras del grupo B1 se solicita que se hagan pilas y muretes para comprobar los valores de diseño de la mampostería considerados en el diseño.

Las estructuras se clasifican dentro del grupo B1 de acuerdo con el Reglamento, por su altura y área construida, a aquellas con 30 m y 6,000 m² para zona I y II y más de 15 m y 3,000 m² para zona III.

Para las estructuras del grupo B2 de acuerdo con el Reglamento se considera suficiente obtener los valores de diseño de la mampostería mediante ensayos de piezas y mortero para verificar la resistencia a compresión considerada en el proyecto.

Para estructuras clasificadas como Tipo II, según estas normas, se admite no hacer ensayos, sin embargo deben tomarse valores conservadores de la resistencia de diseño y cumplir con la calidad del procedimiento constructivo.

11.2.2.5 Penetración del mortero en piezas multiperforadas

11.2.2.5.1 Se aceptará la aplicación de cualquiera de los procedimientos siguientes:

- a) Penetración del mortero. Se determinará la penetración del mortero retirando una pieza multiperforada en un muro de planta baja si el edificio tiene hasta tres niveles, o de planta baja y primer entpiso si el edificio tiene más niveles
- b) Consumo de mortero. Se controlará el consumo de mortero que penetra en las perforaciones de las piezas, adicional al colocado en las juntas horizontal y vertical, en todos los muros de planta baja, si el edificio tiene hasta tres niveles, o de planta baja y primer entpiso si el edificio tiene más niveles.

11.2.3 Criterio de aceptación**11.2.3.1 De morteros y mampostería**

11.2.3.1.1 El criterio de aceptación se basa en que la resistencia de diseño, especificada en los planos de construcción, sea alcanzada por lo menos por el 98 por ciento de las probetas. Es decir, se deberá cumplir que

$$z' \geq \frac{\bar{z}}{1 + 2.5c_z} \quad (11.2.3.1.1)$$

donde:

- z' resistencia de diseño de interés (f'_j del mortero o del mortero o concreto de relleno, f'_m y v'_m de la mampostería);
- \bar{z} resistencias medias de las muestras obtenidas según 11.2.2; y
- c_z coeficiente de variación de la resistencia de interés de las muestras, que en ningún caso será menor que 0.20 para la resistencia a compresión de los morteros o de los concretos de relleno y que lo indicado en las secciones 2.8.1.3 y 2.8.2.4 para pilas y muretes, respectivamente.

11.2.3.2 *De la penetración del mortero en piezas multiperforadas*

11.2.3.2.1 Si se opta por 11.2.2.5.a, la penetración media del mortero, tanto en la junta superior como en la inferior de la pieza, será de 10 mm, a menos que los planos de construcción especifiquen otros valores mínimos.

11.2.3.2.2 Se aceptará si, aplicando 11.2.2.5.b, el consumo de mortero varía entre 0.8 y 1.2 veces el consumo indicado en los planos de construcción.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

12. ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS TIPO II

12.1 Consideraciones generales

12.1.1 Para el análisis y diseño de estructuras Tipo II (véase 1.6), se permite el uso de valores predeterminados de las propiedades de los materiales y los procedimientos de análisis y diseño simplificados a los que se hace referencia en este capítulo.

12.1.2 Se podrán utilizar los métodos más generales para estructuras Tipo I contenidas en los capítulos 1 al 11 en el diseño de estructuras Tipo II.

12.1.3 En la tabla 12.1.3 se muestran las especificaciones de este capítulo que deben cumplirse para estructuras Tipo I y las especificaciones alternativas que se aceptan para el diseño de estructuras Tipo II.

Tabla 12.1.3 – Disposiciones normativas para estructuras Tipo I (disposiciones generales) y su correspondencia para estructuras Tipo II

	Disposiciones generales	Disposiciones para estructuras Tipo II
Consideraciones generales	Cap. 1	12.1 (adicionalmente)
Materiales	Cap. 2	
Mampostería	2.8	
Resistencia a compresión	2.8.1	12.2.3.1
Resistencia a compresión diagonal	2.8.2	12.2.3.2
Especificaciones generales de análisis y diseño	Cap. 3	12.3
Revisión del cortante resistente de entrepiso	4.1.10	12.3.1.2
Métodos de análisis	3.1	12.3.2
Análisis por cargas laterales	3.1.3	12.3.2.4
Mampostería confinada	Cap. 6	12.4
Alcance	6.1	No aplica
Espesor y relación altura a espesor de los muros	6.1.3	12.4.1
Castillos y dalas	6.2	12.4.2
Dimensiones de castillos	6.2.1.1.b	12.4.2.1
Dimensiones de dalas	6.2.1.2.b	12.4.2.2
Refuerzo transversal	6.2.3.3	12.4.2.3
Detallado de refuerzo de castillos y dalas	6.2.4.2	No Aplica
Muros con aberturas	6.2.6.1	12.4.2.4
Resistencia a cargas laterales	6.5	12.4.3
Mampostería reforzada interiormente	Cap. 7	12.5
Espesor de los muros	7.1.2	12.5.1
Muros con aberturas	7.1.11	12.5.3
Resistencia a cargas laterales	7.4	12.5.4
Construcción	Cap. 10	12.6
Inspección y control de obra	Cap. 11	12.7

Comentario:

En la versión 2017 de la NTC-Mampostería se creó una categoría de estructuras de mampostería para aquellas de tamaño reducido y que pertenecieran al Subgrupo B2 o Grupo C, con la intención de permitir el uso de criterios de análisis, diseño y construcción más simples y conservadores. En la versión 2023 se decidió renombrar la categoría como Tipo II y reunir los criterios simplificados de análisis y diseño en este capítulo.

12.2 Materiales

12.2.1 Los materiales para estructuras Tipo II deberán cumplir con las disposiciones del Capítulo 2.

12.2.2 La resistencia de diseño a compresión y la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería podrán determinarse de acuerdo con 12.2.3.1 y 12.2.3.2, respectivamente.

12.2.3 Mampostería

12.2.3.1 Resistencia de diseño a compresión

12.2.3.1.1 Para el diseño podrán emplearse los valores de f'_m que se presentan en la tabla 12.2.3.1.2, en donde el mortero debe satisfacer los requisitos de 2.5.

12.2.3.1.2 Para hacer uso de los valores de f'_m dados en la tabla 12.2.3.1.2, se deberán cumplir con a), b) y c) de 2.8.1.4.3. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con 2.8.1.3.

Tabla 12.2.3.1.2 – Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f'_m , para algunos tipos de piezas, sobre área bruta

Tipo de pieza	f'_m , MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	1.5 (15)
Tabique de arcilla extruido	2.0 (20)
Bloque de concreto	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón)	1.5 (15)

12.2.3.2 Resistencia de diseño a compresión diagonal

12.2.3.2.1 Para el diseño de estructuras Tipo II se podrán emplear los valores de v'_m que se presentan en la tabla 12.2.3.2.2, en donde el mortero debe satisfacer 2.5.

12.2.3.2.2 Para hacer uso los valores de v'_m de la tabla 12.2.3.2.2 se deberá cumplir con a), b) y c) de 2.8.1.4.3. Para otros casos se deberá determinar v'_m de acuerdo con 2.8.2.4.

Tabla 12.2.3.2.2 – Resistencia de diseño a compresión diagonal, v'_m , para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta

Pieza	v'_m , MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	0.2 (2)
Tabique de arcilla extruido	0.2 (2)
Bloque de concreto	0.2 (2)
Tabique de concreto (tabicón)	0.2 (2)

Comentario:

En las tablas 12.2.3.1.2 y 12.2.3.2.2 se dan valores indicativos de la resistencia de diseño a compresión y a compresión diagonal de la mampostería para las piezas más comunes, respectivamente. Los valores son aplicables al diseño de estructuras Tipo II para las cuales no es necesario conocer experimentalmente la resistencia de las piezas. Los valores de la tabla son conservadores para ser utilizados en este tipo de estructuras. Para casos no cubiertos en esa tabla, o cuando se quiera obtener una determinación más precisa de la resistencia, es necesario recurrir a ensayos de los materiales específicos que se vayan a emplear.

12.3 Especificaciones generales de análisis y diseño

12.3.1 Consideraciones generales

12.3.1.1 En el diseño de estructuras Tipo II se deberá cumplir con lo especificado en 4.1.

12.3.1.2 Cuando se use el método simplificado de análisis por cargas laterales que se describe en 12.3.2.4, no será necesario hacer la revisión descrita en 4.1.10.

12.3.2 Métodos de análisis

12.3.2.1 Se determinarán las fuerzas y momentos de diseño por cargas verticales de acuerdo 3.1.2.2.

12.3.2.2 Las fuerzas y momentos de diseño debidos a cargas laterales se calcularán de acuerdo con 12.3.2.4.

12.3.2.3 Los efectos de temperatura se determinarán mediante lo dispuesto en 3.1.4.

12.3.2.4 Método simplificado de análisis por cargas laterales

12.3.2.4.1 Para determinar las fuerzas y momentos internos que actúan en los muros, las estructuras Tipo II se analizarán con el método simplificado cuyos requisitos se encuentran en 12.3.2.4.2. En caso de que la estructura no cumpla con los requisitos 12.3.2.4.2, el análisis se realizará siguiendo los requisitos de 3.1.3.

12.3.2.4.2 Será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro o segmento es proporcional a su área transversal, ignorar los efectos de torsión, de momento de volteo y de flexibilidad de diafragma, y emplear el método estático de la NTC-Sismo para la determinación de las fuerzas sísmicas, cuando se cumplan simultáneamente los requisitos a) a j) siguientes:

- En cada planta, incluyendo a la apoyada en la cimentación, al menos 75 por ciento de las cargas verticales estén soportadas por muros continuos en elevación desde la cimentación y ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte
- Dichos muros tendrán distribución con respecto a dos ejes ortogonales tal que el valor absoluto de la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no exceda 10 por ciento de la dimensión en planta del entrepiso medida paralelamente a dicha excentricidad, B

La excentricidad torsional podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, A_E , con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área efectiva total de los muros orientados en la dirección de análisis (fig. 12.3.2.4.2.a)

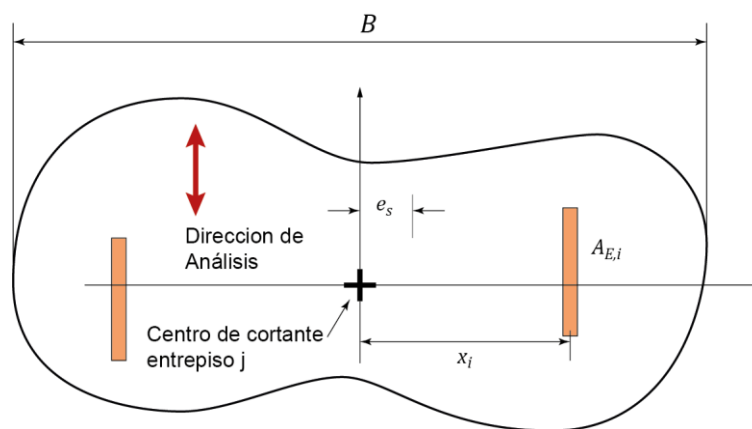


Figura 12.3.2.4.2.a – Excentricidad estática calculada por el método simplificado para estructuras Tipo II

donde A_E es el producto del área bruta de la sección transversal del muro, A_T , por el factor F_{AE} , que está dado por la ec. 12.3.2.4.2.a.

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H} \right)^2 \leq 1 \quad (12.3.2.4.2.a)$$

- En todos los pisos, y en cada dirección de análisis, se colocarán como mínimo dos muros de carga (o sistemas de muros) perimetrales paralelos, cada uno con una longitud total al menos igual a la mitad de la dimensión en planta del edificio en la dirección de análisis (fig. 12.3.2.4.2.b)

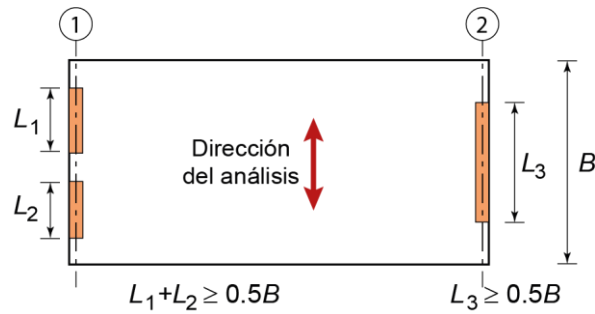
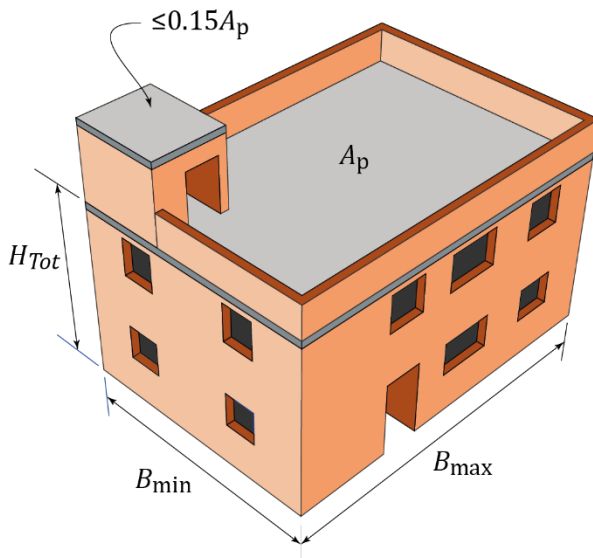


Figura 12.3.2.4.2.b – Requisito sobre la longitud de muros de carga perimetrales paralelos (se muestra sólo una dirección por claridad)

- d) La relación entre la dimensión mayor y menor de la planta no debe exceder de 2.0 (fig. 12.3.2.4.2.c)
- e) La altura de la estructura entre la dimensión menor en planta no excederá 1.5
- f) La altura de la estructura, H_{Tot} , no es mayor que 5.5 m, en no más de dos niveles a partir del nivel del terreno y sin tomar en cuenta los pretilas de azotea, contando la planta baja como nivel uno y la planta alta como nivel dos
- g) Si, además de los dos niveles existe un apéndice, como un cubo de escaleras o un cuarto en la azotea, el área de dicho apéndice no será mayor que 15 por ciento del área de la planta alta (fig. 12.3.2.4.2.c)



- Muros de carga desde cimentación;
 - Distribución uniforme de muros en ambas direcciones;
 - Excentricidad $e_s \le 0.1B$;
 - Muros perimetrales $\sum Li \ge 0.5B$;
 - Relaciones de aspecto:
 $B_{max}/B_{min} \le 2$; y
 $H_{Tot}/B_{min} \le 1.5$;
 - $H_{Tot} \le 5.5$ m (sin considerar pretil);
 - Máximo dos niveles (sin apéndices);
 - Área total ≤ 250 m² y claros ≤ 4 m ;
- Muros de carga ($\sum P \ge 75\%$ vertical)
- Confinados; o
 - Refuerzo interior.

Figura 12.3.2.4.2.c – Geometría de una estructura Tipo II permitida para ser analizada con el método simplificado

- h) La edificación estará estructurada por muros formando áreas internas aproximadamente rectangulares en planta, cuyo lado corto tenga claros o separación libre de los muros de carga de no más de 4 m
- i) La fuerza cortante total en la dirección de análisis y en cada entrepiso, $V_{u,j}$, se repartirá entre los elementos resistentes en forma proporcional a su área efectiva, A_E , de acuerdo con la ec. 12.3.2.4.2.b

$$V_{u,i} = V_{u,j} \times \frac{A_{E,i}}{\sum A_{E,i}} \tag{12.3.2.4.2.b}$$

- j) La revisión de la resistencia a fuerza cortante de cada muro se hará de acuerdo con 12.4.3 si la estructura es de mampostería confinada y con 12.5.4 si es de mampostería reforzada interiormente.

Comentario:

En la versión 2023 de la NTC-Mampostería se incluye el método simplificado para análisis ante cargas laterales de estructuras Tipo II. Este método es aplicable a estructuras en que la rigidez y resistencia a cargas laterales son proporcionadas por muros de carga. Se limita a edificios de baja altura, con losas continuas en todos los pisos y en los que existen muros largos paralelos en los extremos, que controlan las posibles torsiones (Meli, 1998). Se desprecian así, los efectos de torsión, los efectos bidireccionales, los momentos de volteo y los desplazamientos.

El método tiene implícita una hipótesis elástica en rigidez y una elastoplástica en resistencia. Según la hipótesis elástica, la distribución de fuerzas cortantes se realiza en función de la rigidez lateral relativa de los elementos. La rigidez lateral de los elementos se supone proporcional al área transversal A_T de los muros, aceptando que dominan las deformaciones por cortante en ellos. Esto es aproximadamente cierto en muros largos ($H/L < 0.5$). Para el caso de muros cortos ($H/L > 1.33$) la rigidez lateral está dominada por flexión, por lo que es necesaria una corrección de la rigidez lateral mediante el uso del factor de área efectiva F_{AE} .

La hipótesis elastoplástica implica que algunos muros entran en comportamiento no lineal y mantienen su capacidad de carga mientras se alcanza la resistencia de los demás, de modo que todos los muros puedan desarrollar simultáneamente su capacidad resistente antes del colapso (Meli, 1994).

12.3.3 Detallado del refuerzo

12.3.3.1 El detallado del refuerzo de las estructuras Tipo II deberá cumplir con 4.2.

12.4 Mampostería confinada

12.4.1 El espesor de los muros de mampostería, t , no será menor que 100. La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excederá 25.

12.4.2 Castillos y dalas

12.4.2.1 Los castillos tendrán como dimensión mínima 100 mm en la dirección perpendicular al plano del muro, b_c y de 150 mm en la dimensión paralela al muro, h_c . Si el castillo es compartido por dos muros ortogonales, la dimensión de 150 mm sólo será necesaria en una dirección. Estas dimensiones no serán menores que t .

12.4.2.2 Las dimensiones mínimas de la dala serán de 100 mm de ancho, b_c y 150 mm de peralte, h_c , a menos que el muro esté ligado a una losa de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm, en cuyo caso la dala podrá tener el mismo peralte de la losa. En caso de dalas externas, b_c no será menor que t .

12.4.2.3 Se suministrará refuerzo transversal en los castillos y dalas con estribos hechos con alambroón del No. 2 (6.4 mm de diámetro) y esfuerzo especificado de fluencia $f_y = 210$ MPa (2100 kg/cm²), o bien un refuerzo que cumpla con 6.2.3.3. La separación de los estribos, s , no excederá de $1.5t$ ni de 200 mm.

12.4.2.4 Se colocarán elementos de confinamiento con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuyas dimensiones, en el sentido horizontal o vertical, excedan de 600 mm (fig. C6.2.6.4).

12.4.3 Resistencia a cargas laterales**12.4.3.1 Consideraciones generales**

12.4.3.1.1 La resistencia a cargas laterales, V_R , será proporcionada por la mampostería, V_{mR} , y, si se emplea, por el acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado, V_{sR} , de acuerdo con la ec. 12.4.3.1.1.

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \quad (12.4.3.1.1)$$

12.4.3.1.2 La fuerza resistente, V_{mR} , se calculará de acuerdo con 12.4.3.2 y V_{sR} de acuerdo con 12.4.3.3, en las cuales se tomará a $F_R = 0.7$.

12.4.3.1.3 Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado deberá resistir la totalidad de la carga lateral.

12.4.3.1.4 No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas, refuerzo vertical interior ni castillos internos de muros.

12.4.3.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

12.4.3.2.1 La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinará con la ec. 12.4.3.2.1:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T \quad (12.4.3.2.1)$$

donde $A_T = t \times L$ y la longitud del muro L incluye a los castillos.

La carga vertical de compresión, P , que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga.

Comentario:

La única diferencia de la ec. 12.4.3.2.1 con relación a la ec. 6.5.2.1 es que no aparece el factor f que toma en cuenta la relación de aspecto. Ese hecho, da lugar a que la ec. 12.4.3.2.1 subestime la resistencia de los muros largos, $H/L < 1$. Esta simplificación, permite que la resistencia sólo dependa del área transversal de los muros, que, en caso de que el espesor de los mismos sea constante, permite calcular la resistencia como una proporción de la longitud de los muros en la dirección de análisis.

12.4.3.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

12.4.3.3.1 Para el cálculo de la fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se deberán satisfacer 6.5.3.1, 6.5.3.2 y 6.5.3.3.

12.4.3.3.2 La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se calculará con la ec. 12.4.3.3.2.a si las piezas son huecas y con la ec.12.4.3.3.2.b, si las piezas son macizas:

$$V_{sR} = 0.05F_R A_T \quad (V_{sR} = 0.5F_R A_T) \quad \text{si las piezas son huecas} \quad (12.4.3.3.2.a)$$

$$V_{sR} = 0.1F_R A_T \quad (V_{sR} = F_R A_T) \quad \text{si las piezas son macizas} \quad (12.4.3.3.2.b)$$

Comentario:

La ecuación simplificada para calcular la resistencia debida al refuerzo que se muestra en las ecuaciones 12.4.3.3.2.a y 12.4.3.3.2.b son el resultado de aplicar la ec. 6.5.3.4.1.a utilizando la resistencia a compresión de la mampostería que se indica en la Tabla 12.2.3.1.2, el valor de $\eta_s = 0.55$ que le corresponde de acuerdo a la ec. 6.5.3.4.1.g y un valor de $f_{an} = 0.56$ para piezas huecas. En ese caso la resistencia debida al refuerzo se estimó entre $0.46A_T$ y $0.62A_T$ tomando un valor intermedio de $0.5A_T$ (usando kg, cm y kg/cm^2). En el caso de piezas macizas se tomó $f_{an} = 1$, dando lugar a resistencias entre $0.825A_T$ y $1.1A_T$, tomando un valor intermedio de $1.0A_T$ (usando kg, cm y kg/cm^2).

Debido a que la resistencia a compresión de la mampostería se ha supuesto baja, la contribución máxima del refuerzo no depende de la cuantía de refuerzo sino de la capacidad máxima de la mampostería de transmitir las fuerzas que se desarrollan en el refuerzo: $0.1f'_m f_{an}$. Esto implica que, en general, no es necesario usar cuantías mayores a la mínima. Sin embargo, la cuantía de refuerzo nunca debe ser menor que la mínima requerida en 6.5.3.3.

12.4.3.4 Fuerza cortante resistida por mallas de acero soldado

12.4.3.4.1 Si se refuerza la estructura Tipo II con mallas de acero soldado se deberán satisfacer 6.5.4.1 y 6.5.4.2.

12.4.3.4.2 La fuerza cortante resistida por la malla se calculará como se indica en 12.4.3.3. En el cálculo, no se considerará contribución a la resistencia por el mortero.

12.5 Mampostería reforzada interiormente

12.5.1 El espesor de la mampostería de los muros, t , no será menor que 100 mm.

12.5.2 En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , excederá de 25.

12.5.3 Muros con aberturas

12.5.3.1 Se colocarán elementos de refuerzo vertical y horizontal en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda 600 mm (fig. 7.1.11.1). Los elementos de refuerzo vertical y horizontal deberán satisfacer 7.1.11.

12.5.4 Resistencia a cargas laterales

12.5.4.1 Consideraciones generales

12.5.4.1.1 La resistencia a cargas laterales, V_R , será proporcionada por la mampostería, V_{mR} , y, si se emplea, por el refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado, V_{sR} , de acuerdo con la ec. 12.5.4.1.1:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \quad (12.5.4.1.1)$$

12.5.4.1.2 Las resistencia V_{mR} se calculará de acuerdo con 12.5.4.2 y V_{sR} con 12.5.4.3, en las cuales se tomará a $F_R = 0.7$.

12.5.4.1.3 No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto del refuerzo vertical interior de muros.

12.5.4.1.4 Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión, el acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado deberá resistir la totalidad de la carga lateral.

12.5.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

12.5.4.2.1 La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinará con la ec. 12.5.4.2.1:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T \quad (12.5.4.2.1)$$

La carga vertical de compresión, P , que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga.

12.5.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

12.5.4.3.1 Para el cálculo de la fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se deberán satisfacer 7.4.3.1, 7.4.3.2 y 7.4.3.4.

12.5.4.3.2 La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se calculará con la ec. 12.5.4.3.2:

$$V_{sR} = 0.05F_R A_T \quad (V_{sR} = 0.5F_R A_T) \quad (12.5.4.3.2)$$

Comentario:

El resultado está en N, usando el área en mm², ya que está implícito un esfuerzo en MPa (o resultan kg si se usan cm² en la ecuación entre paréntesis); ver comentario de 12.4.3.3, considerando que aquí se trata de piezas huecas.

12.6 Construcción

12.6.1 En la construcción de estructuras Tipo II deberán cumplirse los requisitos del Capítulo 10.

12.7 Inspección y control de obra

12.7.1 En la inspección y control de obra de una estructura Tipo II se deberá cumplir con el Capítulo 11, con excepción de lo requerido en 11.2.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE A - CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO**Notación**

H	altura no restringida del muro, mm (cm)
n	número de niveles
Q	factor de comportamiento sísmico
R	resistencia lateral de diseño calculada del espécimen con un factor de resistencia unitario, N (kg)
R_a	resistencia lateral aproximada del espécimen, N (kg)
$R_{máx}$	resistencia (carga lateral máxima) del espécimen medida en laboratorio, N (kg)
R_y	resistencia de fluencia del modelo elastoplástico equivalente, kN (kg)
$R_{\gamma máx}$	resistencia experimental obtenida de la envolvente a la distorsión máxima admisible dividida entre 2, kN (kg)
Δ	desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen y medido a la mitad de la longitud del muro, mm (cm)
$\gamma_{máx}$	Distorsión límite de entrepiso
θ	distorsión
$\theta_{máx}$	distorsión a la resistencia del espécimen, medida experimentalmente.
θ_y	distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente
θ_u	distorsión a la falla experimental o última, cuando la resistencia del muro es $0.8R_{máx}$
λ	factor de sobrerresistencia de las conexiones.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Terminología**Distorsión**

Rotación del eje vertical del muro bajo carga lateral, con respecto a la vertical. Se puede obtener dividiendo el desplazamiento lateral aplicado a nivel de losa, y medido a la mitad de la longitud del muro, entre la altura del entrepiso.

Ductilidad

Cociente entre la distorsión a la resistencia del espécimen y la distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente.

Espécimen

Estructura probada en el laboratorio que representa el arreglo común del refuerzo y condiciones de borde.

Resistencia

Máxima capacidad de carga en un ciclo o para una distorsión determinada. Puede ser medida o calculada.

Rigidez de ciclo

Pendiente de la secante que une los puntos de máxima distorsión, en sentidos positivo y negativo, para un mismo ciclo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

A.1 Alcance

A.1.1 En este apéndice se establece el criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de muros de mampostería que sean diseñados para resistir las fuerzas inducidas por los sismos. La aceptación se apoya en evidencia experimental de su desempeño, así como en análisis matemáticos.

A.1.2 El comportamiento del sistema constructivo evaluado deberá ser, al menos, igual al exhibido por la mampostería diseñada y construida según las modalidades de esta norma, y hecha con piezas macizas o huecas.

A.1.3 Se deberá establecer, mediante las pruebas de laboratorio de los especímenes, la resistencia a carga lateral, la capacidad de desplazamiento lateral, la ductilidad y la rigidez lateral.

A.1.4 El espécimen de prueba deberá mantener su integridad estructural y su capacidad de carga vertical a una distorsión al menos igual a $\gamma_{max}/2$.

A.2 Criterio de diseño de los especímenes

A.2.1 Antes de realizar las pruebas, se deberá contar con un proceso de diseño, en cuyo desarrollo se hayan incluido el comportamiento no lineal de los materiales, el efecto de conexiones y refuerzo, así como la influencia de las cargas cíclicas reversibles. Si el desarrollo del proceso requiere de pruebas preliminares, éstas no serán parte de las pruebas para aceptación objeto del Apéndice.

A.2.2 Los especímenes se diseñarán con este proceso de diseño. Se determinará la resistencia lateral calculada, R , a partir de las propiedades geométricas especificadas, de los esfuerzos de fluencia especificados del acero, de las resistencias de la mampostería especificadas y concreto (si aplica), de un análisis de compatibilidad de deformación y usando un factor de resistencia unitario.

A.2.3 Se diseñarán los especímenes de manera tal que la resistencia lateral asociada a la falla de la conexión más débil sea λ veces la resistencia lateral aproximada del espécimen, R_a . El término conexión se refiere, por ejemplo, a la unión entre muros transversales u oblicuos, a la unión del espécimen con la cimentación y con sistemas de piso o techo, y a la unión entre elementos que proporcionan resistencia, rigidez o confinamiento, como es el caso de castillos en la mampostería confinada. El valor mínimo del factor de sobrerresistencia de las conexiones, λ , será 1.3.

A.2.4 La resistencia lateral aproximada del espécimen, R_a , se calculará usando el proceso de diseño del sistema, a partir de las propiedades geométricas y mecánicas reales (medidas), con un factor de resistencia unitario, incluyendo, si aplica, los efectos de endurecimiento por deformación del acero.

A.3 Especímenes de pruebas

A.3.1 Se probará, al menos, un espécimen para cada configuración característica del refuerzo, o condiciones de borde.

A.3.2 Los especímenes se diseñarán y construirán a una escala que permita reproducir fielmente los fenómenos de transmisión de carga, en particular en las conexiones y bordes. La menor escala permitida será un medio.

A.3.3 Se deberán reproducir las condiciones de borde (restricciones a giros o desplazamientos) de la configuración estudiada.

A.4 Laboratorio

A.4.1 Las pruebas se llevarán a cabo en un laboratorio de reconocido prestigio y que cuente con equipos calibrados. El programa experimental y los análisis de datos deberán ser por el Instituto para la Seguridad de las Construcciones de la Ciudad de México quien podrá aprobar el sistema si lo considera apropiado.

A.5 Protocolo de ensayo

A.5.1 Los especímenes serán probados bajo la serie de ciclos a deformación controlada de la fig. A.5.1.

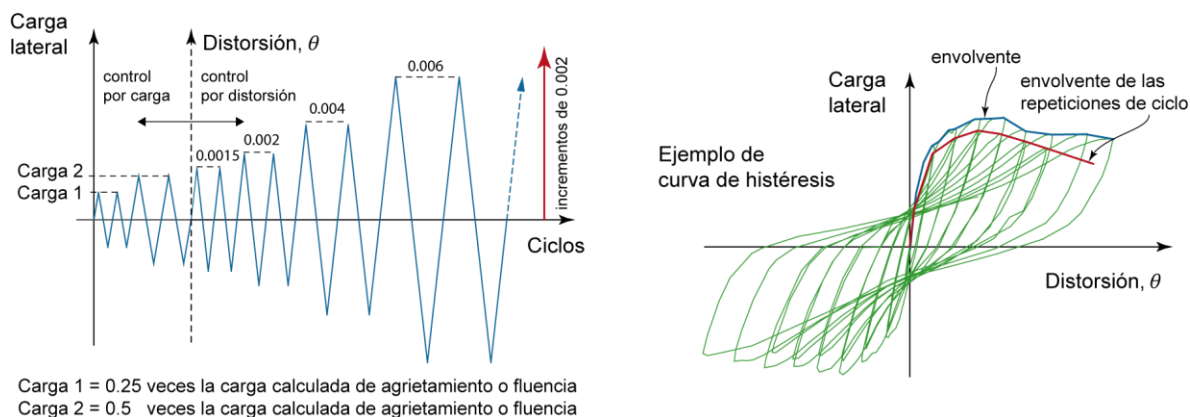


Figura A.5.1 – Historia de carga y curva carga lateral–distorsión

A.5.2 Las pruebas se harán bajo una carga vertical constante que represente las acciones permanentes del Reglamento consistentes con el uso que se pretende dar al sistema constructivo, así como con la magnitud (número de niveles).

A.5.3 Para cada distorsión se aplicarán dos ciclos. Los dos primeros pares de ciclos se aplicarán controlando por carga, y corresponderán a la cuarta parte y a la mitad de la carga calculada de agrietamiento inclinado del muro o de fluencia del refuerzo vertical. A partir de ahí se aplicarán las distorsiones de la fig. A.5.1 hasta alcanzar la falla o la resistencia se reduzca un 20% respecto a la carga máxima.

A.5.4 La fuerza lateral cíclica alternada se aplicará de modo que su distribución sea sensiblemente uniforme a lo largo del muro. Se aceptará que la fuerza lateral se aplique en los extremos superiores opuestos del muro, según el semiciclo que se trate.

A.5.5 Durante los ensayos se llevará, al menos, un registro gráfico que defina la curva carga lateral–distorsión, uno fotográfico del espécimen al término de cada pareja de ciclos a una misma distorsión y uno escrito con la fecha de prueba, nombre del operador y la información de los sucesos relevantes ocurridos durante el ensayo, tales como agrietamientos, desprendimientos, fracturas, ruidos, fugas de aceite, y otros.

A.6 Informe de pruebas

A.6.1 El informe de las pruebas deberá contener, como mínimo, lo siguiente:

- Fecha de la prueba, nombre del laboratorio, operadores y autores, nombre del supervisor y del patrocinador
- Teoría usada para calcular la resistencia (con factor de resistencia unitario) y el valor predicho. Si se espera más de un modo de falla, se deberán incluir las teorías y resistencias asociadas a cada modo de falla
- Detalles de los especímenes ensayados: dimensiones, cuantía y detallado de refuerzo, así como de la construcción. Se deberán incluir figuras claras e ilustrativas
- Propiedades de los materiales, tanto aquéllas especificadas en el diseño, como las medidas mediante probetas en el laboratorio
- Descripción del arreglo para aplicación de la carga, con fotos o figuras
- Tipo, localización y propósito de los sensores usados en la instrumentación. Se deberán incluir, si aplica, las características del sistema de captura de datos. Se presentarán fotos y figuras
- Gráfica de la historia de distorsiones aplicada al espécimen
- Descripción del desempeño observado durante los experimentos, con fotos del espécimen inmediatamente después de algún suceso relevante. Al menos, se incluirán fotos correspondientes al primer agrietamiento inclinado, a la formación de un patrón estable de agrietamiento, a la distorsión asociada a la resistencia medida, a la distorsión asociada a una

caída del 20 por ciento de la resistencia medida y al final de la prueba. Se deberá reportar el agrietamiento máximo del agrietamiento diagonal

- i) Gráfica de la curva carga lateral–distorsión (fig. A.5.1).
- j) Gráfica de la curva rigidez de ciclo–distorsión (fig. A.6.1).

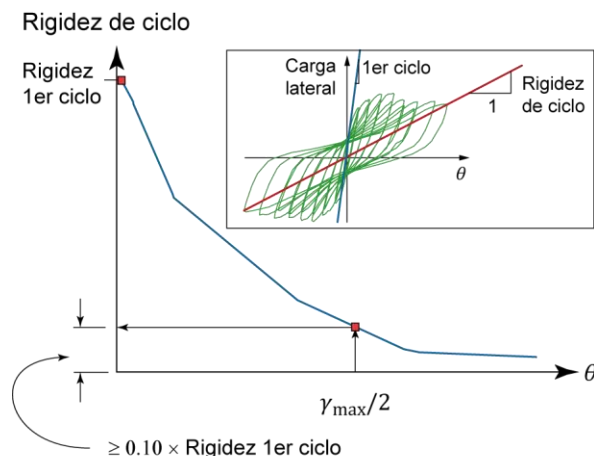


Figura A.6.1 – Degradación de rigidez de ciclo

A.6.2 El modelo elastoplástico equivalente de la envolvente, en ambas direcciones, de la curva de fuerza cortante contra distorsión, definido por la distorsión a la fluencia θ_y y la fuerza lateral de fluencia R_y . El modelo elastoplástico equivalente se obtiene de manera que se cumpla que:

- a) El área bajo la curva del modelo elastoplástico equivalente sea igual al área bajo la curva de la envolvente de la curva fuerza lateral contra distorsión obtenida experimentalmente considerada hasta la distorsión última θ_u
- b) La ordenada de la intersección de la rama ascendente del modelo elastoplástico equivalente con la envolvente experimental sea $0.6 R_y$ (fig.A.6.2).

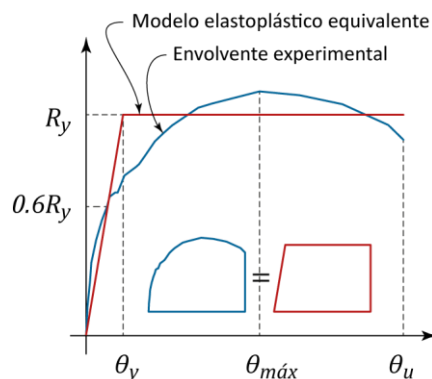


Figura A.6.2 – Modelo elastoplástico equivalente

A.7 Criterio de aceptación

A.7.1 Se considerará que el espécimen satisface el criterio de aceptación si se cumplen todos los criterios siguientes en ambos sentidos de comportamiento cíclico:

A.7.1.1 La resistencia medida, $R_{m\acute{a}x}$, es menor que λR (fig. A.7.1.1), donde λ es el factor de sobrerresistencia para las conexiones descrito en A.4. Lo anterior se comprobará por el hecho de que no falle ninguna conexión de las que se señalan en A.4.

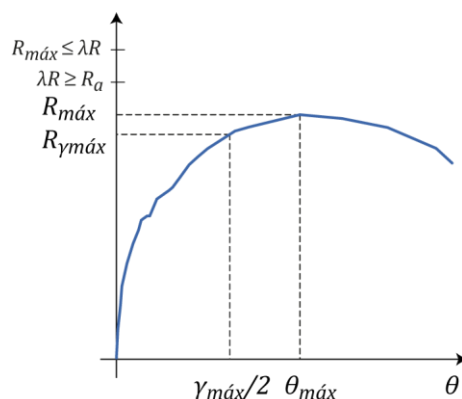


Figura A.7.1.1 – Resistencia y resistencia a la distorsión máxima admisible

A.7.1.2 El espécimen alcanza una resistencia, R_{max} , igual o superior a la calculada, R , para una distorsión, θ_{max} , mayor o igual a $\gamma_{max}/2$, donde γ_{max} es la distorsión límite de entrepiso especificada en la NTC-Sismo, de acuerdo con el tipo de pieza y a si el muro tiene o no refuerzo horizontal (fig. A.7.1.1).

A.7.1.3 El cociente

$$\frac{R_{\gamma_{m\acute{a}x}}}{R_{m\acute{a}x}} \text{ sea mayor o igual a } \begin{cases} 0.6 & \text{para muros sin refuerzo horizontal} \\ 0.8 & \text{para muros con refuerzo horizontal} \end{cases}$$

donde $R_{\gamma_{max}}$ es la resistencia que corresponde a una distorsión igual a la distorsión $\gamma_{max}/2$, γ_{max} se define en la NTC-Sismo, dependiendo del tipo de pieza y de si el muro tiene refuerzo horizontal o no (fig. A.7.1.1).

A.7.1.4 La rigidez de ciclo para la distorsión $\gamma_{max}/2$ no sea menor que 0.1 veces la rigidez de ciclo calculada a partir del primer ciclo aplicado en el experimento (fig. A.6.11).

A.7.1.5 La ductilidad calculada como θ_{max}/θ_y deberá cumplir que

$$\frac{\theta_{max}}{\theta_y} \geq 1 + 4(Q - 1)$$

donde θ_{max} es la distorsión a la resistencia y θ_y es la distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente, como se define en A.6.2, donde Q es el valor máximo admisible del factor de comportamiento sísmico en función del tipo de pieza y de si se incluye refuerzo horizontal, que se indica en la NTC-Sismo.

Comentario:

El apéndice tiene como objetivo valorar el desempeño de muros de mampostería hechos con un sistema no contemplado en estas normas. Muros con piezas de materiales distintos, con un sistema de junteo distinto, ya sea con mortero no convencional, adhesivos, etc., con un sistema de refuerzo interior o exterior novedoso, con un aparejo no contemplado por las normas, con conexiones entre muros no convencionales, etc. La evaluación está encaminada a garantizar que los muros cumplan los supuestos básicos de desempeño, capacidad de distorsión y ductilidad principalmente, pero también para verificar que la resistencia pueda desarrollarse para el nivel de distorsión admisible y que la rigidez lateral remanente para dicha distorsión sea suficiente para garantizar la estabilidad de una estructura construida con dicho sistema.

Se asume que el fabricante del nuevo sistema cuenta con un procedimiento de diseño para calcular la resistencia a corte. Sin embargo, esto implica que el fabricante tiene información experimental o analítica que justifique dicho procedimiento. En caso de que el fabricante no cuente con dicho esquema de diseño, se tendrá que valorar el nuevo

sistema clasificándolo como alguna variante de los sistemas reconocidos en la norma, para utilizar los procedimientos de diseño contemplados en ella. Por ejemplo, si se clasifica un sistema como una variante de muros con refuerzo interior, se valorará el desempeño del nuevo sistema haciendo las estimaciones de resistencia y asumiendo una capacidad de deformación y ductilidad que corresponden al sistema reforzado interiormente.

El apéndice puede ser utilizado por un laboratorio competente que eventualmente emitirá los resultados del cumplimiento de los criterios contenidos en este apéndice. Sin embargo, la aceptación o rechazo del nuevo sistema será la responsabilidad de la autoridad competente de la ciudad de México que es el Instituto en Seguridad de las Construcciones. El Instituto valorará que la metodología de los ensayos sea la contemplada por las normas y determinará, con base en los resultados, si dicho sistema puede utilizarse considerando que cumple la normatividad.

Se espera que este apéndice siga evolucionando a medida que se utilice para evaluar nuevos sistemas y se cuente con información experimental adicional.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS

Alcocer S.M., Aguilar G., Cano G. (1995), “Determinación de las propiedades mecánicas de los tabiques extruidos tipo VINTEX, MULTEX y AREMAX”, Informe Interno ES/01/95, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, marzo, 65 pp.

Alcocer S.M., Meli R., Sánchez T.A., Flores L.E. (1994), “Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión”, Cuadernos de Investigación No 17, Seguridad sísmica de la vivienda económica, Centro Nacional de Prevención de Desastres, julio, pp. 53-76.

Álvarez J.J. (2000), “Estudio analítico sobre el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada con y sin abertura”, Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, 144 pp.

Cruz A.I. (2015), “Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de muros de mampostería confinada”, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, 115 pp.

Díaz Infante L.A. (1993), “Estadísticas de propiedades estructurales de conjuntos habitacionales de interés social”, Tesis profesional, Universidad Nacional Autónoma de México, 137 pp.

Flores L.E., Mendoza J.A. (2010), “Ensayo de dos muros de mampostería con refuerzo interior para estudio del traslape de las barras verticales”, Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato, noviembre, 26 pp.

Leal J.M. (2018), “Comportamiento de muros diafragma ante cargas laterales”, Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, 107 pp.

Lizárraga J.F. (2017), “Comportamiento de muros de mampostería confinada sobre elementos flexibles”, Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, 97 pp.

Marquez R., Laurenço P.B. (2019), “Structural behaviour and design rules of confined masonry walls: Review and proposals”, *Construction and Building Materials*, Vol. 217, pp. 137-155.

Meli R. (1994), “Mampostería estructural. La práctica, la investigación y el comportamiento sísmico observado en México”, Cuadernos de investigación, No. 17, Seguridad sísmica de la vivienda económica, Centro Nacional de Prevención de Desastres, julio, pp. 3-23.

Meli R. (1998), “Diseño estructural”, Segunda edición, Ed Limusa, 596 pp.

Pérez Gavilán J.J., Flores L.E., Alcocer S.M. (2015), “An Experimental Study of Confined Masonry Walls with Varying Aspect Ratios”, *Earthquake Spectra*, Vol. 31, pp. 945-968.

Pérez Gavilán J.J. (2019), “Ductility of Confined Masonry Walls: Results from Several Experimental Campaigns in Mexico”, 13th Masonry Conference, June 16-19, Salt Lake City, UT, USA.

Riahi Z., Elwood K.J., Alcocer S.M. (2008), “Modelo envolvente del comportamiento de muros de mampostería confinada para un diseño sísmico basado en desempeño”, Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, sociedad mexicana de Ingeniería Estructural, Veracruz, 20 pp.

Rubio L. (2018), “Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a corte de muros confinados de piezas de arcilla extruida”, Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, 66 pp.

Sánchez T.A., Flores L., Alcocer S.M., Meli R. (1992), “Respuesta sísmica de muros de mampostería confinada con diferentes tipos de refuerzo horizontal”, Informe Interno ES/02/92, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, marzo, 49 pp.

SMIE (2019), “Edificaciones de mampostería”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Ed. Limusa, 1ª Edición, México, 419 pp.

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS EXISTENTES

ÍNDICE

NOTACIÓN	4
TERMINOLOGÍA	12
ESTÁNDARES	16
1. CONSIDERACIONES GENERALES	18
1.1 Alcance	18
1.2 Unidades	18
1.3 Normas y estándares usados en esta Norma	19
1.4 Criterios generales de diseño	19
1.5 Diagramas de flujo para uso de esta Norma	20
1.6 Aplicación de esta Norma para Elaborar la Constancia de Verificación de la Seguridad Estructural	20
2. REQUISITOS GENERALES DE LA EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL.....	25
2.1 Alcance	25
2.2 Responsabilidades	25
2.3 Criterios generales de revisión y diseño.....	26
2.4 Procedimiento general de evaluación estructural.....	27
2.5 Procedimiento general de la rehabilitación estructural	31
2.6 Clasificación de edificios para fines de evaluación y rehabilitación.....	36
3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	41
3.1 Alcance	41
3.2 Evaluación post-sísmica	41
3.3 Criterios para la evaluación estructural.....	41
3.4 Investigación y documentación de la estructura y de las acciones que la dañaron.....	42
3.5 Requisitos complementarios para la evaluación de Edificios Clase A y Clase B	63
3.6 Requisitos complementarios para la evaluación de Edificios Clase C	68
4. REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y REVISIÓN PARA FINES DE EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN, Y DE DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN	70
4.1 Alcance general.....	70
4.2 Análisis y revisión estructural para fines de evaluación y rehabilitación.....	70
4.3 Diseño de la rehabilitación.....	90
5. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE CIMENTACIONES.....	96
5.1 Alcance	96
5.2 Evaluación de la cimentación	96
5.3 Rehabilitación de la cimentación.....	99
6. REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	106
6.1 Alcance	106
6.2 Propiedades de los materiales e inspección de la condición	106
6.3 Hipótesis generales y requisitos.....	108
6.4 Muros de carga de mampostería simple	108
6.5 Muros de carga de mampostería confinada	110
6.6 Muros de carga de mampostería con refuerzo interior.....	113
6.7 Muros diafragma de mampostería.....	115
6.8 Otras modalidades.....	117

6.9	Cimentaciones de mampostería.....	117
7.REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO		
7.1	Alcance	118
7.2	Propiedades de los materiales y inspección de la condición de edificios de concreto	118
7.3	Hipótesis generales y requisitos.....	121
7.4	Marcos de concreto.....	132
7.5	Marcos de concreto postensado.....	146
7.6	Marcos de concreto con muros diafragma	147
7.7	Muros de concreto	151
7.8	Columnas unidas por losas planas	164
7.9	Marcos contraventeados	168
7.10	Diafragmas de concreto	169
7.11	Cimentaciones de concreto	170
8.REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO		
8.1	Alcance	171
8.2	Propiedades de los materiales e inspección de la condición de edificios de acero	171
8.3	Evaluación de estructuras existentes bajo cargas estáticas.....	173
8.4	Evaluación de estructuras existentes por sismo	175
8.5	Rehabilitación de estructuras de acero.....	176
8.6	Métodos para la rehabilitación de estructuras por sismo	178
8.7	Evaluación y rehabilitación de estructuras compuestas.....	180
9.REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN.....		
9.1	Alcance	181
9.2	Reparación local de elementos estructurales.....	183
9.3	Reparación de grietas mediante fluidos.....	183
9.4	Reemplazo de elementos estructurales dañados	184
9.5	Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos.....	185
9.6	Encamisados de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado	188
9.7	Encamisados de vigas, columnas o uniones con elementos de acero	195
9.8	Encamisados de vigas, columnas, uniones y muros con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF).....	202
9.9	Encamisado de muros de mampostería	208
9.10	Adición de muros de concreto	214
9.11	Adición de contraventeos de acero.....	219
9.12	Adición de contraventeos de acero a base de cables postensados.....	227
9.13	Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería	228
9.14	Separación y recorte de pretilas en marcos de concreto o acero	229
9.15	Adición de elementos de confinamiento, castillos y dalas, a muros de mampostería	230
9.16	Sistemas de protección pasiva	231
9.17	Aislamiento de base	232
10.DURABILIDAD DE LA REHABILITACIÓN		
10.1	Requisitos generales	233
10.2	Recubrimiento	233
10.3	Grietas	233
10.4	Corrosión y deterioro de elementos de acero embebidos	234
10.5	Protección del acero de refuerzo contra la corrosión	235
10.6	Tratamiento de la superficie y revestimientos	235
10.7	Reparación de daños por corrosión en elementos estructurales de acero	236

11. CONSTRUCCIÓN DE LA REHABILITACION	237
11.1 Requisitos generales	237
11.2 Apuntalamiento y arriostramiento temporales.....	237
11.3 Condiciones temporales	238
11.4 Protección ambiental.....	238
11.5 Requisitos complementarios para cada técnica de rehabilitación.....	238
12. SUPERVISIÓN Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DE LA REHABILITACIÓN	254
12.1 Alcance	254
12.2 Supervisión.....	254
12.3 Prueba de materiales de rehabilitación	255
12.4 Visitas del Proyectista	255
12.5 Plan de Aseguramiento de la Calidad de la Construcción	255
12.6 Requisitos de aseguramiento de la calidad de la construcción	255
12.7 Requisitos complementarios para cada técnica de rehabilitación.....	256
13. INSTRUMENTACIÓN DE EDIFICIOS REHABILITADOS.....	260
A. INVESTIGACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA PARA FINES DE REHABILITACIÓN	261
A.1 Requisitos generales	261
A.2 Grieta.....	261
A.3 Planeación de la investigación	263
A.4 Procedimiento sugerido para la investigación.....	264
B. CLASIFICACIÓN DE LA INTENSIDAD DEL DAÑO EN EDIFICIOS	267
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS.....	279

NOTACIÓN

A_{ancla}	área de la sección transversal del ancla de conector de CPRF, mm^2 (cm^2)
$A_{abanico}$	área del abanico de un conector de CPRF, mm^2 (cm^2)
A_b	área de la sección transversal del conector, mm^2 (cm^2)
A_c	área proyectada de la superficie de falla del cono de concreto de un anclaje único, mm^2 (cm^2)
A_{ch}	área transversal del núcleo de la columna medida a los bordes externos del refuerzo transversal, mm^2 (cm^2)
$A_{col,existente}$	área de la sección transversal de la columna existente, mm^2 (cm^2)
A_{cont}	área transversal de la sección del contraventeo, mm (cm)
A_{cv}	área bruta de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada para el caso de los muros y el área bruta de concreto en el caso de los diafragmas, que no exceda el espesor del diafragma, mm^2 (cm^2)
$A_{encamisado}$	área de la sección transversal del concreto de la camisa, mm^2 (cm^2)
A_{fy}	área de refuerzo transversal en forma de letra U de CFRP para anclaje a flexión, mm^2 (cm^2)
A_g	área transversal bruta del elemento, mm^2 (cm^2)
A_{gj}	área transversal bruta de un elemento encamisado, mm^2 (cm^2)
A_j	área nominal de la sección transversal de la unión viga-columna, mm^2 (cm^2)
A_s	área de acero de refuerzo en tensión, mm^2 (cm^2)
A_s'	área de acero de refuerzo en compresión, mm^2 (cm^2)
A_{sa}	área de la sección transversal del conector de expansión en la interfaz del concreto, o área de la sección transversal del conector adhesivo, mm^2 (cm^2)
A_{se}	área mínima de la sección transversal del conector de expansión, mm^2 (cm^2)
A_{sh}	suma del área de la sección transversal de estribos y grapas, mm^2 (cm^2)
A_{s0}	área efectiva de la sección transversal de la barra de acero roscada, o área nominal de la sección transversal de la barra de anclaje, mm^2 (cm^2)
A_T	área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, obtenida como $t \times L$, donde L incluye a los castillos en el caso de mampostería confinada, mm^2 (cm^2)
A_t	área total de la sección transversal de un elemento del contraventeo, mm^2 (cm^2)
A_v	área del refuerzo perpendicular a la interfaz, mm^2 , (cm^2)
A_w	área del alma de la sección T, mm^2 , (cm^2)
a_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
B_u	resistencia última al aplastamiento, N (kg)
b	ancho efectivo, no reducido, de la sección, mm (cm)
b_a	ancho de la sección transversal del ángulo, mm (cm)
b_b	ancho efectivo no reducido de la viga, mm (cm)
b_c	ancho efectivo no reducido de la columna, mm (cm)
b_{ch}	ancho del núcleo de la columna medido a los bordes externos del refuerzo transversal, mm (cm)
b_j	ancho efectivo de la unión viga-columna, mm (cm)
b_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
b_s	ancho de la zona de compresión por flexión en el muro o en un segmento de muro, mm (cm)
b_w	ancho del alma de la viga de acoplamiento, mm (cm)
b_2	dimensión transversal de la sección de la columna perpendicular a la dirección de análisis, mm (cm)
CD	capa dura
CDC	cociente demanda/capacidad
CP	cargas permanentes
CV	cargas variables
C_m	factor de masa efectiva de la tabla 4.2.7.5.2 o factor de participación de masa modal efectiva calculado para el modo fundamental utilizando un análisis de eigenvalores
C_0	factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad al desplazamiento de azotea de un edificio con múltiples grados de libertad
C_1	factor de modificación que relaciona el desplazamiento esperado máximo inelástico con el desplazamiento calculado a partir de un análisis elástico lineal
C_2	factor de modificación que representa los efectos del estrangulamiento en las curvas de histéresis, y la degradación cíclica de la rigidez y de la resistencia en el desplazamiento máximo de la estructura

c	cohesión del suelo, kN/m^3 (t/m^3)
c_{DE}	profundidad del eje neutro a compresión de la sección evaluada utilizando las propiedades esperadas del material y la carga axial P_{UD} , mm (cm)
c_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad residual de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
c_{nt}'	parámetro utilizado para medir la resistencia máxima de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
D	diámetro o diagonal de la sección para diseño de CPRF, mm (cm)
D_a	separación mínima de pilotes, m
D_p	depósitos profundos
DR	desplazamiento horizontal residual de la estructura o del entrepiso más deformado
d	peralte efectivo de una sección, mm (cm)
d_a	diámetro del conector; diámetro nominal de la barra de anclaje para conectores adhesivos (químicos) o diámetro del mando del conector de expansión, mm (cm)
d_b	diámetro del acero de refuerzo, de la barra de acero roscada, o de la barra de anclaje, mm (cm)
d_{bl}	diámetro del acero de refuerzo longitudinal, mm (cm)
d_{fv}	profundidad efectiva del refuerzo por cortante de CPRF, mm (cm)
d_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación total en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
d_{nt}'	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
d_o	diámetro del barrenado para un conector de CPRF, mm (cm)
E_c	módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, MPa (kg/cm^2)
E_f	módulo de elasticidad del CPRF, MPa (kg/cm^2)
E_m	módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas, MPa (kg/cm^2)
E_s	módulo de la elasticidad del acero de refuerzo, MPa (kg/cm^2)
e_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación total en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
F	parámetro para calcular la curva esfuerzo-deformación unitaria de barras de acero en la zona de endurecimiento por deformación
F_d	factor de corrección de un corazón de concreto debido al daño sufrido durante la extracción
F_{dia}	factor de corrección de un corazón de concreto debido a su diámetro
$F_{l/d}$	factor de corrección de un corazón de concreto debido a su relación altura/diámetro
F_{mc}	factor de corrección de un corazón de concreto debido al contenido de humedad
F_{nn}	fricción negativa, N (kg)
F_n	esfuerzo nominal en compresión; resistencia nominal en tensión de un tornillo o barra roscada, MPa (kg/cm^2)
F_p	fuerza axial a tensión para la evaluación o rehabilitación de los tensores entre el diafragma y las cuerdas o bordes, N (kg)
F_R	factor de resistencia
F_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero estructural, MPa (kg/cm^2)
$F_{y-conector}$	esfuerzo especificado de fluencia del conector, MPa (kg/cm^2)
f_b'	resistencia especificada del mortero del encamisado a compresión, MPa (kg/cm^2)
f_c	resistencia del concreto a compresión en la estructura evaluada, MPa (kg/cm^2)
$f_{corazón}$	resistencia del corazón de concreto a compresión, MPa (kg/cm^2)
f_c'	resistencia especificada del concreto a compresión, MPa (kg/cm^2)
f_{cE}'	resistencia esperada del concreto (o límite inferior de resistencia) para fines de evaluación, MPa (kg/cm^2)
$f_{c,eq}'$	resistencia a compresión del concreto equivalente para revisión de elementos encamisados, MPa (kg/cm^2)
f_{fe}	tensión efectiva del CPRF, MPa (kg/cm^2)
f_{fu}	resistencia última de la tensión del CPRF, MPa (kg/cm^2)
f_{pc}	esfuerzo de compresión promedio en el concreto causado solo por la fuerza efectiva del presfuerzo después de considerar todas las pérdidas del presfuerzo, MPa (kg/cm^2)
f_s	esfuerzo máximo que puede ser desarrollado por una barra anclada o traslapada, MPa (kg/cm^2)
f_{s-deg}	esfuerzo máximo que puede ser desarrollado por una barra anclada o traslapada después de deformaciones inelásticas y/o daño, MPa (kg/cm^2)

f_m'	resistencia especificada de la mampostería a compresión, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
f_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
f_u	esfuerzo último del acero de refuerzo longitudinal, MPa (kg/cm ²)
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{ya}	esfuerzo especificado de fluencia del conector, MPa (kg/cm ²)
f_{yestc}	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal en castillos, MPa (kg/cm ²)
f_{yLI}	límite inferior o valor esperado del esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal, MPa (kg/cm ²)
$f_{yLI/E}$	límite inferior o valor esperado del esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal, según corresponda a fuerzas internas o acciones controladas por fuera o por deformación, MPa (kg/cm ²)
f_{yIE}	esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo longitudinal, MPa (kg/cm ²)
f_{yTE}	esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo transversal, MPa (kg/cm ²)
f_{yij}	esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo transversal de la camisa de concreto, MPa (kg/cm ²)
G	grieta perpendicular al eje, usualmente por flexión
GI	grieta inclinada
G_m	módulo de cortante de la mampostería, MPa (kg/cm ²)
g	aceleración de la gravedad, mm/s ² (cm/s ²)
g_{nt}	parámetro utilizado para medir la capacidad de deformación en las curvas carga-deformación de los elementos (fig. 7.3.1.2.3.3)
H	longitud libre de la columna, altura del muro en consideración, o también profundidad de la capa dura, mm (cm)
H_c	altura de la estructura, m
h	peralte del elemento estructural o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante, mm (cm)
h_a	altura de la sección transversal del ángulo, mm (cm)
h_b	ancho de la viga o ancho de la sección transversal del ángulo, mm (cm)
h_c	ancho de la columna, mm (cm)
h_{ef}	profundidad de empotramiento efectiva de un conector, mm (cm)
h_j	profundidad total de la unión viga-columna, mm (cm)
h_s	altura de entrepiso, m
h_{sol}	ancho de la solera, mm (cm)
I_g	momento de inercia de la sección bruta de concreto o mampostería con respecto al eje centroidal, despreciando el acero de refuerzo, mm ⁴ (cm ⁴)
K	factor de longitud efectiva
K_e	rigidez efectiva lateral del edificio en la dirección bajo consideración (figura 4.2.8.3.3), MPa (kg/cm ²)
K_i	rigidez lateral elástica del edificio en la dirección bajo consideración calculada utilizando los requisitos de modelación de los Capítulos 6 a 8, MPa (kg/cm ²)
K_{tr}	índice de refuerzo transversal
k_{conf}	factor de confinamiento para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante de elementos encamisados con ángulos y soleras de acero
k_{js}	factor por carga axial
k_{sc}	factor para modelación de vigas de concreto reforzado que depende del modo de falla
k_{sp}	factor para modelación de vigas de concreto reforzado que depende de la separación de estribos
k_{nt}	coeficiente utilizado para el cálculo de la resistencia al corte de la columna con base en la ductilidad de desplazamiento
k_β	factor de reducción para conectores de CPRF a β grados
L	longitud libre de un elemento, mm (cm)
L_b	longitud de desarrollo, de anclaje o de traslape disponible, mm (cm)
L_d	longitud de desarrollo, de anclaje o de traslape requerida por NTC-Concreto, mm (cm)
L_{d-deg}	longitud ajustada de desarrollo de anclaje o de traslape para barras que pasan a través de regiones donde se esperan deformaciones inelásticas y/o daño. L_{d-deg} deberá evaluarse restando de L_d , una distancia de 2/3 L_d desde el punto de la máxima demanda de flexión en cualquier dirección en la que se anticipe el daño en la columna; con d calculada en la dirección de la mayor dimensión de la sección transversal, mm (cm)

L_e	longitud del refuerzo embebido, mm (cm)
L_m	longitud del muro, mm (cm)
L_p	longitud de la articulación plástica utilizada para el cálculo de la deformación inelástica, mm (cm)
L_v	claro de cortante e igual a la distancia entre la sección de momento máximo y el punto de inflexión en el diagrama de momentos, mm (cm)
l_a	longitud del ala de un ángulo en un elemento encamisado con ángulos y soleras de acero, mm (cm)
l_e	longitud o profundidad embebida de un conector adhesivo (químico), mm (cm)
l_s	longitud de la solera, mm (cm)
M_{agr}	momento de agrietamiento del elemento sin factores de reducción de resistencia y usando las propiedades nominales del material N-mm (kg-cm)
M_{BE}	momento resistente en la viga, evaluado utilizando las propiedades esperadas de los materiales, N-mm (kg-cm)
M_{ColE}	momento resistente en la columna, evaluado utilizando las propiedades esperadas de los materiales, N-mm (kg-cm)
M_{CuE}	resistencia máxima a flexión esperada de un muro o segmento de muro, N-mm (kg-cm)
M_{Cy}	resistencia de fluencia por flexión de un elemento representado como el punto B de la figura 7.3.1.2.3.3 sin usar un factor de reducción de la resistencia. Este término se evaluará utilizando el límite inferior o las propiedades esperadas del material según corresponda a acciones controladas por fuerza o por deformación, N-mm (kg-cm)
M_{CyGE}	M_{Cy} evaluado usando las propiedades esperadas de los materiales y aplicando la fuerza axial de diseño P_{UG} , N-mm (kg-cm)
M_p	momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión, N-mm (kg-cm)
M_{sc}	momento último (con factor de carga) de la losa que es resistido por la columna en una conexión, N-mm (kg-cm)
M_{SE}	resistencia a la flexión, positiva o negativa, de una sección de losa entre líneas que están a 2.5 veces el espesor de la losa o del ábaco, medidas desde caras opuestas de la columna o capitel, N-mm (kg-cm)
M_u	resistencia última a momento flexionante, N-mm (kg-cm)
M_{yE}	momento resistente de la sección, evaluado sin factores de reducción de resistencia y usando las propiedades esperadas del material, N-mm (kg-cm)
m	factor de modificación de la demanda y capacidad de los elementos que considera la ductilidad esperada asociada al Nivel de Desempeño Estructural seleccionado y usado en evaluación y/o rehabilitación por desempeño. Los factores m se especifican en los capítulos del material apropiado
m_{je}	factor de excentricidad para el cálculo del ancho efectivo de la unión viga columna
m_y	módulo de compresibilidad del suelo, mm ² /kN (cm ² /kg)
N_a	esfuerzo nominal de tensión del conector, MPa (kg/cm ²)
N_{cb}	resistencia nominal (límite inferior) a tensión en el conector cuando se produce una falla mixta (formación de un cono en el concreto y falla por adherencia), N (kg)
N_{cc}	resistencia a tensión en el conector cuando se produce la falla del concreto en forma de cono, N (kg)
NDemE	Niveles de Demanda para fines de Evaluación
NDemR	Niveles de Demanda para fines de Rehabilitación
NDesE	Niveles de Desempeño para fines de Evaluación
NDesR	Niveles de Desempeño para fines de Rehabilitación
N_{fr}	resistencia a tensión de la fibra usada en ancla de CPRF, N (kg)
N_{sd}	resistencia a la adherencia del abanico de un conector de CPRF, N (kg)
NTN	nivel de terreno natural
N_{um}	resistencia media del conector o anclaje en tensión, N (kg)
NVE	Nivel de Vulnerabilidad Estructural
n	número de pisos arriba del nivel de banquetta, o también número de capas de CPRF
ODE	Objetivos de Desempeño para fines de Evaluación
ODR	Objetivos de Desempeño para fines de Rehabilitación
OI	nivel de desempeño de ocupación inmediata
P	carga axial a compresión o a tensión, o también peso total del prisma de arcilla, N (kg)
PC	nivel de desempeño de prevención de colapso
PDL	Procedimiento Dinámico Lineal
PDNL	Procedimiento Dinámico No Lineal

PEL	Procedimiento Estático Lineal
PENL	Procedimiento Estático No Lineal
P_R	resistencia de diseño del muro a carga vertical, N (kg)
P_u	resistencia última a fuerza axial, N (kg)
P_{UD}	fuerza axial de diseño del elemento evaluada con base en análisis lineales o no lineales, o fuerza axial controlada por deformación, N (kg)
P_{UF}	fuerza axial controlada por fuerza, N (kg)
P_{UG}	fuerza axial de diseño del elemento evaluada con base en combinaciones de carga gravitacionales, N (kg)
p_c	cuantía de refuerzo de confinamiento considerada equivalente a los estribos; su límite superior es de 0.012
p_l	cuantía del refuerzo perpendicular a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
p_{lw}	relación entre el área de refuerzo longitudinal y el área bruta de concreto perpendicular a ese refuerzo en un muro o segmento de muro
p_t	cuantía del refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
p_{tj}	cuantía de refuerzo transversal del elemento encamisado calculado a partir de toda la sección encamisada
Q	factor de comportamiento sísmico
Q_c	carga de fluencia de la celda, N (kg)
Q_{cE}	resistencia esperada de una fuerza interna controlada por deformación, de un elemento en el nivel de deformación a consideración
Q_{CL}	resistencia límite inferior de una fuerza interna controlada por fuerza, de un elemento en el nivel de deformación bajo consideración
Q_f	resistencia a fricción del pilote, N (kg)
Q_p	resistencia última de punta, N (kg)
q_c	resistencia a la penetración de cono eléctrico, (MPa) kg/cm ²
R_E	resistencia esperada del elemento, N (kg)
R_{LI}	valor estimado del límite inferior de la resistencia del elemento, N (kg)
R_c	resistencia del contraventeo en compresión axial según 6.3.1 de la NTC-Acero, N (kg)
R_d	reacción dinámica de la capa dura, N (kg)
R_e	reacción estática de la capa dura, N (kg)
R_n	resistencia nominal del elemento usando las propiedades de los materiales determinadas con esta Norma
R_t	resistencia del contraventeo en tensión, N (kg)
R_u	resistencia última
R_y	cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, según tabla 16.1.1 de la NTC-Acero o resistencia de fluencia del elemento estructural
r	radio de giro de una sección; también recubrimiento, mm (cm)
S_a	aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental efectivo, T_e (calculado con la ecuación 4.2.8.3.3), mm/s ² (cm/s ²)
S_E	fuerza interna ocasionada por el sismo calculada utilizando 4.2.8.1 o 4.2.8.2
S_G	fuerza interna o sollicitación ocasionada por cargas gravitacionales definidas de acuerdo con 4.2.2
S_{uD}	fuerza interna controlada por deformación ocasionada por cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo
S_{uF}	fuerza interna o sollicitación controlada por fuerza ocasionada por cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo
SAI	serie arcillosa inferior
SAS	serie arcillosa superior
SV	nivel de desempeño de seguridad de vida
S_{XS}	aceleración espectral, expresada en fracción de la aceleración de la gravedad
s	separación del refuerzo transversal, separación de soleras, o también separación (paso) del refuerzo helicoidal mm (cm)
s_f	separación entre los ejes de las bandas de CPRF, mm (cm)
T_e	periodo efectivo del edificio, s
T̄_e	periodo efectivo del sistema suelo-estructura, s
T_i	periodo fundamental elástico en la dirección bajo consideración calculado con un análisis dinámico elástico, s

T_u	resistencia última a momento torsionante, N-mm (kg-cm)
t	espesor de la placa de conexión, mm (cm)
t_a	espesor del ángulo de acero, mm (cm)
t_f	espesor de la capa de CPRF, mm (cm)
t_{mor}	espesor del recubrimiento con mortero en el encamisado, mm (cm)
t_{muro}	espesor del muro, mm (cm)
t_p	espesor de la placa de acero, mm (cm)
t_s	espesor de la solera de acero, mm (cm)
U_h	presión hidrostática, MPa (kg/cm ²)
U_p	presión piezométrica del agua, MPa (kg/cm ²)
u_D	tiempo de recepción de la señal de ultrasonido después de la inyección, s
u_S	tiempo de recepción de la señal de ultrasonido de referencia que se obtenga en concreto sano en el mismo elemento estructural que se está evaluando, s
V	fuerza cortante obtenida de los análisis no lineales (estático y dinámico), N (kg)
V_{agr}	fuerza cortante a la que se presenta el primer agrietamiento inclinado en la mampostería, N (kg)
V_a	resistencia a fuerza cortante del conector, N (kg)
V_{CE}	menor valor entre $V_{cydMuroE}$ y $V_{cyfMuro}$, N (kg)
V_{Col}	resistencia a fuerza cortante de las columnas de concreto utilizando las propiedades esperadas o de límite inferior de los materiales, según corresponda a acciones controladas por fuerza o por deformación, N (kg)
V_{ColE}	resistencia a fuerza cortante de las columnas de concreto ante una demanda de ductilidad no mayor que 2, evaluada utilizando las propiedades esperadas del material, N (kg)
V_{CPunE}	resistencia al cortante por punzonamiento proporcionada por el concreto, evaluada utilizando las propiedades esperadas de los materiales, N (kg)
$V_{cydMuro}$	resistencia a cortante de muros de concreto evaluadas con las propiedades de límite inferior o las propiedades esperadas de los materiales según corresponda a acciones controladas por fuerza o por deformación, N (kg)
$V_{cydMuroE}$	$V_{cydMuro}$ evaluado con las propiedades esperadas de los materiales, N (kg)
$V_{cyfMuro}$	resistencia a la fricción-cortante de un muro o un segmento de muro considerando la transferencia de cortante a través de cualquier plano, se evalúa utilizando las propiedades del límite inferior o las propiedades esperadas de los materiales según corresponda a acciones controladas por fuerza o por deformación, N (kg)
V_f	contribución a la resistencia a fuerza cortante del CPRF, N (kg)
V_b^d	cortante basal de fluencia en el sentido débil del sistema estructural en la dirección de análisis, N (kg)
V_b^f	cortante basal de fluencia en el sentido fuerte del sistema estructural en la dirección de análisis, N (kg)
V_g	cortante por cargas de gravedad que actúa sobre la sección crítica de la losa, N (kg)
V_J	resistencia a cortante de la unión, N (kg)
V_{MCuE}	máxima demanda de fuerza cortante esperada en muros y segmentos de muro, N (kg)
V_{MCyDE}	demanda de fuerza cortante que resulta en la fluencia por flexión de las articulaciones plásticas del elemento, N (kg)
$V_{máx}$	resistencia a cortante del muro de mampostería o carga lateral máxima resistido por un muro de mampostería, N (kg)
V_{mor}	contribución del mortero a la resistencia a fuerza cortante del encamisado, N (kg)
V_o	resistencia a cortante directo, N (kg)
V_s	resistencia a fuerza cortante del acero de refuerzo, N (kg)
V_u	fuerza cortante última (o cortante rasante requerido), N (kg)
V_{VOE}	resistencia a cortante de vigas de concreto reforzado evaluadas con la NTC-Concreto, utilizado un factor de reducción de resistencia igual que 1 y las propiedades esperadas del material, N (kg)
V_y	resistencia de fluencia del edificio en la dirección bajo consideración calculada utilizando resultados del PENL para la curva carga-desplazamiento idealizada realizada para el edificio de acuerdo con 4.2.8.3.3.d, N (kg)
v_a	esfuerzo de adherencia máximo para el diseño de conectores adhesivos (químicos), MPa (kg/cm ²)
v_m'	resistencia del ancla adherida contra la fuerza de extracción, MPa (kg/cm ²)
v_m'	resistencia a compresión diagonal para diseño de la mampostería, MPa (kg/cm ²)
\bar{v}_m	resistencia media a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm ²)
v_{sb}	esfuerzo resistente a cortante de la resina epoxi, MPa (kg/cm ²)
v_u	esfuerzo nominal de cortante rasante, MPa (kg/cm ²)

W	peso sísmico efectivo que incluye la carga muerta total y la carga viva con intensidad instantánea de acuerdo con la tabla 6.1.2.2 de la NTC-Criterios, N (kg)
W_c	carga compensada, N (kg)
W_d	peso tributario en esa porción del diafragma extendido entre la mitad de la distancia a cada tensor o borde adyacente, N (kg)
W_{ds}	carga dinámica al suelo, N (kg)
W_{ne}	carga neta estática, N (kg)
W_p	peso tributario del muro respecto al anclaje, N (kg)
W_{se}	carga estática transmitida al suelo, N (kg)
W_{te}	carga total estática, N (kg)
w_c	masa volumétrica del concreto, kg/m ³
w_f	ancho de la banda de CPRF, mm (cm)
α	ángulo del semi-abanico en conectores de CPRF, grados, o nivel de asimetría en fluencia
α_{col}	parámetro adimensional para evaluar la efectividad del refuerzo transversal para resistir las fuerza cortante actuante, se tomará como 1 para $s/d \leq 0.75$; 0 para $s/d \geq 1$ y se interpolará linealmente para valores de s/d entre 0.75 y 1.0
α_e	cociente de la pendiente negativa posterior a la fluencia definida en la fig. 4.2.8.3.3. Este cociente incluye los efectos P-Delta, la degradación en el mismo ciclo y la degradación cíclica
α_{sd}	nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo
β	relación de amortiguamiento viscoso equivalente, o ángulo de inclinación del conector, mm/mm
Δ_d	menor valor del desplazamiento objetivo δ_t , o el desplazamiento correspondiente al cortante basal máximo definido en la fig. 4.2.8.3.3
ΔW_s	incremento de carga por sismo, N (kg)
Δ_y	desplazamiento en la resistencia de fluencia efectiva definida en la fig. 4.2.8.3.3
δ_{agr}	distorsión a la que se presenta el primer agrietamiento inclinado en la mampostería
$\delta_{máx}$	distorsión a la que se presenta la resistencia máxima del muro de mampostería
δ_t	desplazamiento objetivo o desplazamiento total, mm (cm)
δ_u	distorsión a la que se presenta la resistencia última del muro de mampostería
ϵ_{fe}	deformación unitaria efectiva del CPRF
ϵ_{fu}	deformación unitaria última del CPRF
ϵ_s	deformación unitaria de barras corrugadas de acero
ϵ_{sh}	deformación unitaria de barras corrugadas de acero al inicio del endurecimiento por deformación
ϵ_{sh1}	deformación unitaria de barras corrugadas de acero medida a un esfuerzo de 600 MPa (6000 kg/cm ²)
ϵ_{su}	deformación unitaria última de barras corrugadas de acero
θ_a	desplomo de la construcción medido en la azotea dividido entre su altura total sobre el desplante
θ_{yE}	rotación de fluencia, rad
λ	factor de reducción relacionado con el peso unitario del concreto
λ_D	factor reductivo de la capacidad de desplazamiento en función del nivel de daño en el elemento estructural
λ_K	factor reductivo de la rigidez lateral que depende del nivel de daño en el elemento estructural
λ_R	factor reductivo de la resistencia lateral en función del nivel de daño del elemento estructural
μ	factor de ductilidad
$\mu_{resistencia}$	cociente de resistencia obtenido mediante análisis elásticos no lineales
ρ_{estc}	cuantía de acero de refuerzo transversal en castillos
ρ_f	cuantía de CPRF
ρ_l	cuantía de acero de refuerzo longitudinal
ρ_{lb}	cociente entre el área del refuerzo longitudinal distribuido y el área bruta de concreto perpendicular a dicho refuerzo en los bordes del muro, donde la longitud de la región de borde del muro se deberá tomar igual a 450 mm si el muro no cuenta con un elemento de borde que cumpla con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto
ρ_s	relación entre el volumen del refuerzo en espiral (helicoidal o zunchos) y el volumen total del núcleo confinado por un zuncho
σ_v	esfuerzo efectivo, MPa (kg/cm ²)
γ	peso volumétrico del suelo, kN/m ³ (t/m ³), factor que depende del tipo de pieza de mampostería o coeficiente para el cálculo de la resistencia de la unión viga-columna

γ_f	factor para determinar la fracción de M_{sc} que se transmite como flexión en la losa en conexiones losa-columna
γ_{mH}	peso volumétrico de la capa dura, kN/m^3 (t/m^3)
γ_{OI}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata; sus valores se especifican en las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3 de la NTC-Sismo
γ_{PC}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Prevención del Colapso
γ_{SV}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida; sus valores se especifican en las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3 de la NTC-Sismo
τ_a	resistencia a tensión de la unión del conector adhesivo que se resiste a la extracción, MPa (kg/cm^2)
ϕ	ángulo de fricción interna del material, grados
χ	factor para el cálculo de las fuerzas en los anclajes del muro fuera del plano, o factor para el cálculo de la resistencia fuera del plano del muro
Ψ_f	factor de reducción de resistencia a fuerza cortante del CPRF
ω_v	factor de amplificación de cortante dinámico para evaluar la demanda máxima de cortante en los muros para procedimientos de análisis lineales

TERMINOLOGÍA

Acción interna

También llamada fuerza interna.

Aseguramiento de la calidad

Plan, procedimientos, métodos, guías y especificaciones elaboradas para asegurar que la intención de diseño se ejecuta adecuadamente en el proceso constructivo.

Capacidad estructural

Resistencia, la rigidez la ductilidad o capacidad de deformación en el intervalo inelástico de comportamiento, y a la habilidad para disipar energía de un elemento o elemento.

Colector

Elemento que sirve para transmitir las fuerzas de inercia dentro del diafragma a los elementos del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. Debe ser monolítico con la losa, dentro del espesor de la losa o siendo más grueso que la losa.

Concreto de baja contracción

Es un tipo de concreto especial que presenta una menor contracción y una mayor estabilidad volumétrica que los concretos convencionales, proporcionando superficies menos propensas al agrietamiento y al alabeo, incrementando su desempeño.

Constructor

Persona física o moral encargada de ejecutar la obra de conformidad con el proyecto ejecutivo autorizado de acuerdo con el Reglamento.

Corresponsable

Corresponsable en Seguridad Estructural.

Cuerda

Elemento a lo largo del diafragma o de los bordes de las aberturas con refuerzo longitudinal concentrado y, en algunos casos, refuerzo transversal adicional, que actúa principalmente para resistir las fuerzas de tensión y compresión generadas por la flexión en el diafragma.

Demanda (estructural)

Magnitud de las fuerzas internas y distorsiones o deflexiones causadas por acciones permanentes, variables y/o accidentales; frecuente en diseño por sismo.

Director

Director Responsable de Obra.

Edificación

Construcción sobre un predio.

Epoxi

Polímero termoestable que es producto de la reacción de la resina epoxi y un endurecedor compatible.

Especialista

Profesionista especializado en ingeniería estructural, ingeniería geotécnica o en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño que colabora, bajo la coordinación del Corresponsable, en los temas de su especialidad

Especialista certificado

Persona física o moral certificado por un organismo acreditado en materiales, métodos, procedimientos o métodos de prueba, análisis, construcción, inspección o supervisión.

Estudio geotécnico

Informe escrito que contiene las características geológicas y geotécnicas del sitio donde se encuentre el edificio por rehabilitar, campaña de exploración, ensayos, determinación de las características mecánicas de los diferentes estratos que componen el subsuelo, investigaciones geofísicas en su caso, y toda la información necesaria a fin de que el ingeniero geotécnico proponga la forma de resistir las nuevas acciones y la solución de recimentación de la estructura rehabilitada para las condiciones del terreno, incluyendo la propia recimentación, la excavación y las medidas de contención, estabilización del terreno y protección a colindancias.

Estrategias de rehabilitación

Conjunto de técnicas de rehabilitación seleccionadas para eliminar o mitigar las deficiencias o daño de la estructura.

Evaluación de la seguridad estructural

Proceso de identificación de daños, jerarquización del nivel de vulnerabilidad de elementos estructurales y no estructurales, y de determinación del nivel de seguridad de la edificación completa.

Formato de levantamiento físico

Informe de levantamiento de datos en campo de la edificación para fines de evaluación de la seguridad estructural.

Fuerzas internas

Fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de un elemento estructural o conexión.

Fuerza interna controlada por deformación, también comportamiento controlado por deformación

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, que exceden el valor de fluencia en el elemento y que no debe sobrepasar la capacidad de deformación plástica del elemento evaluado.

Fuerza interna controlada por fuerza, también comportamiento controlado por fuerza

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial internos asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, menores que el valor de fluencia en el elemento, y que no debe exceder la resistencia del elemento evaluado.

Inmueble

Terreno y construcciones que en el se encuentran.

Instituto

Instituto para la Seguridad de las Construcciones de la Ciudad de México.

Mortero epoxi

Material a base de la mezcla de resina epoxi, endurecedor y agregados finos.

Mortero fluido sin contracción (*grout*)

Material a base de cemento, agregados minerales y aditivos que al mezclarse con agua produce un mortero sin contracciones, de alta resistencia a la compresión.

Mortero hidráulico

Mezcla de cemento hidráulico, agregados finos, agua y posiblemente aditivos.

Nivel de desempeño

Definición del comportamiento esperado del inmueble ante las demandas de diseño, como los sismos.

Normas

Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

NTC-Acero

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

NTC-Cimentaciones

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC-Concreto

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-Criterios

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

NTC-Evaluación y Rehabilitación

Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

NTC-Madera

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

NTC-Mampostería

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-Proyecto Arquitectónico

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

NTC-Revisión

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

NTC-Sismo

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

NTC-Viento

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

Objetivo de la rehabilitación

Selección del nivel de desempeño esperado para los sismos de diseño; en el caso de esta Norma, y para diseño por sismo, es el establecido en la NTC-Sismo vigente o anteriores.

Peligro sísmico

Probabilidad de que se produzca un cierto movimiento del suelo.

Propietario o Poseedor

Persona física o moral que tiene la propiedad o posesión jurídica de un bien inmueble.

Proyectista

Persona física con cédula profesional encargada de realizar el proyecto de la rehabilitación de acuerdo con el Reglamento, sus Normas y esta Norma.

Proyecto ejecutivo de obra

Conjunto de planos, memorias descriptivas y de cálculo, catálogo de conceptos, normas y especificaciones que contiene la información y define el proceso de la rehabilitación de un inmueble.

Puntal

Elemento de un diafragma estructural que se utilizan para proporcionar continuidad alrededor de una abertura en el diafragma.

Recimentación

Modificación de la cimentación para resistir las nuevas acciones.

Reforzamiento

Incremento de la capacidad para resistir cargas de una estructura, de un sistema, de un elemento o de un elemento estructural.

Rehabilitación

Al proceso de intervención estructural para restablecer las condiciones originales (reparación) o para mejorar el comportamiento de elementos y sistemas estructurales para que la edificación cumpla con los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños establecidos en el Reglamento; incluye a la recimentación, reforzamiento, reparación y rigidización.

Reparación

Reemplazo o corrección de materiales, elementos o elementos de una estructura que se encuentran dañados o deteriorados con el fin de recuperar su capacidad original.

Resina epoxi

Una clase de resina orgánica que, combinada con un endurecedor compatible, se usa en la preparación de revestimientos especiales o adhesivos en morteros epoxi, grouts epoxi, concreto epoxi y en compuestos poliméricos reforzados con fibra.

Resistencia de diseño

Producto de la resistencia nominal, calculada a partir de las Normas y de esta Norma, y el factor de resistencia señalado en esta Norma.

Resistencia requerida

Producto de la acción interna debida a cargas permanentes, variables y accidentales, y de sus factores de carga correspondientes, también llamada fuerza interna última.

Revisión de la seguridad estructural

Comprobación de los estados límite de falla y de servicio de la estructura.

Rigidización

Adición de elementos o sistemas para reducir los desplazamientos y las deformaciones.

Seguridad estructural

Nivel de cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio de una estructura establecidos en el Reglamento y sus Normas.

Sistema estructural

Arreglo o conjunto de elementos estructurales que resisten cargas (por ejemplo, un marco resistente a momento arriostrado por muros diafragma).

Supervisor

Persona física o moral encargada de dar seguimiento a la ejecución de las obras de conformidad con los proyectos ejecutivos aprobados por el cliente, cumpliendo con los estándares de calidad, plazos de ejecución y presupuestos establecidos.

Tensor

Elemento a tensión en un diafragma.

ESTÁNDARES

Normas Mexicanas (NMX)

Industria siderúrgica

- NMX-B-172-CANACERO-2018 — Métodos de prueba mecánicos para productos de acero y hierro
- NMX-B-252-CANACERO-1988 — Requisitos generales para planchas, perfiles, tablaestacas y barras de acero laminado, para uso estructural
- NMX-B-266-CANACERO-1989 — Requisitos generales para lámina laminada en caliente y en frío, de acero al carbón y de acero de baja aleación y alta resistencia
- NMX-B-290-CANACERO-2013 — Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-B-457-CANACERO-2019 — Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba
- NMX-H-118-1996 — Sujetadores roscados externamente de acero al carbono - Especificaciones

Industria de la construcción

- NMX-C-111-ONNCCE-2018 — Agregados para Concreto Hidráulico - Especificaciones y Métodos de Ensayo
- NMX-C-169-ONNCCE-2009 — Concreto - Extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido-2

American Concrete Institute (ACI)

- ACI CODE-355.2-22 — Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary
- ACI CODE-355.4-19 — Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete
- ACI CODE-369.1-22 — Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings—Code and
- ACI PRC-224-01 — Control of Cracking in Concrete Structures
- ACI PRC-440.2-17 — Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures
- ACI PRC-440.8-13 — Specification for Carbon and Glass Fiber-Reinforced Polymer Materials Made by Wet Layup for External Strengthen
- ACI SP-4 — Formwork for Concrete
- ACI SPEC-440.6-08(17)(22) — Specification for Carbon Fiber-Reinforced Polymer Bar Material for Concrete Reinforcement

American Institute of Steel Construction (AISC)

- AISC Design Guide 10-22 — Erection Bracing of Low-Rise Structural Steel Buildings (Second Edition)

American Society of Civil Engineers (ASCE)

- ASCE 41-23 — Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

American Society for Testing and Materials (ASTM International)

- ASTM A6/A6M-17 — Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling
- ASTM A307-21 — Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60 000 psi Tensile Strength
- ASTM A325-14 — Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength
- ASTM A370-22 — Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products
- ASTM A416/A416M-18 — Standard Specification for Low-Relaxation, Seven-Wire Steel Strand for Prestressed Concrete
- ASTM A421/A421M-21 — Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete
- ASTM A490-14a — Standard Specification for Structural Bolts, Alloy Steel, Heat Treated, 150 ksi Minimum Tensile Strength
- ASTM A502-15 — Standard Specification for Rivets, Steel, Structural
- ASTM A563/A563M-21ae1 — Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts

ASTM A568-19a — Standard Specification for Steel, Sheet, Carbon, Structural, and High-Strength, Low-Alloy, Hot-Rolled and Cold-Rolled, General Requirements for
ASTM A722/A722M-18 — Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete
ASTM A751-21 — Standard Test Methods and Practices for Chemical Analysis of Steel Products
ASTM C1107/C1107M-20 — Standard Specification for Packaged Dry, Hydraulic-Cement Grout (Nonshrink)
ASTM C1583/C1583M-20 — Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method)
ASTM E3121/E3121M-17 — Standard Test Methods for Field Testing of Anchors in Concrete or Masonry
ASTM F606/F606M-21 — Standard Test Methods for Determining the Mechanical Properties of Externally and Internally Threaded Fasteners, Washers, Direct Tension Indicators, and Rivets

American Welding Society (AWS)

D1.1 — Structural Welding Code-Steel

International Concrete Repair Institute (ICRI)

ICRI 210.1R-2016 — Guideline for Verifying Field Performance of Epoxy Injection of Concrete Cracks
ICRI 210.3-2022 — Guide for Using In-Situ Tensile Pulloff Tests to Evaluate Concrete Surface Repairs and Bonded Overlays

U.S. Army Corps of Engineers

Guía de operaciones de apuntalamiento, 3a Edición, 2013

Documentos de autor

Santoyo Villa, E., Ovando Shelley, E., Mooser, F. y León Plata, E., 2005, “Síntesis geotécnica de la Cuenca del Valle de México,” TGC Geotecnia, México.

Tamez, E., 1988, “Pilotes de control en centrales telefónicas (Reto sísmico publicado por Teléfonos de México),” México.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

1.1.1 Esta Norma contiene los requisitos mínimos para la evaluación y rehabilitación estructural de edificios existentes en la Ciudad de México. El propósito de este documento es presentar especificaciones y lineamientos para rehabilitar edificios, con énfasis en su rehabilitación ante sismos. La Norma está dirigida a los Proyectistas, Constructores, Directores, Corresponsables y Propietarios, responsables de evaluar, analizar, diseñar, construir, revisar y supervisar el proceso de rehabilitación de un edificio, así como de mantener y operar el inmueble en adecuadas condiciones.

1.1.2 Estas disposiciones deberán considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Reglamento, la NTC-Criterios, NTC-Proyecto Arquitectónico, NTC-Sismo, NTC-Viento, NTC-Cimentaciones, NTC-Concreto, NTC-Mampostería y NTC-Acero. En esta Norma se establecen requisitos que exceptúan o son distintos de los indicados en las otras Normas; en esos casos, prevalecerán las disposiciones aquí establecidas.

1.1.3 En esta Norma, cuando es necesario, se precisa la intervención del Director, Corresponsable, Proyectista, Constructor y Supervisor, cuyas atribuciones generales están establecidas en el Reglamento.

1.1.4 Esta Norma no es aplicable para la evaluación y rehabilitación estructural de tanques y depósitos de líquidos, puentes y viaductos urbanos, así como de obras subterráneas y túneles.

1.1.5 Se aceptará usar parte o la totalidad de esta Norma para la evaluación y rehabilitación estructural de edificios considerados patrimonio histórico, artístico, arqueológico y/o arquitectónico por el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) o por el Instituto Nacional de Bellas Artes y Literatura (INBA) con la aprobación de estas entidades.

Comentario:

La evaluación y rehabilitación sísmica de elementos no estructurales, como son muros divisorios, equipamiento e instalaciones, están fuera del alcance de esta Norma. Para determinar la aceleración en contenidos y en elementos no estructurales se usa el Capítulo 8 de la NTC-Sismo. En ASCE 41 se presentan criterios de evaluación, análisis, comportamiento, rehabilitación y aceptación por desempeño de elementos no estructurales. En FEMA 172, FEMA E-74, FEMA 450, CISCA, API 650, AWWA D100, ASHRAE RP-812 y NFPA 13 se pueden consultar requisitos para evaluación y rehabilitación de elementos no estructurales, sistemas de techos falsos y plafones, tanques de acero para gasolina, tanques de acero para agua, tuberías y sistemas de aire acondicionado, así como sistemas de rociadores para incendio.

En esta versión de la Norma se presentan comentarios a los requisitos de análisis y diseño que permitan aclarar su interpretación. Los comentarios y sus figuras no son de carácter obligatorio. Las referencias en los comentarios incluyen mayor información o criterios optativos que se recomienda sean consultadas.

Cuando se ha juzgado conveniente, se han añadido figuras en los comentarios con objeto de ilustrar un concepto o requisito, o para aclarar su interpretación. El pie de figura inicia con la letra C, de la palabra "Comentario", para distinguirlas de las figuras que forman parte del cuerpo normativo (por ejemplo, fig. C2.3.2). La numeración se puede referir a la sección o inciso general del tema que se comenta, o bien a un inciso específico para el cual se ha incluido la figura. Si se incluye más de una figura correspondiente a un inciso dado, al final se incluyen letras en orden alfabético (por ejemplo, si son dos figuras en el inciso 2.3.2, se refieren a las figuras C2.3.2.a y C2.3.2.b).

En FEMA P-58 se tiene un marco de referencia basado en desempeño para la evaluación de daños y la rehabilitación de edificios. Esta metodología permite, a partir de escenarios e intensidades propuestas, calcular las pérdidas en función del tiempo. Permite, a su vez, estimar el costo de la rehabilitación de un edificio. Esta metodología es útil si el edificio por rehabilitar es similar a las tipologías supuestas y se rehabilita mediante las técnicas ahí incluidas. Los costos están referidos a costos de materiales y mano de obra característicos de los Estados Unidos.

En ATC-138, NIST-SP1254 y FEMA P-2090 se pueden consultar metodologías para evaluación y rehabilitación con el objetivo de lograr la recuperación de la funcionalidad del edificio en un marco de diseño por resiliencia.

1.2 Unidades

1.2.1 En las expresiones que aparecen en esta Norma deberán utilizarse las unidades de la tabla 1.2.1 que corresponden al Sistema Internacional (SI).

Tabla 1.2.1 – Unidades del Sistema Internacional usadas en esta Norma

Atributo	Unidad
Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

1.2.2 Siempre que es posible, las expresiones están escritas en forma adimensional; de lo contrario, junto a las expresiones en sistema internacional, se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en el sistema gravitacional usual (MKS), y con las unidades indicadas en la tabla 1.2.2.

Tabla 1.2.2 – Unidades en el sistema gravitacional MKS usadas en esta Norma

Atributo	Unidad
Fuerza	kg (kilogramo fuerza) ^[1]
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm ²

^[1] En esta Norma, el kilogramo fuerza se representa con kg.

1.2.3 Cada sistema deberá utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.2.4 Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Se permitirá usar otras unidades, empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

Comentario:

Los valores correspondientes a los dos sistemas de unidades en esta Norma no son exactamente equivalentes. Se adoptó la convención de considerar a 9.81 como 10.

1.3 Normas y estándares usados en esta Norma

1.3.1 Se considerará obligatorio el uso de las Normas Mexicanas (NMX) o Estándares, así como cualquier otra publicación, nacional o extranjera, que sea requerida en el cuerpo normativo de esta Norma.

1.3.2 Se deberán aplicar las NMX o Estándares del año indicado en esta Norma. No se permitirá el uso de NMX o Estándares posteriores al inicio de vigencia de esta Norma, a menos que el Director y, en su caso, el Corresponsable, lo aprueben.

1.4 Criterios generales de diseño

1.4.1 Las fuerzas internas producidas por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la NTC-Criterios, las NTC de los materiales correspondientes, la NTC-Sismo, la NTC-Viento y en el Capítulo 4 de esta Norma.

1.4.2 El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad y protección contra fuego, establecidos en el Reglamento y en esta Norma.

1.4.3 Estados límite de falla

1.4.3.1 Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deberán dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza interna que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño o resistencia requerida de dicha fuerza interna. Las resistencias de diseño deberán incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en 4.2.2. Para fines de evaluación se considerará $F_R=1.0$. Las fuerzas internas de diseño se obtienen de multiplicar, por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas internas calculados bajo las acciones especificadas en la NTC-Criterios. El cálculo de las resistencias de diseño se hará de conformidad con los Capítulos 6, 7, 8 y 9, según corresponda.

Comentario:

En los valores de F_R , además de las consideraciones usuales para edificios nuevos, es usual considerar el efecto del daño en la resistencia.

1.4.4 Estados límite de servicio

1.4.4.1 Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deberán revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio. La revisión de los estados límite de servicio se realizará de acuerdo con el capítulo correspondiente a la NTC del material de la estructura existente.

1.4.5 Diseño por durabilidad y protección contra fuego

1.4.5.1 Las estructuras deberán revisarse de acuerdo con el capítulo 12 de esta Norma.

1.4.5.2 Para proteger la estructura contra fuego se deberán cumplir los requisitos del Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico y aquellos relativos de la NTC del material de la estructura existente y de los elementos adicionados por la rehabilitación.

Comentario:

Se incluyen disposiciones para revisar y, en su caso corregir, deficiencias por durabilidad. Es importante revisar que los elementos de la estructura por rehabilitar posean los espesores, dimensiones y recubrimientos mínimos por protección contra fuego.

1.5 Diagramas de flujo para uso de esta Norma

1.5.1 En los diagramas de flujo siguientes se ilustran los principales pasos a seguir para una adecuada interpretación y empleo de esta Norma:

- a) En la fig. 1.5.1.a se presenta un diagrama de flujo sobre el proceso de evaluación estructural
- b) En caso de que se requiera la rehabilitación del edificio, se sigue el diagrama de la fig. 1.5.1.b
- c) En ambos casos, se practican análisis estructurales, cuyo diagrama de flujo es el de la fig. 1.5.1.c.

En los diagramas se señalan los capítulos, secciones o incisos de esta Norma u otras Normas por ser observados. Nótese que los requisitos son distintos para estructuras pertenecientes al Grupo A o Subgrupo B1 o B2, así como a la clase de edificios definida en 2.6 de esta Norma.

1.6 Aplicación de esta Norma para Elaborar la Constancia de Verificación de la Seguridad Estructural

1.6.1 Se deberán aplicar los requisitos de esta Norma y las especificidades que para el efecto se señalen en los Lineamientos Técnicos para la Elaboración de la Constancia de Verificación de la Seguridad Estructural en la Ciudad de México, expedidos por el Instituto. Los procesos relacionados con esta Norma son:

- a) Inspección ocular y recopilación de datos del edificio, de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma
- b) Determinación y asignación del Nivel de Vulnerabilidad Estructural (*NVE*) del edificio y determinación de los tiempos límite de las acciones prioritarias, según 2.4.3 de esta Norma
- c) Revisión de la seguridad estructural del edificio según el *NVE* asignado, de acuerdo con los Capítulos 2 a 8 de esta Norma, según aplique
- d) Elaboración del proyecto de rehabilitación del edificio, de conformidad con los Capítulos 2 y 4 a 10 de esta Norma, según aplique
- e) Ejecución del proyecto según los requisitos de los Capítulos 11 y 12 de esta Norma.

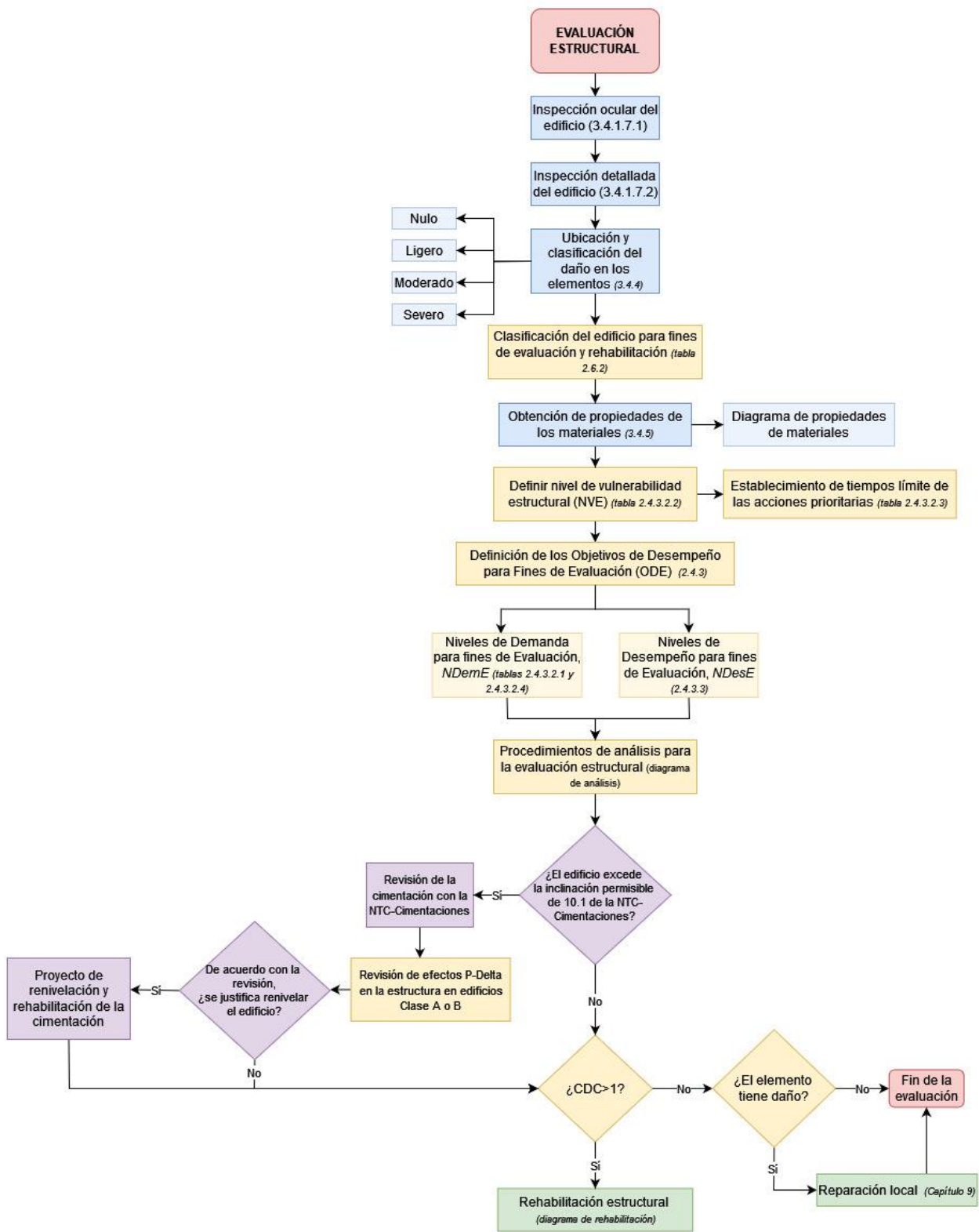


Figura 1.5.1.a – Diagrama de flujo del proceso de evaluación estructural

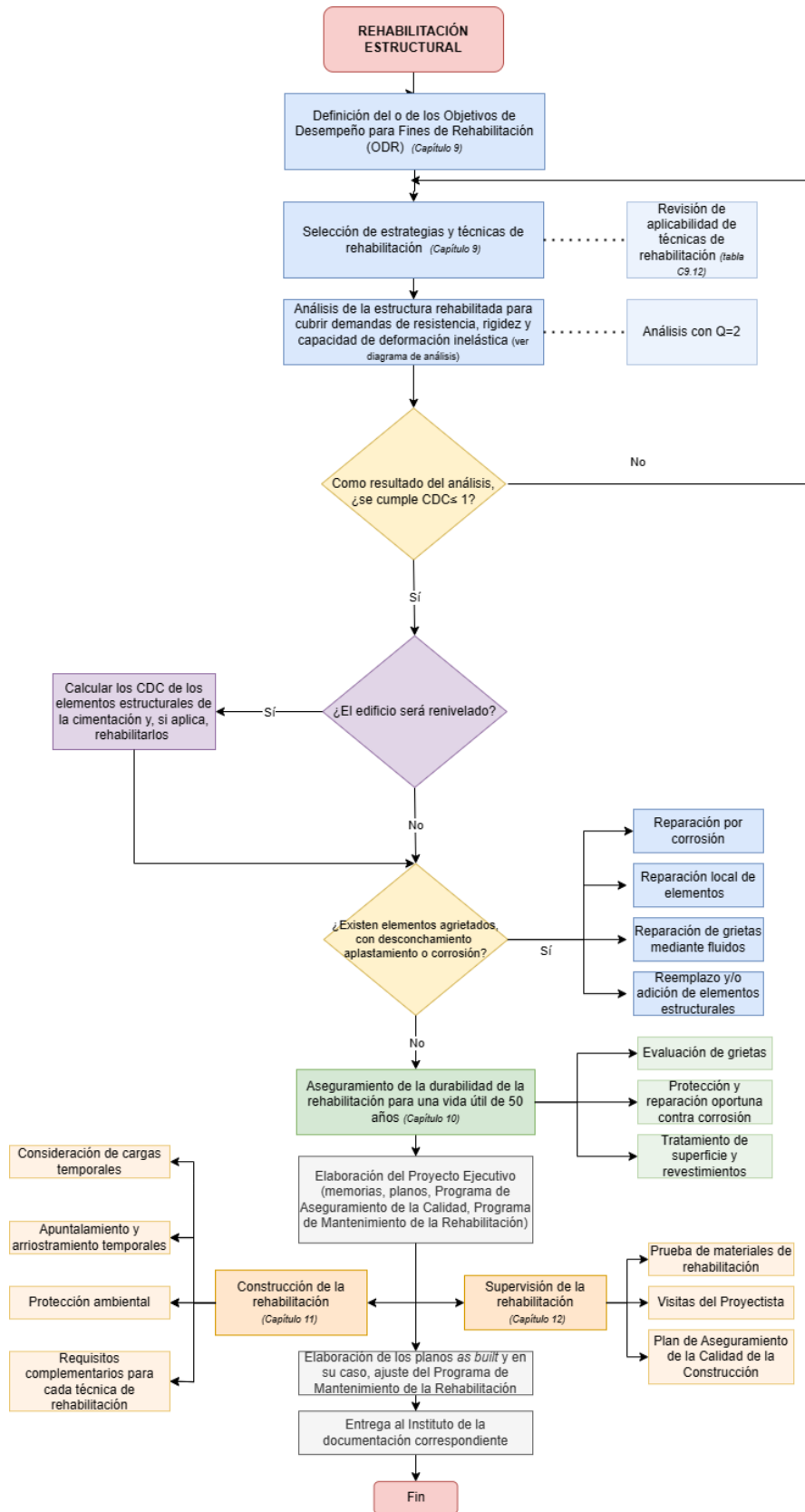


Figura 1.5.1.b – Diagrama de flujo del proceso de rehabilitación estructural

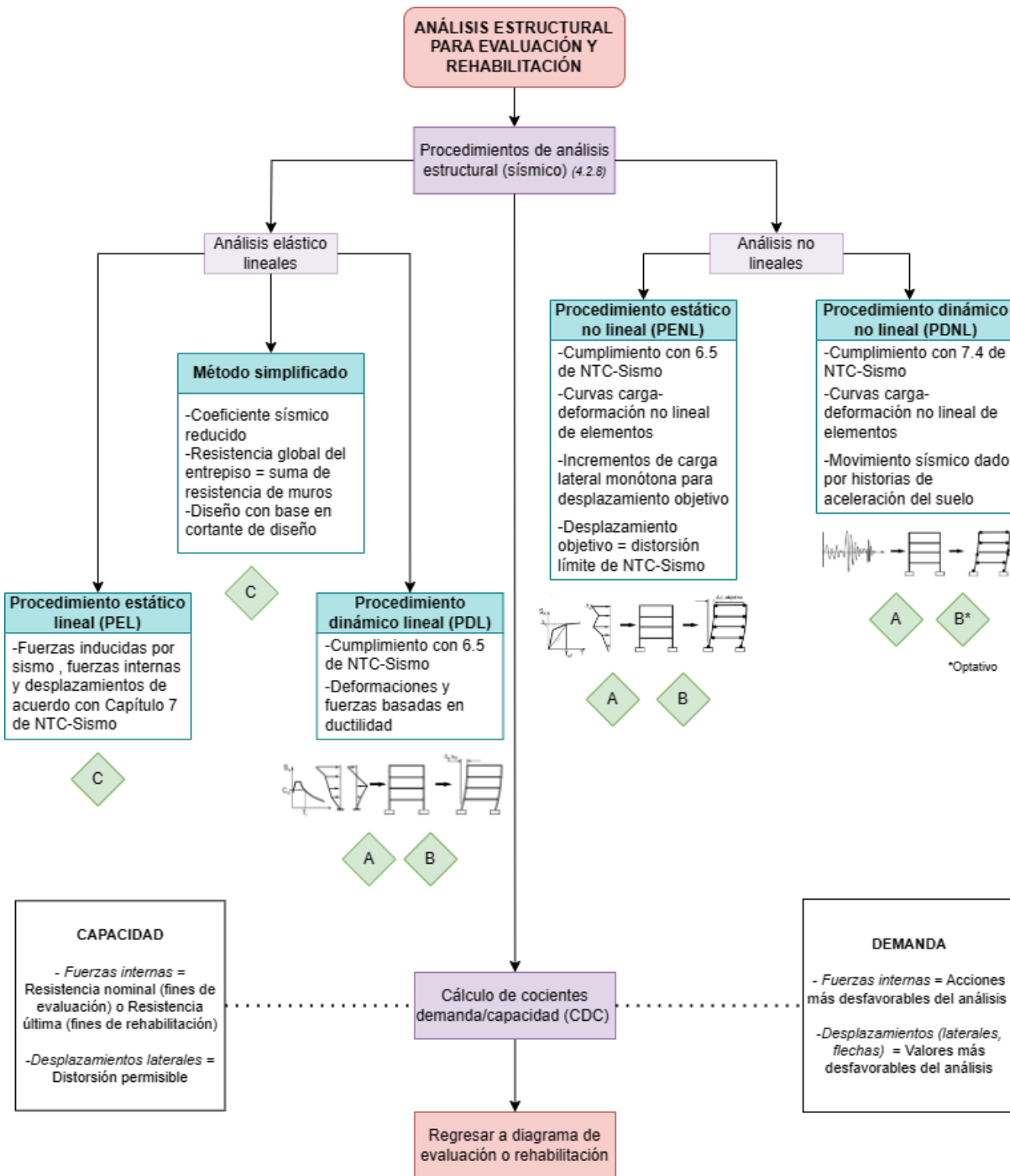


Figura 1.5.1.c – Diagrama de flujo de procedimientos de análisis estructural

1.6.2 En la revisión numérica, se deberá examinar el cumplimiento de los estados límite de falla de los elementos estructurales del inmueble. Además de los a) a c):

- a) Estado Límite de Falla de elementos o partes isostáticas de la estructura, como son balcones, bardas y marquesinas, por ejemplo
- b) Estado Límite de Falla, según la versión del Reglamento y sus NTC correspondientes, según 2.4.3 de esta Norma
- c) En sistemas de piso, signos de corrosión de barras de refuerzo con desprendimiento de recubrimiento, flechas mayores que las permitidas en las NTC vigentes, y/o que estén sujetos a cargas gravitacionales mayores que las consideradas en diseño o desde la última Constancia de Verificación de Seguridad Estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

2. REQUISITOS GENERALES DE LA EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL

2.1 Alcance

2.1.1 Se deberá evaluar y, en su caso, rehabilitar un edificio existente cuando se cumpla cualquiera de las condiciones a) a e) siguientes:

- a) El edificio exhibe daño moderado o severo en su estructura (véase 3.4 para la clasificación de intensidad de daño) debido a sismo, viento o cualquier otra acción (corrosión, hundimientos, cambios de temperatura, etc.)
- b) El edificio cambiará su uso
- c) La remodelación del edificio implica una modificación o cambio en su sistema estructural
- d) Si el Propietario o Poseedor o Poseedor lo desea
- e) El edificio es del Grupo A o Subgrupo B1 y está sujeto a su revisión con fines de expedición de la Constancia de la Verificación de la Seguridad Estructural.

2.1.2 Los requisitos de evaluación y rehabilitación de esta Norma son aplicables a edificios existentes en la Ciudad de México. Las disposiciones comprenden a elementos o miembros, elementos y sistemas estructurales resistentes a cargas gravitacionales y/o fuerzas y desplazamientos inducidos por sismo o viento.

2.1.3 El proceso de evaluación estructural se deberá realizar según lo establecido en 2.4. El diseño de la rehabilitación deberá satisfacer lo requerido en 2.5.

2.1.4 Cuando explícitamente se señale en esta Norma un requisito distinto a lo estipulado en las otras Normas, se deberá cumplir con lo establecido aquí.

2.1.5 Para desarrollar un proyecto de rehabilitación eficiente, se deberá contar con información de las condiciones del edificio, tales como configuración, características estructurales y deficiencias sísmicas. Es posible que buena parte de esta información esté disponible tras haber evaluado el edificio. Si no se cuenta con información suficiente para poder analizar, diseñar y construir la rehabilitación, se deberá ampliar la investigación y la evaluación del edificio.

2.1.6 El proceso de diseño de la rehabilitación de un edificio es un proceso iterativo en el cual se suponen modificaciones a la estructura existente para fines de un diseño preliminar y del análisis estructural. Los resultados del análisis deberán verificarse como aceptables a nivel de un elemento o elementos y del sistema estructural completo. Si los elementos nuevos o existentes y el sistema estructural completo no son aceptados como adecuados, se deberán ajustar las modificaciones estructurales y, si es necesario, se ejecutará un nuevo ciclo de análisis y verificación.

2.1.6.1 Se usarán como criterios de aceptación los indicados en esta Norma y calculados con la NTC del material que corresponda.

2.1.6.2 De manera alternativa, se permitirá el uso de los criterios de aceptación indicados en los Capítulos 6, 7 y 8 para estructuras de mampostería, concreto y acero, según corresponda.

Comentario:

En esta Norma se propone que la revisión de idoneidad o criterios de aceptación para definir si el edificio cumple la evaluación o, en su caso, la rehabilitación sean los establecidos en la NTC del material correspondiente al edificio, sistemas o elementos existentes o añadidos. Permite, de manera optativa, en 2.1.6.2, que se puedan usar los criterios de los Capítulos 6 a 8 de esta Norma, especialmente si se decide evaluar y rehabilitar el edificio bajo un criterio de diseño por desempeño. Se prevé que la mayoría de los edificios usará los criterios de aceptación de las NTC.

2.2 Responsabilidades

2.2.1 Los Propietarios o Poseedores estarán obligados a proveer un mantenimiento adecuado de las estructuras existentes para evitar situaciones inseguras y rehabilitar la estructura cuando existan condiciones que afecten su seguridad, redundancia e integridad.

2.2.2 El Propietario o Poseedor y el Proyectista acordarán los Objetivos de Diseño de la Rehabilitación. Serán requisitos mínimos los establecidos en el Reglamento, en sus Normas y en esta Norma. El Director y el Corresponsable, en su caso, autorizarán los Objetivos de Diseño de la Rehabilitación.

2.2.3 El Proyectista deberá preparar un informe de la estructura que incluya los puntos a) a k):

- a) Descripción de la estructura original y de sus modificaciones
- b) Historia de reparaciones y/o reforzamientos anteriores, si es el caso
- c) Descripción y documentación del daño y su clasificación, según 3.4.4
- d) Descripción y documentación de las condiciones potencialmente peligrosas
- e) Criterios de evaluación y resultados
- f) Condiciones y detalles de la rehabilitación propuesta
- g) Requisitos de materiales usados en la rehabilitación
- h) Identificación de elementos o partes de la estructura por ser apuntalados y/o arriostrados
- i) Plan, procedimientos, métodos, guías y especificaciones para el aseguramiento y control de la calidad de materiales y de la ejecución de la rehabilitación
- j) Características de la inspección de la rehabilitación durante su vida útil esperada, tales como periodicidad, tipo y nivel de revisión
- k) Instrucciones para el mantenimiento de la estructura existente y de los nuevos materiales, elementos, elementos y sistemas estructurales.

2.2.4 El informe requerido en 2.2.3 será entregado al Propietario o Poseedor, al Instituto, con el visto bueno del Director y del Corresponsable, si es el caso. En lo que toca al Corresponsable, este informe será parte de la documentación requerida en la NTC-Revisión que, entregada al Instituto, le permita a éste emitir la constancia de registro de la revisión.

2.3 Criterios generales de revisión y diseño

2.3.1 Con objeto de identificar los elementos, elementos y/o sistemas deficientes, se calcularán los cocientes demanda/capacidad (*CDC*). Si el cociente es mayor que 1.0, será necesario considerar la rehabilitación de dicho elemento, elemento o sistema estructural.

2.3.2 Se usará esta Norma para evaluar la capacidad del inmueble, en términos de su rigidez, resistencia y deformabilidad inelástica.

2.3.3 En el caso de fuerzas internas (fuerzas y momentos), la capacidad estará dada por la resistencia de diseño y la demanda será determinada por las acciones internas más desfavorables obtenidas del análisis, de acuerdo con a) a c):

- a) Para la revisión por cargas gravitacionales, la demanda se determinará a partir de NTC-Criterios
- b) En el caso de acciones sísmicas, la demanda se calculará de acuerdo con la NTC-Criterios, NTC-Sismo y lo que se señale en esta Norma
- c) En el caso de viento, se utilizará la NTC-Criterios y la NTC-Viento.

2.3.4 La capacidad de desplazamiento será mayor o igual que la distorsión o flecha permisibles, según el sistema estructural, y la demanda será la distorsión o flecha más desfavorable obtenida del análisis estructural. La distorsión debida a sismo no deberá incluir ninguna reducción por efecto del comportamiento inelástico (factor *Q*).

2.3.4.1 De manera alternativa a 2.3.4, se aceptará como capacidad de desplazamiento a la indicada en los Capítulos 6, 7 y 8 de esta Norma, según el material que corresponda.

2.3.5 En el diseño de la rehabilitación, se tomarán en consideración los aspectos a) a g) siguientes, tanto de la estructura como de la cimentación:

- a) Condiciones de la estructura potencialmente peligrosas, incluyendo la interacción con cuerpos vecinos
- b) Daño estructural
- c) Deterioro de concreto y del refuerzo

- d) Construcción defectuosa
- e) Situaciones que afectan las condiciones de servicio
- f) Durabilidad de los materiales de construcción
- g) Asentamientos, hundimientos, emersiones y desplomos.

2.3.6 El Reglamento y sus Normas se aplicarán para el diseño de nuevos elementos o revisión de los elementos existentes, así como de conexiones entre nuevos elementos y la estructura existente, dependiendo del material o materiales de la estructura existente y de los elementos de la rehabilitación.

2.4 Procedimiento general de evaluación estructural

2.4.1 La evaluación de una estructura se deberá realizar de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

2.4.2 Para realizar la evaluación, el Propietario o Poseedor deberá definir, con la asesoría del Proyectista, el o los Objetivos de Desempeño para fines de Evaluación (*ODE*). Los *ODE* serán aprobados por el Director y, en su caso, por el Corresponsable.

2.4.3 Objetivos de Desempeño para fines de Evaluación, *ODE*

2.4.3.1 Los *ODE* estarán integrados por a) y b):

- a) Niveles de Demanda para fines de Evaluación, *NDemE*
- b) Niveles de Desempeño para fines de Evaluación, *NDesE*.

2.4.3.2 Niveles de Demanda para fines de Evaluación, *NDemE*

2.4.3.2.1 Los *NDemE* se determinarán a partir de la tabla 2.4.3.2.1 de acuerdo con el tipo de acciones por estudiar.

Tabla 2.4.3.2.1 – Niveles de Demanda para fines de Evaluación, *NDemE*

Tipo de acciones	NTC aplicable
Permanentes y Variables	Criterios
Permanentes, Variables y Accidentales	Criterios Sismo y/o Viento
Ambientales que causan deterioro de los materiales estructurales	Acero Concreto Mampostería
Fuego	Proyecto Arquitectónico

2.4.3.2.2 Para determinar el *NDemE* se deberá definir el nivel de vulnerabilidad estructural (*NVE*) de acuerdo con la tabla 2.4.3.2.2. Se considerarán cuatro niveles de vulnerabilidad estructural, *NVE*: AA – muy alto, A – alto, M – medio y B – bajo.

2.4.3.2.2.1 De manera alternativa a la tabla 2.4.3.2.2 se podrá aplicar el análisis de vulnerabilidad estructural establecido en los Lineamientos Técnicos para la Elaboración de la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural que expida el Instituto. Se aceptará aplicar la tabla 2.4.3.2.2 si se desea verificar el *NVE* obtenido con los Lineamientos citados.

2.4.3.2.3 Una vez definido el *NVE*, se deberán observar los tiempos límite de las Acciones Prioritarias que se definen en la tabla 2.4.3.2.3.

Tabla 2.4.3.2.2 – Nivel de vulnerabilidad estructural, NVE

Zona geotécnica	Irregularidad, según NTC-Sismo ^[1]	Periodo fundamental de la estructura/Periodo dominante del suelo según SASID en la dirección más crítica	NVE ^{[2], [3], [4]}
III – Lago	Fuertemente irregular	Entre 0.7 y 1.25	AA
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	A
	Irregular	Entre 0.7 y 1.25	A
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	M
	Regular	Entre 0.7 y 1.25	M
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	B
II – Transición	Fuertemente irregular	Entre 0.7 y 1.25	A
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	M
	Irregular	Entre 0.7 y 1.25	M
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	B
	Regular	Entre 0.7 y 1.25	B
		Menor que 0.7 o mayor que 1.25	B
I – Lomas	Fuertemente irregular	Entre 0.8 y 1.15	M
		Menor que 0.8 o mayor que 1.15	B
	Irregular	Entre 0.8 y 1.15	M
		Menor que 0.8 o mayor que 1.15	B
	Regular	Entre 0.8 y 1.15	B
		Menor que 0.8 o mayor que 1.15	B

^[1] Para determinar el nivel de irregularidad, se deberán aplicar los criterios de la NTC-Sismo para un sistema de fuerzas laterales cualquiera.

^[2] Si la estructura tiene daño severo, de acuerdo con 3.4.4.2 de esta Norma, se clasificará como AA independientemente de la zona geotécnica, su nivel de regularidad y de la relación del periodo fundamental de vibración del edificio y el periodo dominante del sitio, según el SASID.

^[3] Si la estructura tiene daño moderado, de acuerdo con 3.4.4.2 de esta Norma, se clasificará como A independientemente de la zona geotécnica su nivel de regularidad y la relación del periodo fundamental de vibración del edificio y el periodo dominante del sitio, según el SASID.

^[4] Se deberá subir un nivel de vulnerabilidad estructural si el edificio presenta cualquiera de las condiciones siguientes:

- a) Una inclinación mayor que el límite calculado con la NTC-Criterios, con la aprobación del Director y, en su caso, del Corresponsable
- b) Fue construido antes de 1987 y se encuentra en zona de Lago o Transición
- c) Una separación del edificio vecino menor o igual que 1.0 por ciento de la altura sobre nivel de banqueta del edificio por rehabilitar cuando coincidan la elevación de las losas de los dos edificios y cuyo número de pisos difiera significativamente entre sí y de 0.8 por ciento cuando la elevación de las losas de un edificio coincida con el tercio medio de las columnas o muros de carga del edificio vecino. En ambos casos se deberá contar con el visto bueno del Director y, en su caso, del Corresponsable.

Tabla 2.4.3.2.3 – Tiempos límite de las Acciones Prioritarias para el edificio en función del NVE

Información del Análisis de Vulnerabilidad		Tiempos Límite de las Acciones Prioritarias para el edificio en función del NVE		
NVE	Zona geotécnica, según el Reglamento-Reformado 2017	Tiempo límite para finalizar la revisión numérica estructural a partir del término de la vigencia de la Constancia de Seguridad Estructural o de la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural, o bien del inicio de la Evaluación del Edificio (meses)	Tiempo límite para finalizar el proyecto de rehabilitación a partir del término de la vigencia de la Constancia de Seguridad Estructural o de la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural, o bien del término de la Evaluación Estructural si ésta arroja que el edificio se deberá rehabilitar (meses)	Tiempo límite para finalizar la ejecución del proyecto de rehabilitación a partir del término de la vigencia de la Constancia de Seguridad Estructural o de la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural, o bien del término de la Evaluación Estructural si ésta arroja que el edificio se deberá rehabilitar (meses)
AA	Cualquier zona	6 ^[1]	12	24
A	I	12	24	36
	II	12	24	36
	III	6	12	24
M	I	18	36	48
	II	18	36	48
	III	12	24	36

^[1] En caso de presentarse daño grave en elementos estructurales y no estructurales, deberá desocuparse el inmueble hasta haber obtenido la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural (para estructuras del Grupo A y Subgrupo B1) o haber terminado la rehabilitación (edificios del Subgrupo B2).

2.4.3.2.3.1 Las edificaciones con *NVE-B* (bajo) sólo deberán someterse a la inspección ocular establecida en 3.4.1.7.1, cuyo resultado se deberá entregar al Propietario o Poseedor. En estructuras del Grupo A o Subgrupo B1, el informe deberá ser suscrito por un Corresponsable como requisito del registro de la Constancia de Verificación de Seguridad Estructural ante la Alcaldía.

2.4.3.2.4 Los *NDemE* por sismo serán a) o b):

- a) Los determinados en la tabla 2.4.3.2.4
- b) Los correspondientes a la tabla 1.1.a de la NTC-Sismo.

Tabla 2.4.3.2.4 – *NDemE* por sismo

NVE	Año de construcción o de la última intervención estructural significativa	Versión del Reglamento	Versión de la NTC-Sismo
AA	Cualquiera	Reforma 2017	2023
A	Después de 1987	Reforma 2017	2023
A	Antes de 1987	2004	Apéndice A, 2004
M	Después de 2004	Reforma 2017	2023
M	Entre 1987 y 2004	2004	Apéndice A, 2004
M	Antes de 1987	1993	1993
B	Después de 2004	Reforma 2017	2023
B	Entre 1987 y 2004	2004	Apéndice A, 2004
B	Antes de 1987	1993	1993
AA, A o M	Después de 2023	Reforma 2017	2023

2.4.3.2.4.1 En función de su edad y de su nivel de vulnerabilidad, se aceptará evaluar el edificio según la demanda sísmica de la tabla 2.4.3.2.4. La demanda de fuerzas internas y distorsión se calculará mediante el uso de un factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$ para estructuras de acero o concreto, o el que corresponda para la modalidad y tipo de piezas de mampostería de sus muros. Si la estructura no cumple con los requisitos de mampostería confinada o reforzada interiormente, el sistema es a base de losas planas unidas por columnas o se sospecha que los componentes verticales principales del SERCGFL no tienen capacidad dúctil (como es el caso de columnas de planta baja débil o flexible), se deberá emplear $Q=1.0$.

La demanda de distorsiones se calculará sin incluir el efecto de reducción del factor Q y del factor R cuando la NTC-Sismo así lo requiera. La demanda de distorsión para ser comparada con los límites de la tabla 2.7.1 será la más desfavorable obtenida del análisis estructural para la combinación de cargas que corresponda.

2.4.3.2.4.2 Se aceptará usar niveles de demanda mayores que los especificados en la tabla 2.4.3.2.4 siempre que sean consistentes con 1.1 de la NTC-Sismo.

2.4.3.2.4.3 Si se opta por evaluar el edificio por desempeño, se deberá aplicar la versión 2023 de la NTC-Sismo para calcular las demandas de resistencia y de distorsión lateral. Si se emplean los factores m de los Capítulos 6 a 8, las demandas de resistencia y de desplazamiento lateral se calcularán a partir de espectros elásticos (sin reducir).

2.4.3.2.4.4 En caso de evaluación por viento, se deberán usar como $NDemE$ los requisitos de NTC-Viento de 2023.

Comentario:

La determinación de la vulnerabilidad estructural ha de hacerse, idealmente, mediante procedimientos numéricos con información recabada en campo y de pruebas de materiales. Ello implica analizar el edificio, al menos con procedimientos de análisis elástico lineales. La Norma permite aplicar otros tipos de metodologías que hayan sido calibradas con edificios reales (véase 2.4.3.2.2.1). Se recomienda estudiar los documentos INIFED (2021b) y FEMA P-2018 (2018) en los cuales se incluyen metodologías de evaluación de la vulnerabilidad estructural de edificios de acero estructural, concreto y mampostería, basadas en la identificación de mecanismos probables de colapso. En síntesis, los métodos se basan en suponer distintos mecanismos plásticos y en encontrar la resistencia asociada a cargas laterales. En Akkar et al. (2021) se pueden consultar diferentes métodos de evaluación post-sísmica y de modelación de pérdidas; en especial, la de Ilki et al. (2021) es relevante porque relaciona la intensidad del daño en elementos horizontales y verticales para definir la vulnerabilidad de la estructura y las acciones consecuentes por desarrollar. La clasificación de la intensidad del daño de elementos y de la estructura es similar a la adoptada en esta Norma.

En esta Norma se permite el uso de un factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$ bajo la hipótesis de que la estructura por evaluar y, en su caso, por rehabilitar, tiene una capacidad dúctil baja. Este es el caso de sistemas estructurales a base de marcos y de sistemas duales. En el caso de edificios hechos a base de columnas que soportan losas planas, se pide que se emplee un factor Q unitario en reconocimiento a la muy baja capacidad dúctil que estos sistemas estructurales han exhibido en sismos. De igual manera, se requiere usar $Q=1.0$ si se sospecha que los componentes verticales (columnas y muros) que le dan estabilidad ante cargas verticales al edificio no tienen una capacidad dúctil apreciable. Este es el caso de columnas de planta baja débil o flexible que poseen un detallado inadecuado para sostener desplazamientos laterales significativos. Usualmente en edificios de cierta data, las columnas tienen refuerzo transversal en bajas cuantías, alta separación, estribos con terminaciones en ganchos de 90 grados, entre otros detalles deficientes en comparación con la práctica actual.

En esta Norma se aceptan dos criterios para determinar las demandas sísmicas en el edificio por evaluar y, en su caso, rehabilitar. El primero de ellos es el que se usa para el diseño de edificios nuevos en el cual las demandas se calculan a partir de espectros reducidos por ductilidad y sobrerresistencia -en el caso de NTC-Sismo 2023, por ejemplo- (2.4.3.2.4.1). El segundo criterio es consistente con el ASCE 41 y supone que las demandas de desplazamiento inelástico se pueden estimar a partir de fuerzas laterales determinadas del espectro de diseño elástico (sin afectar por factores de reducción). Si se opta por el segundo criterio se usan los factores m dependiendo del material de construcción correspondiente (2.4.3.2.4.2). En el primer criterio, el desplazamiento lateral inelástico se estima a partir del desplazamiento lateral obtenido por fuerzas reducidas multiplicándolo por factores correctivos (Q y R , según corresponda). Este criterio supone que se conoce la capacidad dúctil de una estructura, a la que se le puede asignar un factor Q . El segundo criterio no implica suponer un factor Q y se usa para la evaluación y/o rehabilitación por desempeño.

2.4.3.3 Niveles de Desempeño para fines de Evaluación, $NDesE$

2.4.3.3.1 Los Niveles de Desempeño para fines de Evaluación, $NDesE$, deberán cumplir con a) o b)

- a) Estados límite de falla, si los $NDemE$ seleccionados son los indicados en 2.4.3.2.4.a
- b) Estados límite de falla y de servicio, si los $NDemE$ adoptados son los requeridos en 2.4.3.2.4.b.

2.4.3.4 El procedimiento de análisis estructural para fines de evaluación será el requerido en el Capítulo 3, según la clase del edificio (véase 2.6).

Comentario:

En esta Norma se supone que la evaluación estructural es el inicio de una posible rehabilitación del edificio. La evaluación tiene por objeto definir si la estructura, en su estado actual, cumple con criterios de aceptación, según la solicitud en estudio. En el caso de la revisión por sismo, la demanda a usar en la evaluación se ha supuesto dependiente de la vulnerabilidad del edificio actual y del año de construcción, de tal modo que se empleen niveles de demanda superiores a las usadas en el diseño original y que conduzcan a evitar el colapso del edificio ante sismos intensos. Así, con base en la tabla 2.4.3.2.4, si la estructura tiene un NVE medio (M) y fue construida, por ejemplo, en 1968, se revisaría (evaluaría) con la versión 1993 de la NTC-Sismo. Ello implica que tanto las fuerzas inducidas por sismo como las distorsiones se revisen de conformidad con esa versión. Las resistencias de los elementos de la superestructura se revisarían de acuerdo con la versión 2023 de la Norma que corresponda al material del edificio evaluado para estructuras de ductilidad alta (si son de concreto o acero) o para la modalidad de mampostería que corresponda. Para la revisión de la cimentación, se usa la versión de la NTC-Cimentaciones correspondiente con la versión de la NTC-Sismo usada en la evaluación (1993 para este ejemplo).

Este criterio de revisión es distinto del seguido hasta la versión 2023 de las Normas. Anteriormente se requería que, sin importar el año de construcción y su nivel de vulnerabilidad, la estructura se evaluara de conformidad con la versión más reciente de la NTC-Sismo (para este caso, 2023). Ello conduce a que prácticamente todas las estructuras evaluadas requirieran ser rehabilitadas a costos muy elevados.

2.5 Procedimiento general de la rehabilitación estructural

2.5.1 La rehabilitación de un edificio deberá cumplir con los criterios generales de esta sección.

2.5.2 Decisión de rehabilitar una estructura

2.5.2.1 Se deberá rehabilitar una estructura de un edificio existente cuando se cumplan las condiciones a) o b) siguientes, en adición a 2.5.2.2:

- a) Los cocientes demanda/capacidad **CDC** para acciones y/o desplazamientos laterales son iguales o mayores que 1.0 para los elementos, elementos y sistemas estructurales resistentes a cargas gravitacionales y/o resistentes a fuerzas laterales inducidas por sismo
- b) La estructura no mantiene sensiblemente su geometría original; es decir, requiere ser renivelada, deformada o desplazada para recuperar dicha geometría.

2.5.2.2 El propietario, con ayuda del Proyectista, realizará los estudios costo-beneficio y demás análisis económico-financieros para decidir la conveniencia y viabilidad de rehabilitar el edificio, o bien, de demolerlo y reconstruirlo.

2.5.2.3 En el diseño de la rehabilitación, se tomarán en consideración los aspectos de 2.3.5.

2.5.2.4 Rehabilitación parcial

2.5.2.4.1 Cuando una rehabilitación parcial sea aplicada en una porción o porciones del edificio, sin rehabilitar la totalidad del sistema resistente ante cargas laterales, dicha rehabilitación deberá cumplir con todos los siguientes requisitos a) a d):

- a) No resulte en una reducción del nivel de desempeño estructural o niveles de desempeño no estructural del edificio existente para el mismo nivel de peligro sísmico
- b) No cree una nueva irregularidad estructural o que modifique una irregularidad existente convirtiéndola en una irregularidad más severa
- c) No resulte en un aumento de las fuerzas inducidas por sismo en cualquier elemento con una resistencia deficiente para resistir dichas fuerzas
- d) Incorpore elementos estructurales que estén conectados a la estructura existente en cumplimiento con los requisitos de esta Norma.

2.5.3 Métodos de rehabilitación

2.5.3.1 La selección de los métodos de rehabilitación dependerá de las deficiencias detectadas, del Objetivo de Desempeño para fines de Rehabilitación, **ODR**, y de la clase del edificio (véase 2.6).

2.5.3.2 Para rehabilitar un edificio se deberá proceder como se señala en a) a d):

- a) La estructura se deberá analizar para determinar si cumple con el o los **ODR** y, si no los cumple, se identificarán sus deficiencias
- b) Se estudiarán y desarrollarán una o más estrategias de rehabilitación para resolver las deficiencias identificadas
- c) Se analizará la estructura con las modificaciones preliminares de rehabilitación a fin de determinar si la estructura satisface el o los **ODR**
- d) El proceso se repetirá hasta que la solución obtenida cumpla con **ODR**.

2.5.4 **Objetivos de Desempeño para fines de Rehabilitación, ODR**

2.5.4.1 Un ODR estará integrado por el Nivel de Demanda para fines de Rehabilitación **NDemR**, y el Nivel de Desempeño para Fines de Rehabilitación, **NDesR**.

2.5.4.2 Se aceptará que el o los **ODR** sean el o los mismos que el o los **ODE**. En ningún caso se aceptará que el **ODR** sea menos estricto que el **ODE**.

Comentario:

*Se acepta que el **ODE** sea distinto que el **ODR**. Es posible que el Proyectista y el Propietario o Poseedor acuerden, en un primer momento, revisar el edificio para un cierto nivel de demanda y que, al identificarse la necesidad de rehabilitar, el proyecto de rehabilitación se realice para cumplir con un **ODR** diferente. En todo caso, el **ODR** tendrá que ser al menos igual o superior (más estricto) que el **ODE**.*

2.5.4.3 **ODR por sismo y viento**

2.5.4.3.1 Si el **NDemR** es el indicado en la tabla 1.1.a de la NTC-Sismo, se aceptará usar espectros de sitio en los casos señalados en 3.1.3 de la NTC-Sismo.

2.5.4.3.2 Cuando sea necesario el uso de historias de aceleración para la verificación del diseño de la rehabilitación, se deberá satisfacer el Capítulo 7 de la NTC-Sismo.

2.5.4.3.3 El procedimiento de análisis estructural para fines de rehabilitación será el requerido en el Capítulo 3 según la clase del edificio (véase 2.6).

2.5.4.3.4 Si se opta por rehabilitar el edificio por desempeño, se deberá aplicar la versión 2023 de la NTC-Sismo para calcular las demandas de resistencia y de distorsión lateral. Si se emplean los factores **m** de los Capítulos 6 a 8, las demandas de resistencia y de desplazamiento lateral se calcularán a partir de espectros elásticos (sin reducir).

2.5.4.3.5 Para rehabilitar una estructura por viento, se deberán usar como **NDemR** los requisitos de NTC-Viento de 2023.

2.5.5 **Estrategias de rehabilitación**

2.5.5.1 Se deberá satisfacer el o los **ODR** mediante el diseño de técnicas de rehabilitación que formen parte de estrategias para resolver las deficiencias identificadas en la evaluación estructural.

2.5.5.2 En caso de una rehabilitación sísmica de un edificio, se aceptará integrar una o varias de las estrategias de rehabilitación identificadas en 2.5.5.5 a 2.5.5.11. En el desarrollo del diseño de la rehabilitación se deberá considerar el nivel de redundancia, de modo que una falla localizada en uno o unos elementos no resulten en colapso local, parcial o en inestabilidad del inmueble. Para las distintas estrategias consideradas, se deberá revisar la cimentación y decidir sobre su posible rehabilitación.

2.5.5.3 Los efectos de la modificación del edificio en la rigidez, resistencia y capacidad de deformación inelástica del edificio serán considerados en el modelo numérico del edificio rehabilitado. Se deberá revisar la compatibilidad de desplazamientos entre los elementos existentes y nuevos ante los sismos de diseño.

2.5.5.4 Se deberá revisar que la o las estrategias seleccionadas satisfagan a) a f):

- a) Corrijan las deficiencias conocidas (especialmente ante sismos) de todo el sistema y de los elementos o elementos vulnerables
- b) Sea compatible estructuralmente con el sistema existente
- c) Sea compatible funcionalmente y, si se puede, estéticamente
- d) Logre el o los **ODR** acordados entre el propietario y el Proyectista, el cual habrá sido aprobado por el Director y, en su caso, el Corresponsable
- e) Minimice las afectaciones a los ocupantes
- f) Sea costo-efectiva y utilice materiales y equipos disponibles.

2.5.5.5 *Modificación de elementos estructurales*

2.5.5.5.1 Se deberá considerar la modificación local de elementos sin alterar la configuración básica del sistema resistente a carga lateral. Esto implicará mejorar las conexiones, la resistencia y/o capacidad de deformación de los elementos.

Comentario:

El encamisado de elementos de marcos (con concreto, acero o compuestos poliméricos reforzados con fibras) es una técnica que permite incrementar la resistencia y/o la capacidad de deformación, sin alterar la respuesta global de la estructura. Otra medida es reducir la sección transversal de ciertos elementos para aumentar su flexibilidad y dotarlos de mayor capacidad de deformación lateral.

2.5.5.6 *Eliminación o mitigación de irregularidades o discontinuidades existentes*

2.5.5.6.1 Se deberá considerar la eliminación o mitigación de las irregularidades de rigidez, resistencia y masa que causan un desempeño sísmico inadecuado.

2.5.5.6.2 Se deberá considerar la demolición de porciones de la estructura que causan la irregularidad, como entrantes y apéndices. También se deberá considerar la elaboración de juntas constructivas para dividir el edificio irregular en varios cuerpos regulares separados entre sí. Las juntas constructivas deberán tener la dimensión necesaria que cumpla con los requisitos normativos y evitar el golpeteo entre estructuras.

Comentario:

Los efectos de las irregularidades y discontinuidades se manifiestan en la distribución de desplazamientos, así como en los cocientes de demanda a capacidad. La eliminación de las irregularidades puede ser una solución; sin embargo, se recomienda revisar que no genere concentraciones de desplazamiento en algunos puntos de la estructura.

La eliminación de entrepisos débiles o flexibles incluye la adición de muros o contraventeos. En el caso de irregularidades que causan torsión, es conveniente considerar la adición de marcos, muros o contraventeos que equilibren la distribución de rigidez y masa en un piso.

En la fig. C2.5.5.6 se muestran ejemplos de estructuras irregulares.

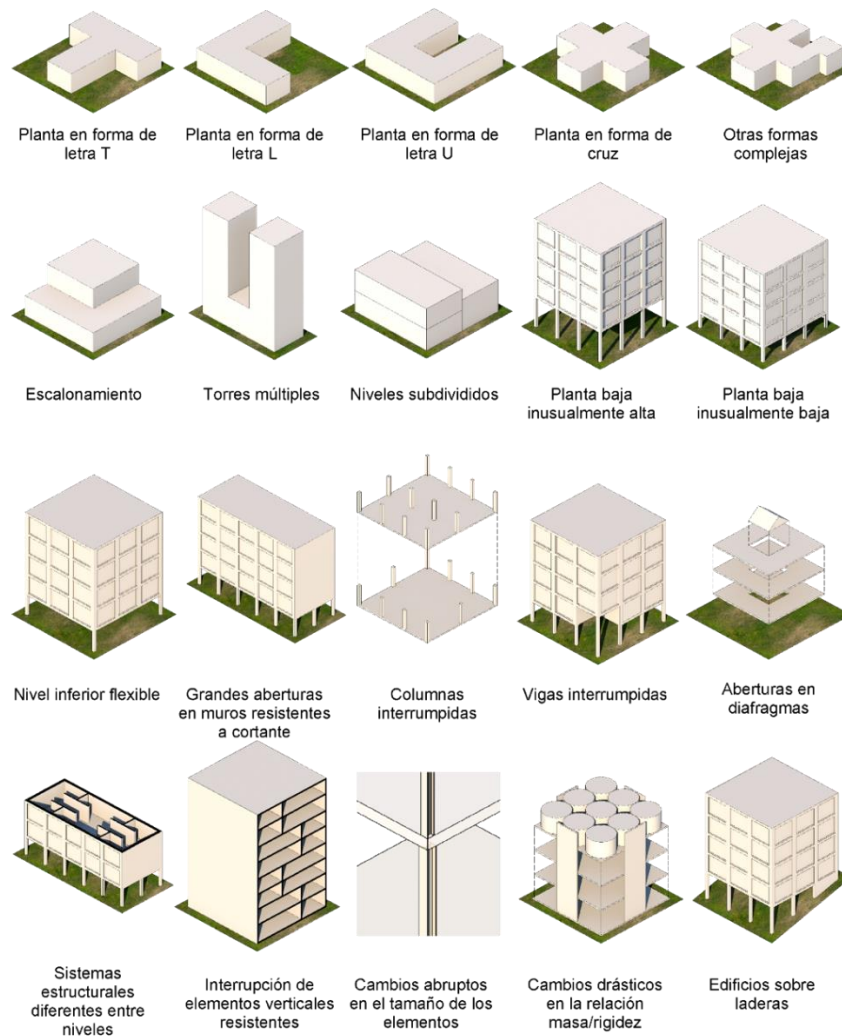


Figura C2.5.5.6 – Ejemplos de estructuras irregulares (INIFED, 2021c)

2.5.5.7 Rigidización parcial o global de la estructura

2.5.5.7.1 Se deberá rigidizar un elemento, parte o toda la estructura cuando los desplazamientos de los elementos y/o la estructura excedan los límites del **NDesR** y/o los elementos no tengan la capacidad de deformación inelástica demandada por los sismos.

Comentario:

Este es el caso de marcos con columnas con refuerzo insuficiente a cortante y sin detallado dúctil. Para contrarrestar esta deficiencia, la construcción de nuevos muros o contraventeos es una medida efectiva para incrementar la rigidez lateral. Es frecuente que esta técnica lleve asociado el encamisado de columnas para dotarlas de una mayor capacidad de deformación lateral inelástica. Es importante tomar en cuenta las nuevas acciones a la cimentación.

2.5.5.8 Reforzamiento parcial o global de la estructura

2.5.5.8.1 Se considerará el reforzamiento parcial o global de la estructura cuando la resistencia de los elementos y/o de la estructura existente sea menor que la requerida por el **NDemR** y/o que conduzca a comportamiento inelástico ante movimientos sísmicos de baja intensidad.

Comentario:

La adición de muros y/o contraventeos es una solución adecuada para ello. Dependiendo de la estructura existente, es posible que la alta rigidez lateral de muros y contraventeos obligue a diseñarlos para resistir gran parte de la demanda sísmica. Otra opción es reforzar los marcos resistentes a momento; en esos casos, se deberá revisar que el reforzamiento sea efectivo antes que fallen elementos frágiles. En esta estrategia, se deberá hacer énfasis en la revisión de la seguridad de la cimentación.

2.5.5.9 Alternativas para la solución de problemas de interacción entre edificios

2.5.5.9.1 Se considerará la rigidización de la estructura para evitar el golpeteo con las estructuras adyacentes. Si la separación entre los edificios contiguos es muy pequeña, además de rigidizar la estructura, se evaluará la posibilidad de diseñar y construir elementos que sean capaces de resistir y transmitir el impacto del edificio vecino, sin afectar los elementos resistentes a cargas verticales. En ocasiones será necesario recorrer el eje del marco de colindancia mediante el recorte de las columnas. Alternativamente se podrá considerar la posibilidad de unirlos, de modo que respondan como una unidad estructural.

Comentario:

Una posibilidad es usar elementos de neopreno diseñados para resistir el posible impacto; ello requiere un reforzamiento local de ambas estructuras. La unión de estructuras es factible cuando son similares en tamaño y sistema estructural, además de que se tengan condiciones propicias para su conexión. Es el caso de estructuras son propiedad de una misma persona física o moral, o bien cuando sus propietarios están dispuestos a unirlos.

2.5.5.10 Reducción de la masa reactiva

2.5.5.10.1 Se deberá considerar la reducción de la masa reactiva de una estructura a fin de reducir la demanda de fuerza y deformación producida por un sismo.

Comentario:

La masa se puede reducir mediante el retiro de tanques de agua, la demolición de apéndices, el reemplazo de fachadas y muros divisorios pesados, así como el retiro de equipo y bodegas, especialmente en la parte superior del edificio, y bajarlo a nivel de terreno si es posible.

2.5.5.11 Adición de elementos de control de la respuesta

2.5.5.11.1 Se aceptará usar el aislamiento de base y la inclusión de elementos disipadores de energía mediante fricción, comportamiento histerético o comportamiento viscoso.

Comentario:

Estos elementos son idóneos para edificios relativamente flexibles y que posean capacidad de deformación inelástica. Tales sistemas están frecuentemente acoplados a contraventeos. Si bien, en varios casos los desplazamientos se reducen, las fuerzas transmitidas a la estructura aumentan. Para más detalles se recomienda revisar los Capítulos 12 y 13 de la NTC-Sismo.

2.5.6 Verificación del diseño de la rehabilitación

2.5.6.1 El diseño de las técnicas de rehabilitación deberá verificarse para que cumpla con los requisitos de esta Norma, la NTC-Criterios y las NTC de los materiales aplicables. En el caso de la rehabilitación por sismo, la verificación se hará mediante el análisis del edificio que incluya las técnicas de rehabilitación modeladas numéricamente.

2.5.6.2 El procedimiento de análisis señalado en 2.5.6.1 deberá ser consistente con los requisitos establecidos en esta Norma.

2.5.6.3 Si el diseño de la rehabilitación no cumple con los criterios de aceptación para el o los **ODR** seleccionados, se deberán rediseñar las técnicas o usar otra estrategia de rehabilitación. Este proceso de verificación se repetirá hasta que se cumplan los criterios de aceptación del o los **ODR** seleccionados.

2.5.7 Proyecto Ejecutivo, memorias y planos

2.5.7.1 Si el diseño de la rehabilitación cumple con los criterios de aceptación para el o los **ODR** seleccionados, se elaborará el Proyecto Ejecutivo. El Proyecto Ejecutivo deberá incluir los planos, memorias y las especificaciones de construcción de conformidad con 2.5.7.2 de esta Norma.

2.5.7.2 Los planos y memorias descriptivas de cálculo, normas y especificaciones deberán tener suficiente detalle y claridad para comunicar el lugar, naturaleza y alcance del trabajo de la evaluación y rehabilitación. Los planos deberán incluir, al menos a) a k):

- a) Hipótesis de diseño y requisitos de construcción, así como, propiedades de materiales existentes (sin daño) y nuevos
- b) Normas aplicadas y espectro sísmico de diseño
- c) Detalles, ubicación y notas sobre el tamaño, configuración, refuerzo, recubrimientos, anclajes, materiales de reparación y reforzamiento, así como requisitos de preparación de la estructura existente, incluyendo a la cimentación
- d) Magnitud y ubicación de fuerzas de presfuerzo, si aplica
- e) Anclaje y longitud de desarrollo del refuerzo
- f) Tipo y ubicación de anclas y conectores
- g) Número, ubicación, tamaño, refuerzo y detalles de zapatas adicionales, ampliaciones de losas y cajones de cimentación, de inclusiones, de micropilotes, pilotes, pilas, si es el caso
- h) Conexiones a escala entre elementos y elementos existentes con los nuevos o rehabilitados, con sus correspondientes elementos de refuerzo, anclas y conectores
- i) Criterios y detallado de apuntalamiento y arriostramiento, antes, durante y para completar la rehabilitación
- j) Proceso constructivo por etapas, claro y preciso
- k) Programa de mantenimiento de la superestructura y la cimentación.

2.5.8 Control de calidad de la construcción

2.5.8.1 El Proyectista, en consulta con el Constructor, deberá preparar un Plan de Aseguramiento de la Calidad de la Construcción, de acuerdo con el Capítulo 12 de esta Norma y los capítulos correspondientes a la construcción en las NTC de los materiales aplicables.

2.6 Clasificación de edificios para fines de evaluación y rehabilitación

2.6.1 La evaluación y rehabilitación sísmica del edificio se deberá realizar para demostrar el cumplimiento del o los **ODE** y del o los **ODR**, respectivamente, de acuerdo con los requisitos de 2.6.2 y 2.6.3.

2.6.2 Para fines de evaluación y rehabilitación se clasificará el edificio de acuerdo con la tabla 2.6.2.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 2.6.2 – Clasificación de los edificios para fines de evaluación y rehabilitación

Criterio / Clasificación	Clase A	Clase B	Clase C
Descripción	Cualquiera hecha de mampostería, concreto o acero	Cualquiera hecha de mampostería, concreto o acero	Estructuras de baja altura, de muros de carga de mampostería; o a base de sistemas de marcos de concreto o acero con o sin muros diafragma de mampostería o concreto.
Regularidad ^[1]	Cualquiera	Cualquiera	Regular o irregular
Tipo de rehabilitación / reforzamiento	Adición de dispositivos de control de respuesta (disipadores de energía, amortiguadores) y/o aislamiento de base	Cualquiera, sin aislamiento de base y sin disipadores	Cualquiera, sin aislamiento de base y sin disipadores
Máximo número de losas sobre banqueta	Cualquiera	Cualquiera	2 para estructuras de mampostería y/o madera y 4 para marcos de concreto o acero (sin o con muros diafragma)
Procedimiento de análisis estructural	Análisis estático y/o análisis dinámico lineal ^[1] . Análisis dinámico no lineal ^[1] .	Análisis dinámico lineal y/o Análisis estático no lineal (pushover) ^{[1][2]} . Análisis dinámico no lineal en estructuras fuertemente irregulares ^{[1][3]} .	Método simplificado ^[4] (para muros de carga de mampostería) o Análisis estático lineal ^[1] (a base de muros de carga de mampostería o concreto, marcos de concreto o acero sin o con muros diafragma de mampostería o concreto)

^[1] Según la NTC-Sismo

^[2] Optativamente

^[3] Véase 4.2.8.4

^[4] Véase 12.3.2 de la NTC-Mampostería

2.6.3 Los procedimientos de análisis especificados en la tabla 2.6.2 deberán satisfacer las disposiciones de la NTC-Sismo, con excepción de los límites indicados en la tabla.

Comentario:

La clasificación de edificios de la tabla 2.6.2 reconoce que según el tamaño (número de pisos) y complejidad de la rehabilitación, se requiere de procedimientos de análisis más complejos y elaborados. Esta clasificación se diseñó de modo que edificios con reducido número de pisos se pudieran evaluar y rehabilitar bajo procedimientos sencillos, sin requerir muestreos de materiales, con costos relativamente bajos.

La clasificación inicial, para fines de evaluación, será entre clase B o C. Si el edificio Clase B requiere ser rehabilitado, se aceptará modificar su clasificación a Clase A si será rehabilitado mediante aislamiento de base y/o disipación de energía, de modo de obtener las propiedades de los materiales y aplicar los procedimientos de análisis indicados en la tabla 2.6.2.

2.7 Criterios de aceptación de la evaluación y rehabilitación estructural por sismo

2.7.1 Si se evalúa el edificio ante sismo, los criterios de aceptación mínimos serán los establecidos en la tabla 2.7.1.

Tabla 2.7.1 – Criterios de aceptación de la evaluación según el *NDemE*

<i>NDemE</i> para cálculo de fuerzas inducidas por sismo ^[1]	Grupo	<i>Q</i> ^[2]	Criterio de aceptación de la evaluación, mínimo			
			Resistencia		Deformación (distorsión)	
			Concepto	Referencia para el cálculo del límite ^[4]	Concepto	Referencia para el cálculo del límite
NTC-Sismo 1993 o Ap. A de 2004 (2.4.3.2.4.a)	A y B	≤2.0	<i>R_u</i> ^[3]	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones de 1993 o 2004, según corresponda	γ_{sv}	NTC-Sismo de 1993 o Ap. A de NTC-Sismo de 2004, según corresponda
			<i>F_R</i> =1.0	4.2.2.2		
NTC-Sismo 2023 (2.4.3.2.4.a y 2.4.3.2.4.b)	A	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{oi} y γ_{sv}	Sección 4.3 de NTC-Sismo 2023, según material y sistema estructural, con excepción de 7.9.5.1.1 y 8.4.4
			<i>F_R</i> =1.0	4.2.2.2		
	B	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{sv}	Sección 4.3 de NTC-Sismo 2023, según material y sistema estructural, con excepción de 7.9.5.1.1 y 8.4.4
			<i>F_R</i> =1.0	4.2.2.2		
NTC-Sismo 2023, si se opta por una evaluación basada en desempeño ^[5]	A	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{pc} y γ_{sv}	Capítulos 6 a 8 de esta Norma, según el material y el procedimiento de análisis del Capítulo 4 ^[6]
			<i>F_R</i> =1.0	4.2.2.2		
	B	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	γ_{pc} y γ_{sv}	Capítulos 6 a 8 de esta Norma, según el material y el procedimiento de análisis del Capítulo 4 ^[6]
			<i>F_R</i> =1.0	4.2.2.2		

^[1] Versión de la NTC-Sismo para calcular las fuerzas inducidas por sismo (demanda).

^[2] Factor de comportamiento sísmico para calcular las fuerzas inducidas por sismo. *Q* puede ser menor que 2.0 en estructuras de mampostería simple o de piezas huecas, de acuerdo con NTC-Mampostería. No se aceptará evaluar estructuras con *Q* mayor que 2.0.

^[3] *R_u* se refiere a resistencia última (a momento flexionante, *M_u*; momento torsionante, *T_u*; fuerza cortante *V_u*; fuerza axial, *P_u*, y aplastamiento, *B_u*). Para fines de evaluación, *F_R*=1.0.

^[4] En caso de NTC-Acero y NTC-Concreto, se usan los capítulos correspondientes a estructuras de ductilidad alta, versión 2023. Para NTC-Mampostería, el capítulo relativo a la modalidad de mampostería del edificio existente, versión 2023. En caso de NTC-Cimentaciones, se aplica la versión correspondiente a la NTC-Sismo usada para el cálculo de fuerzas inducidas por sismo.

^[5] Revisión alternativa a la establecida en 1.1 de NTC-Sismo 2023.

^[6] Si el edificio se analiza con procedimientos lineales, se podrán usar los factores *m* definidos en el capítulo del material correspondiente; si se usan procedimientos de análisis no lineal, se emplearán los límites de los Capítulos 6 a 8.

2.7.2 Si como resultado de la evaluación y del análisis costo-beneficio se decide rehabilitar el edificio, los criterios de aceptación mínimos de la rehabilitación serán los establecidos en la tabla 2.7.2.

Tabla 2.7.2 – Criterios de aceptación de la rehabilitación según el *NDemR*

<i>NDemR</i> para cálculo de fuerzas inducidas por sismo ^[1]	Grupo	<i>Q</i> ^[2]	Criterio de aceptación de la rehabilitación, mínimo			
			Resistencia		Deformación (distorsión)	
			Concepto	Referencia para el cálculo del límite ^[4]	Concepto	Referencia para el cálculo del límite
NTC-Sismo 1993 o Ap. A de 2004 (2.4.3.2.4.a)	A y B	≤2.0	<i>R_u</i> ^[3]	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones de 1993 o 2004, según corresponda	<i>γ_{sv}</i>	NTC-Sismo de 1993 o Ap. A de NTC-Sismo de 2004, según corresponda
			<i>F_R</i>	4.2.2.3		
NTC-Sismo 2023 (2.4.3.2.4.a y 2.4.3.2.4.b)	A	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	<i>γ_{or}</i> y <i>γ_{sv}</i>	Sección 4.3 de NTC-Sismo 2023, según material y sistema estructural, con excepción de 7.9.5.1.1 y 8.4.4
			<i>F_R</i>	4.2.2.3		
	B	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	<i>γ_{sv}</i>	Sección 4.3 de NTC-Sismo 2023, según material y sistema estructural, con excepción de 7.9.5.1.1 y 8.4.4
			<i>F_R</i>	4.2.2.3		
NTC-Sismo 2023, si se opta por una rehabilitación basada en desempeño ^[5]	A	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	<i>γ_{pc}</i> , <i>γ_{sv}</i> y <i>γ_{or}</i>	Capítulos 6 a 8 de esta Norma, según el material y el procedimiento de análisis del Capítulo 4 ^[6]
			<i>F_R</i>	4.2.2.3		
	B	≤2.0	<i>R_u</i>	NTC del material, versión 2023 y Caps. 6 a 8, según corresponda; NTC-Cimentaciones, versión 2023	<i>γ_{pc}</i> y <i>γ_{sv}</i>	Capítulos 6 a 8 de esta Norma, según el material y el procedimiento de análisis del Capítulo 4 ^[6]
			<i>F_R</i>	4.2.2.3		

^[1] Versión de la NTC-Sismo para calcular las fuerzas inducidas por sismo (demanda).

^[2] Factor de comportamiento sísmico para calcular las fuerzas inducidas por sismo. *Q* puede ser menor que 2.0 en estructuras de mampostería simple o de piezas huecas, de acuerdo con NTC-Mampostería. Se acepta que *Q* sea mayor que 2.0 si se rehabilita el edificio mediante aislamiento de base y dispositivos disipadores de energía, o bien cuando el Director y, en su caso, el Corresponsable, lo aprueben.

^[3] R_u se refiere a resistencia última (a momento flexionante, M_u ; momento torsionante, T_u ; fuerza cortante V_u ; fuerza axial, P_u , y aplastamiento, B_u). Para fines de rehabilitación, F_R dependerá del nivel de daño (véase 4.2.2.3).

^[4] En caso de NTC-Acero y NTC-Concreto, se usan los capítulos correspondientes a estructuras de ductilidad alta, versión 2023. Para NTC-Mampostería, el capítulo relativo a la modalidad de mampostería del edificio existente, versión 2023. En caso de NTC-Cimentaciones, se aplica la versión correspondiente a la NTC-Sismo usada para el cálculo de fuerzas inducidas por sismo.

^[5] Rehabilitación basada en desempeño es un procedimiento alternativo al requerido en 1.1. de NTC-Sismo 2023.

^[6] Si el edificio se analiza con procedimientos lineales, se podrán usar los factores m , definidos en el capítulo del material correspondiente; si se usan procedimientos de análisis no lineal, se emplearán los límites de los Capítulos 6 a 8.

Comentario:

Para fines de evaluación, se pide usar un factor $F_R=1.0$ con objeto de tener una estimación de las resistencias esperadas (medias) de los elementos que puedan ser comparadas con las demandas y con ello poder decidir sobre su posible rehabilitación. Para la rehabilitación, el factor F_R es menor que 1.0 ya que se usa para la revisión de los elementos existentes y el diseño de los nuevos elementos rehabilitados o añadidos para los cuales se espera una baja probabilidad de falla.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

3.1 Alcance

3.1.1 La evaluación de una estructura, incluyendo a su cimentación, comprenderá cuatro etapas a) a d):

- a) Investigación de las características y condición de la estructura
- b) Estudio que permita determinar las causas del daño, deterioro y/o deficiencias, así como el efecto de ellas en el comportamiento esperado de la estructura
- c) Desarrollo del o los *ODE*
- d) Determinación de las deficiencias por resolver y jerarquización en función del cociente demanda/capacidad, *CDC*.

3.1.1.1 La capacidad resistente se calculará a partir de las ecuaciones de diseño de la NTC del material correspondiente a la estructura existente con un factor de resistencia $F_R=1.0$. Se aceptará usar otras metodologías de evaluación siempre que sean aprobadas por el Director y, en su caso, por el Corresponsable.

3.1.2 En la rehabilitación sísmica de edificios del Grupo A y B se deberá cumplir con el proceso de revisión del proyecto estructural por un Corresponsable, de acuerdo con lo señalado en la NTC-Revisión.

3.2 Evaluación post-sísmica

3.2.1 En el caso de ocurrencia de un sismo, es posible que el edificio haya sido sujeto al proceso de evaluación post-sísmica aprobado por el Instituto. El resultado de la evaluación se deberá tomar como punto de partida para la realización de la evaluación estructural detallada, requerida en esta Norma.

3.2.2 La evaluación post-sísmica comprenderá, al menos, los siguientes niveles:

- a) Nivel 1 o de Evaluación Rápida para definir la posible ocupación del edificio inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo y comunicar a sus usuarios y propietarios mediante un semáforo de colores
- b) Nivel 2 o de Evaluación Intermedia, aplicable a edificios evaluados con el Nivel 1 e identificados en duda o con prohibición de acceso, con el propósito de definir si requiere una rehabilitación. Usualmente se basa en análisis al límite que suponen la formación de un mecanismo plástico controlado por modos de falla dúctil o frágil.

3.2.3 Se aceptarán los resultados de una evaluación post-sísmica si se cumple a) a c):

- a) La evaluación fue desarrollada por inspectores o evaluadores entrenados y certificados para ello
- b) La evaluación se hizo para el Nivel 1 o Nivel 2 señalados en 3.2.2
- c) El formato de evaluación, impreso o digital, está completo y debidamente firmado.

3.2.4 Se aceptará calcular los *CDC* mediante análisis al límite que consideren los distintos modos de falla de un edificio.

Comentario:

En INIFED (2021a y 2021b) se describen los métodos Nivel 1 y Nivel 2. En el método Nivel 2 se incluye un procedimiento de análisis al límite para estructuras de mampostería, concreto y acero.

3.3 Criterios para la evaluación estructural

3.3.1 Se deberán considerar el daño y/o deterioro de los elementos estructurales y su impacto en el desempeño local y global de la estructura.

3.3.2 Se considerarán posibles cambios normativos que hubiesen ocurrido entre la fecha de diseño y la fecha de construcción del edificio original.

3.3.3 Si el edificio por rehabilitar fue construido por etapas, se deberá identificar la versión del Reglamento que se usó en cada etapa con el fin de reconocer el criterio de diseño empleado en ellas.

3.3.4 Se evaluará cada cuerpo de un conjunto de edificios por separado. Se considerará la interacción que exista entre cuerpos vecinos.

3.4 Investigación y documentación de la estructura y de las acciones que la dañaron

3.4.1 Condiciones del edificio existente

3.4.1.1 Se deberá obtener la información disponible del edificio existente, así como realizar al menos una visita de campo.

3.4.1.2 Se investigarán las características y la condición del edificio, y se evaluará la seguridad estructural cuando existen razones para dudar de la capacidad de la estructura y cuando no se tenga suficiente información para determinar si la estructura existente es capaz de resistir las demandas de diseño.

3.4.1.3 Se deberá determinar la configuración, así como el tipo, detallado, resistencia de materiales, y la condición de los elementos estructurales, incluida la cimentación y las conexiones entre ellos. Los cálculos para la elaboración del proyecto ejecutivo deberán basarse en documentos que avalen las características del edificio en estudio.

3.4.1.4 Se deberán realizar visitas al inmueble para obtener o corroborar información detallada sobre sus características, el sitio y las condiciones geotécnicas, así como sobre cualquier interacción con edificaciones adyacentes. Se deberán identificar y documentar las ampliaciones o modificaciones que haya experimentado el edificio original.

3.4.1.5 La investigación de la estructura deberá incluir, al menos a) a p):

- a) Levantamiento topográfico del edificio
- b) Efecto de la degradación de los materiales
- c) Pérdida de área de las barras de refuerzo por corrosión o por otras causas
- d) Refuerzo ausente o mal colocado
- e) Efecto de eventos dañinos, como sismos o incendios
- f) Asentamientos diferenciales y/o inclinaciones, hundimientos, emersiones
- g) Zonas afectadas por grietas en el subsuelo.
- h) Condición física, extensión y ubicación del daño y deterioro
- i) Idoneidad del mecanismo de transmisión de carga entre elementos estructurales para proporcionar seguridad e integridad
- j) Características de los elementos estructurales: orientación, desviaciones, desplazamientos y dimensiones
- k) Material y sistema constructivo
- l) Propiedades de los materiales y elementos a partir de planos, memorias, especificaciones u otros, o bien mediante ensayos
- m) Otras consideraciones: edificios adyacentes, elementos no estructurales, por ejemplo
- n) Información para evaluar los sistemas resistentes a cargas laterales y gravitacionales, como son las longitudes de claros, características de apoyos, tipo de uso, entre otros
- o) Medición de la fuerza de tensión en los tendones de los sistemas o elementos postensados
- p) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.

La información anterior deberá incluirse en la memoria de cálculo por ser entregada, en forma electrónica, al Propietario o Poseedor y al Instituto, con el visto bueno del Director y del Corresponsable, en su caso.

3.4.1.6 El Proyectista preparará un informe con los resultados de la evaluación. Este informe formará parte del señalado en 2.2.3. El informe incluirá, al menos, los siguientes conceptos a) a m):

- a) Alcance y razón de la evaluación. Se describirá el propósito de la evaluación, el soporte normativo, un resumen del procedimiento de evaluación usado y del nivel de investigación desarrollado
- b) Datos del sitio y del edificio
- c) Descripción general del edificio, incluyendo número de pisos, dimensiones y año o época de construcción
- d) Descripción del sistema estructural original y de sus modificaciones (sistemas resistentes a cargas verticales y laterales, sistemas de piso y conexiones, y cimentaciones)

- e) Sistemas no estructurales (elementos no estructurales que afectan el desempeño de la estructura, en especial ante sismos, así como aquellos cuya falla puede afectar a personas dentro o cerca del edificio)
- f) Historia de reparaciones y/o reforzamientos anteriores, si es el caso
- g) Nivel de comportamiento
- h) Acciones que ocasionaron el daño, si es el caso (ubicación y nivel de sismicidad ante el sismo que provocó el daño o bien para fines de diseño; características de otras acciones que dañaron el edificio)
- i) Tipo de suelo (zonificación geotécnica)
- j) Descripción y documentación del daño y de su clasificación
- k) Lista de hipótesis. Propiedades de los materiales y de las condiciones del suelo
- l) Hallazgos. Lista de deficiencias encontradas
- m) Registro fotográfico.

Este informe será entregado al Propietario o Poseedor y al Instituto, con el visto bueno del Director y del Corresponsable. En el caso del Corresponsable, este informe será parte de la documentación requerida en la NTC-Revisión que, entregada al Instituto, le permita a éste emitir la Constancia de Registro de la Revisión.

3.4.1.7 Para fines de evaluación sísmica, la inspección del edificio deberá hacerse en, al menos, dos etapas: a) y b):

- a) Inspección ocular
- b) Inspección detallada.

3.4.1.7.1 Inspección ocular

3.4.1.7.1.1 Se deberá realizar una evaluación visual directa de los elementos principales resistentes a sismo y conexiones accesibles y representativos para:

- a) Identificar problemas de configuración
- b) Determinar presencia de degradación
- c) Establecer la continuidad de la trayectoria de cargas
- d) Establecer la necesidad de otros métodos de pruebas para cuantificar la presencia y el nivel de daño
- e) Medir las dimensiones de la construcción existente para hacer una comparación con la información de diseño disponible y revelar cualquier deformación permanente.

3.4.1.7.1.2 La inspección ocular del edificio deberá incluir partes de la cimentación, elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo, diafragmas (losas) y conexiones. Como mínimo, una muestra representativa de al menos 20 por ciento de los elementos y las conexiones se deberá inspeccionar visualmente en cada nivel. Si se encuentra daño grave o degradación significativa, la muestra evaluada de todos los elementos críticos similares en el edificio se deberá aumentar a 40 por ciento o más, como sea necesario, para evaluar de manera precisa el desempeño de los elementos y las conexiones con degradación.

3.4.1.7.1.3 Si existen recubrimientos u otras obstrucciones, se permitirá realizar una inspección ocular parcial a través de la obstrucción utilizando agujeros barrenados y un equipo de laparoscopia.

3.4.1.7.1.4 A partir de la inspección ocular, el Proyectista planeará las siguientes etapas de inspección detallada. Igualmente, programará la obtención de muestras de materiales, medición de periodos de vibración entre otros, en el caso de Edificios Clase A y B, en los lugares y con la intensidad definidos por el Proyectista.

3.4.1.7.2 Inspección detallada

3.4.1.7.2.1 Se deberá realizar una o varias inspecciones detalladas con objeto de a) a f):

- a) Planear y obtener propiedades físicas de los materiales mediante ensayos no destructivos
- b) Planear y obtener muestras de materiales para ensayos destructivos
- c) Revisar y evaluar zonas críticas de elementos estructurales
- d) Revisar y evaluar conexiones
- e) Planear y ejecutar sondeos y calas en cimentación y suelo
- f) Planear la medición de propiedades dinámicas del edificio.

3.4.1.7.2.2 Cualquier recubrimiento que se retire se deberá reemplazar después de la observación. En una recopilación detallada de la información se deberán utilizar los criterios a) a c) para evaluar conexiones principales del edificio:

- a) Si existen planos del diseño, se deberán exponer al menos tres conexiones principales diferentes, la muestra de la conexión deberá incluir tres diferentes tipos de conexión, tal como, viga-columna, columna-cimentación, viga-diafragma y diafragma-muro. Si no existen diferencias de los dibujos o si las diferencias de los dibujos son consistentemente similares, se permitirá considerar a la muestra como representativa de las condiciones instaladas. Si se observan diferencias inconsistentes, entonces al menos 25 por ciento del tipo de conexión específica se deberá inspeccionar para identificar el alcance de las diferencias
- b) En la ausencia de planos de diseño detallados, al menos tres conexiones de cada tipo de conexión principal se deberán exponer para ser inspeccionadas. Si se observa un detallado similar entre las tres conexiones, se deberá permitir considerar como una condición representativa de las condiciones instaladas. Si se observan variaciones dentro de conexiones similares, se deberán inspeccionar conexiones adicionales hasta alcanzar un conocimiento preciso de la construcción del edificio
- c) En la carencia de planos de cimentación, se realizarán por lo menos cuatro calas para identificar los elementos constitutivos, la primera en la esquina, la segunda al centro del lado corto, la tercera al centro del lado largo, y la cuarta y última en las columnas centrales.

3.4.1.7.2.3 Los resultados de las inspecciones visual y detallada, así como de cualquier otro estudio (de materiales, vibración, estudios geotécnicos, etc.) deberán incluirse en el informe final de la evaluación. Se aceptará como resultado de una inspección ocular al informe de evaluación postsísmica del edificio con no más de seis meses de antigüedad.

3.4.2 Configuración del edificio

3.4.2.1 Se deberán identificar los elementos de sistemas resistentes a cargas gravitacionales y a cargas laterales. Se identificarán aquellos elementos que, no obstante que no fueron diseñados para contribuir a la rigidez y resistencia laterales (como son los muros divisorios en contacto con el marco), en realidad sí contribuyen y, por tanto, deberán ser considerados explícitamente como parte del sistema de resistencia a cargas laterales.

3.4.2.1.1 La definición de elementos o sistemas primarios y secundarios será la indicada en 4.2.3.2.3.

3.4.3 Extensión y ubicación del daño y deterioro

3.4.3.1 Se hará un levantamiento del daño y/o deterioro de cada elemento estructural de cada entrepiso. Si es necesario, se retirarán acabados (como yeso) y elementos no estructurales (como plafones). Se aceptará usar el procedimiento descrito en el Apéndice A de esta Norma.

3.4.3.2 Para cada elemento estructural se registrará, al menos a) a e):

- a) El espesor (ancho) máximo y tipo de grieta (ubicación y posición)
- b) Ubicación y extensión de aplastamientos, desconchamientos y desprendimientos
- c) Ubicación, posición y extensión de barras de refuerzo pandeado o fracturadas
- d) Ubicación y extensión de fracturas de soldaduras
- e) Ubicación y extensión del pandeo local o global de elementos.

3.4.3.3 Se clasificará la intensidad de daño de cada elemento de entrepiso de conformidad con 3.4.4 de esta Norma.

3.4.3.4 El registro anterior irá acompañado de fotografías y se entregará en el informe requerido en 3.4.1.6 de esta Norma.

3.4.4 Clasificación del daño en los elementos y su impacto en el comportamiento de la edificación

3.4.4.1 Modo de comportamiento

3.4.4.1.1 Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo e intensidad (o severidad) de daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento.

El modo de comportamiento dependerá de la resistencia relativa del elemento a las distintas acciones internas que actúen en él.

3.4.4.2 Intensidad de daño

3.4.4.2.1 La intensidad o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en cinco niveles:

- a) Nulo
- b) Ligero, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación para la mayor parte de los elementos y de modos de comportamiento. Grietas de hasta 0.5 mm de grosor en vigas y columnas de concreto reforzado y de hasta 1.5 mm en muros de concreto reforzado se pueden considerar como daños ligeros. Los muros de mampostería simple se considerarán con daño ligero si las grietas tienen hasta 1 mm de grosor y hasta de 1.5 mm si son de mampostería confinada
- c) Moderado o intermedio, cuando afecta medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento. Se considera como daño moderado en vigas y columnas de concreto reforzado a las grietas entre 0.5 y 1.5 mm sin aplastamiento del concreto o entre 1.5 y 3 mm en muros de concreto reforzado. En muros de mampostería se considera daño moderado si las grietas están entre 1 y 1.5 mm y hasta 5 mm, para mampostería simple y confinada, respectivamente
- d) Grave o severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o reforzamiento de algunos elementos. Ejemplos de daños graves son barras de refuerzo expuestas, pandeadas o fracturadas; concreto con aplastamiento significativo y con grietas mayores de 1.5 mm de grosor en vigas y columnas y mayores de 3 mm en muros de concreto, o muros de mampostería sin refuerzo interior ni horizontal con grietas mayores de 5 mm de grosor o con piezas desprendidas; se considerará daño grave la presencia de grietas que indiquen la formación de conos o pirámides truncados derivados de fallas en cortante por penetración entre columnas y losas planas
- e) Pérdida total. Una parte significativa de los elementos estructurales han excedido sus capacidades últimas y/o muchos elementos estructurales críticos o conexiones han fallado, lo que da lugar a un peligroso desplazamiento lateral permanente, colapso parcial o colapso del edificio.

3.4.4.2.2 Se aceptará clasificar la intensidad o severidad del daño en elementos estructurales en los cuatro niveles de acuerdo con las tablas 3.4.4.2.2.a a 3.4.4.2.2.c. En la tabla 3.4.4.2.2.a se describen los mecanismos de falla más comunes observados en estructuras de mampostería simple, confinada y reforzada interiormente. En la tabla 3.4.4.2.2.b se enlistan los mecanismos de falla más comunes observado en estructuras de concreto. En la tabla 3.4.4.2.2.c se encuentra la clasificación del daño para estructuras conformados por marcos de concreto o de acero con muros diafragma.

En estas tablas se usa la siguiente simbología:

G: grieta perpendicular al eje, usualmente por flexión

GI: grieta inclinada

DR: desplazamiento horizontal residual de la estructura o del entrepiso más deformado

ND: no disponible (para este nivel de daño los valores de λ son cercanos a cero)

λ_D : factor reductivo de la capacidad de desplazamiento en función del nivel de daño en el elemento estructural

λ_K : factor reductivo de la rigidez lateral que depende del nivel de daño en el elemento estructural

λ_R : factor reductivo de la resistencia lateral en función del nivel de daño del elemento estructural.

Tabla 3.4.4.2.a – Descripción del daño y factores λ para edificios de mampostería


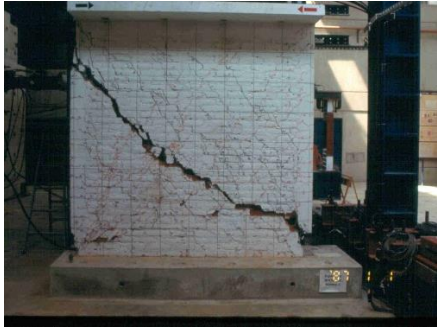


Tipo de mampostería	Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
					λ_K	λ_R	λ_D
Mampostería simple	Tensión diagonal pura	 <p>Fuente: cortesía de (INIFED 2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
			Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1$ mm 	1.0	1.0	1.0
			Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 5$ mm 	0.8	0.9	1.0
			Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 5$ mm y • Aplastamiento / desconchamiento mampostería y/o • $DR > 0.002$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 	0.4	0.8	0.7
Mampostería confinada sin refuerzo horizontal y mampostería reforzada interiormente	Flexión-tensión diagonal	 <p>Fuente: archivo personal de Sergio Alcocer (1997)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
			Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1.5$ mm en centro del muro • G de flexión < 1.5 mm 	0.8	1.0	1.0
			Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 5$ mm 	0.5	0.9	0.9
			Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 5$ mm y • Penetración de GI en extremos de castillos y • Aplastamiento/ desconchamiento mampostería y/o • $DR > 0.005$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 	0.2	0.5	0.7

Tabla 3.4.4.2.2.b – Descripción del daño y factores λ para edificios a base de marcos o muros de concreto

Elemento	Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
					λ_K	λ_R	λ_D
Marco	Tensión diagonal pura en columnas	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
			Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 0.5$ mm y G por flexión < 1 mm 	0.6	1.0	1.0
			Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 1.5$ mm y G flexión < 2 mm 	0.5	0.8	0.9
			Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 1.5$ mm concentrada en una o en pocas grietas y Aplastamiento en extremo de grieta y Posible fractura y/o apertura de estribos con doblez a 90 grados. Posible pandeo del refuerzo longitudinal. 	ND	ND	ND
Muro	Flexión-tensión diagonal en muros	 <p>Fuente: cortesía de Alfredo Sánchez (2020).</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
			Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1.5$ mm y G flexión < 3 mm 	0.8	1.0	1.0
			Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 3$ mm y G flexión < 5 mm 	0.5	0.8	0.9
			Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 3$ mm en pocas grietas y G flexión > 5 mm y Posible fractura del refuerzo 	0.2	0.3	0.7
Losas planas	Cortante/punzonamiento en losas planas		Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
			Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $G < 0.5$ mm radiales desde la columna en la cara superior de la losa $G < 0.2$ mm en la cara inferior de la losa 	0.6	1.0	1.0



		  <p>Fuente: Archivo personal de Sergio Alcocer, 1985</p>	<p>Moderado</p>	<ul style="list-style-type: none"> • $G < 1.25$ mm radiales desde la columna y a lo ancho de la losa, en la cara superior de la losa y • $G < 0.5$ mm en la cara inferior de la losa, en la cara de la columna o capitel, si existe, y desconchamiento incipiente 	<p>0.4</p>	<p>0.7</p>	<p>0.8</p>
			<p>Severo</p>	<ul style="list-style-type: none"> • $G > 3$ mm concentradas en pocas grietas en la cara superior y • Agrietamiento a una distancia del orden de una vez el peralte de la losa, siguiendo la forma de la sección transversal de la columna (grietas concéntricas) • Desconchamiento y/o aplastamiento extendido del concreto en la cara superior de la losa, frecuentemente en forma de mariposa o de la sección transversal de la columna y • Desconchamiento y/o aplastamiento localizado del concreto en la cara inferior de la losa junto a la columna (o capitel de columna, si existe) y • Refuerzo del lecho superior de la losa doblado 	<p><i>ND</i></p>	<p><i>ND</i></p>	<p><i>ND</i></p>

Tabla 3.4.4.2.c Descripción del daño y factores λ para edificios de marcos de concreto o de acero con muros diafragma

Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Tensión diagonal en muros diafragma (marcos de concreto o de acero)		Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1$ mm 	0.7	0.9	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1$ mm y Aplastamiento mortero 	0.4	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 3$ mm y Aplastamiento y deslizamiento de piezas 	0.2	0.5	0.8

Fuente: Cortesía de INIFED (2019)

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3.4.4.2.3 En caso de observar mecanismos de falla adicionales, se aceptará clasificar la intensidad del daño a partir de las tablas del Apéndice B de esta Norma.

Comentario:

Un elemento con daño grave se puede considerar que ha experimentado daño crítico para la seguridad dado que es resultado de demandas que son iguales o exceden al inicio de la pérdida de resistencia lateral. Para esta condición se requiere, al menos, la reparación de este elemento de modo de restaurar su capacidad en términos de control de desplazamientos y resistencia ante el sismo de diseño. La identificación de esa intensidad de daño como punto crítico está basada en amplios estudios del daño producido por sismos, la evaluación de resultados experimentales y de estudios analíticos (ATC, 2021). Cuando los elementos o los edificios se someten más allá de este punto crítico, el desempeño sísmico futuro es sustancialmente afectado debido a la reducción de su seguridad en comparación con la condición previa al sismo. Como resultado, si el elemento no se repara, el edificio podría experimentar mayores demandas de distorsión, con una mayor probabilidad de colapso. El punto de inicio de la pérdida de carga lateral en elementos de concreto reforzado controlados por flexión usualmente exhiben pandeo y fractura del refuerzo longitudinal.

3.4.4.3 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación y determinación de la necesidad de rehabilitación

3.4.4.3.1 Impacto del daño. Se deberá evaluar el efecto de grietas u otros signos de daño en el desempeño futuro de una edificación, en función de los posibles modos de comportamiento de los elementos dañados, sean estructurales o no estructurales. La decisión de desocupar el inmueble dependerá del *NVE* de conformidad con la tabla 2.4.3.2.3.

3.4.4.3.2 Intensidad del daño en la estructura. La clasificación del daño en la estructura será como se indica en a) a e):

- a) Edificio sin daño estructural. Si la edificación no presenta daño estructural alguno, se deberán estudiar los diferentes modos posibles de comportamiento de los elementos, y su efecto en el desempeño futuro de la edificación, para que en caso de no cumplir con el criterio de aceptación de *ODE*, se proceda a su rehabilitación
- b) Estructura con daño ligero. La mayoría de los elementos verticales y horizontales exhiben daños ligeros que no requieren reparación o sólo necesitan reparación local. No hay elementos estructurales con daño moderado ni severo. Los elementos no estructurales, como muros divisorios, pueden dañarse y su reparación es fácil. La estructura mantiene en gran medida su capacidad y desempeño anteriores al sismo, por ejemplo
- c) Estructura con daño moderado. Debido a los daños en el sistema estructural, la capacidad y desempeño futuro han disminuido de manera apreciable en comparación con su condición previa. Los daños en elementos estructurales son de intensidad ligera y moderada. Se observan daños generalizados en elementos no estructurales. Para esta intensidad de daño es técnica y económicamente posible rehabilitar el edificio (reparar, reforzar, rigidizar, etc.)
- d) Estructura con daño grave o severo. Los elementos verticales y horizontales resistentes (a sismo, por ejemplo) tienen daños graves. El sistema estructural ha perdido de modo significativo su capacidad. Su rehabilitación puede ser técnicamente factible, pero tal vez no económicamente. Una opción es demoler y sustituir el edificio
- e) Pérdida total. Debido al daño severo extendido en la estructura y/o al colapso parcial de uno o más pisos, y/o a desplazamientos residuales, verticales y horizontales, visibles, se requiere demoler el edificio.

Comentario:

Si se acepta describir el comportamiento de la estructura mediante una curva trilineal (origen-fluencia-resistencia máxima-resistencia última), el daño ligero se relaciona con un desplazamiento lateral cercano al de fluencia de los elementos. El daño moderado ocurre a desplazamientos laterales entre los asociados a fluencia y a la resistencia máxima. Los daños graves ocurren cuando los desplazamientos exceden el desplazamiento a la resistencia, frecuentemente en la rama de degradación de resistencia y rigidez. En el caso de la NTC-Sismo, un desplazamiento cercano o ligeramente superior al de fluencia está asociado al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y el desplazamiento a la resistencia máxima al nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

3.4.4.3.3 Capacidad remanente. Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante. Dicha capacidad estará definida por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo.

3.4.4.3.3.1 Se aceptará calcular la capacidad remanente (en términos de resistencia, rigidez y deformabilidad inelástica) a partir de los factores λ_R , λ_K y λ_D de las tablas 3.4.4.2.2.a a 3.4.4.2.2.c y del Apéndice B, según el sistema estructural, el modo

de comportamiento y la intensidad del daño. Estos factores se aplicarán en el cálculo de la rigidez, resistencia y capacidad de deformación de cada elemento de la estructura con daño. El factor reductivo multiplicará al valor de rigidez, resistencia y capacidad de deformación calculado con ecuaciones que suponen elementos sin daño.

3.4.4.3.2 De manera alternativa a 3.4.4.3.1, se aceptará suponer a) y b):

- a) Si el daño es grave, se podrá suponer que la capacidad remanente del elemento es nula
- b) Si el daño es moderado, se podrá suponer que la rigidez y resistencia remanentes son el 50 y 75 por ciento de las calculadas para un elemento sin daño, respectivamente. Si los ganchos de los estribos en columnas o vigas están doblados a 90 grados, son de alambre liso (alambón) o bien si la estructura es anterior a 1976, se despreciará la contribución de los estribos a cortante y para confinamiento.

3.4.4.3.4 Cálculo de la capacidad estructural. Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elástico convencional, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de las Normas aplicables. Cuando en la inspección en sitio no se observe daño estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta. En edificaciones con daños estructurales, deberá considerarse la participación de los elementos dañados, afectando su capacidad individual según el tipo y nivel de daño. En edificaciones inclinadas deberá incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

3.4.4.3.5 Consideraciones para evaluar la seguridad estructural. Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento, el uso al que se destine y estructuras que representen un peligro para el edificio por rehabilitar por caída de bardas, pretilas, anuncios, entre otros, o bien porque pueden producir fugas de sustancias químicas agresivas, incendios o explosiones. Se deberá recabar información de las estructuras adyacentes o cercanas que representen un peligro para el edificio por rehabilitar, debido a caída de bardas, pretilas, anuncios, antenas, entre otros, o bien porque pueden producir otras amenazas físicas, como fugas de sustancias químicas agresivas, incendios o explosiones.

3.4.4.3.6 Es deseable que a las estructuras con daños intermedios y graves se les practique un estudio de evaluación dinámica para medir los periodos de vibración con ruido ambiental. Estos valores se utilizarán para ubicar el periodo del edificio en el espectro para diseño sísmico y se compararán con los que se midan después de la Rehabilitación.

Comentario:

Se recomienda prestar atención a los cambios de rigidez que pueda sufrir la estructura, ya que de ellos depende la distribución de las acciones internas obtenidas de análisis elásticos. Es de especial importancia el cálculo del periodo fundamental de vibración en el diseño sísmico. Si la incertidumbre asociada al cálculo de este parámetro es alta, es conveniente obtener el intervalo de periodos más probable y analizar la estructura para los extremos. Asimismo, en el análisis se debiera considerar cualquier modificación en las capacidades de deformación y disipación de energía que haya sufrido la estructura por daño, o que pueda experimentar por la rehabilitación, para seleccionar el factor de comportamiento sísmico y/o el factor de sobrerresistencia, o bien a partir de ensayos de laboratorio disponibles de sistemas estructurales completos.

El logro de un desempeño adecuado depende de la edificación en sí, así como de su ubicación e interacción con edificios vecinos. Se recomienda recabar información sobre estas condiciones con el fin de determinar el impacto en la edificación bajo evaluación. Ejemplos de ello son edificios vecinos con escasa separación con el edificio en estudio, hundimientos de edificios vecinos y edificios contiguos o próximos muy altos.

3.4.4.3.7 Determinación de la necesidad de rehabilitación

3.4.4.3.7.1 Daño ligero de toda la estructura. Si como resultado del proceso de evaluación de la seguridad estructural se concluye que cumple con la normativa vigente y sólo presentan daños estructurales insignificantes o ligeros, deberá hacerse un proyecto de rehabilitación que considere la restauración o reparación de dichos elementos.

3.4.4.3.7.2 Daño mayor de toda la estructura. Si se concluye que no cumple con el Reglamento, se presentan daños estructurales moderados o graves, o se detectan situaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura, deberá elaborarse un proyecto de rehabilitación que considere, no sólo la reparación de los elementos dañados, sino la modificación de la capacidad (resistencia, rigidez y/o capacidad de deformación) de toda la estructura. La evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura.

3.4.5 *Propiedades de materiales y elementos*

3.4.5.1 La resistencia y la capacidad de deformación se calcularán conforme 2.3.3 y 2.3.4.

3.4.5.2 Para elementos existentes cuyos modos de comportamiento sean dúctiles (flexión, flexocompresión con cargas axiales menores que las correspondientes a la falla balanceada), se podrán calcular las resistencias a partir de valores esperados, es decir, valores medios de resistencia de los materiales.

3.4.5.3 Si el modo de comportamiento es frágil (por cortante, aplastamiento, flexocompresión con cargas axiales mayores que las correspondientes a la falla balanceada, adherencia), la resistencia se deberá calcular con valores de límite inferior. Se aceptarán como valores de límite inferior a los obtenidos de pruebas de materiales en el edificio existente (corazones de concreto, por ejemplo), o bien los especificados en planos de construcción del edificio existente.

3.4.5.4. Para la revisión de desplazamientos laterales se adoptarán valores de límite inferior para el módulo de elasticidad del concreto.

3.4.5.5 Si se requiere en la evaluación de la estructura, se deberán determinar la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto, el esfuerzo especificado de fluencia de las barras de refuerzo, así como el esfuerzo de fluencia de los perfiles de acero estructural, según corresponda. Estas propiedades se podrán obtener a partir de a) a c):

- a) Planos y memorias disponibles
- b) Datos históricos que incluye valores especificados en el Reglamento vigente al momento del diseño y construcción de la estructura existente (véase 3.4.5.8)
- c) Ensayos físicos (véase 3.4.6).

El árbol de decisiones de la fig. 3.4.5.5.3 define el tipo de muestreo o información necesaria para determinar las propiedades de los materiales existente para emplearse en el análisis de la evaluación y rehabilitación del edificio de acuerdo con su clase, grupo y nivel de daño.

3.4.5.5.1 Aun cuando se obtengan las propiedades a partir de 3.4.5.5.a o 3.4.5.5.b, se aceptará obtenerlas de ensayos físicos.

3.4.5.5.2 En estructuras Clase A o B no será necesario ensayar los materiales si sus propiedades están disponibles en el Proyecto Ejecutivo original incluyendo los registros o reportes de las pruebas de los materiales y si se cumple con lo indicado en la fig. 3.4.5.5.3. Los registros o reportes de los materiales deberán ser representativos de todos los elementos de la estructura del edificio.

3.4.5.5.3 El muestreo de los materiales para edificios de concreto reforzado Clase A o B podrá ser ordinario o detallado. Si el sistema resistente a cargas gravitacionales existente o el sistema resistente a cargas sísmicas es reemplazado durante el proceso de rehabilitación, el ensayo de materiales únicamente será necesario para cuantificar las propiedades de los materiales existentes en los nuevos puntos de conexión.

3.4.5.5.4 Si los elementos son presforzados (pretensados o postensados) se deberá muestrear el acero de presfuerzo para obtener sus propiedades mecánicas de conformidad con NMX-B-172-CANACERO-2018.

3.4.5.6 Se aceptará determinar la clase de concreto a partir de medir el peso volumétrico en corazones.

3.4.5.7 Si se requiere, se deberán evaluar otros factores y características, tales como a) a c):

- a) Presencia de corrosión del acero de refuerzo dentro del concreto, incluyendo carbonatación, inclusión de cloruros y desconchamiento causado por la corrosión
- b) Presencia de otro tipo de deterioro, como reacción álcali-agregado, ataques de sulfatos u otros ataques químicos
- c) Deterioro de la resistencia y la rigidez por pérdida de adherencia y deslizamiento del refuerzo en secciones agrietadas y en uniones, causados por sismos.

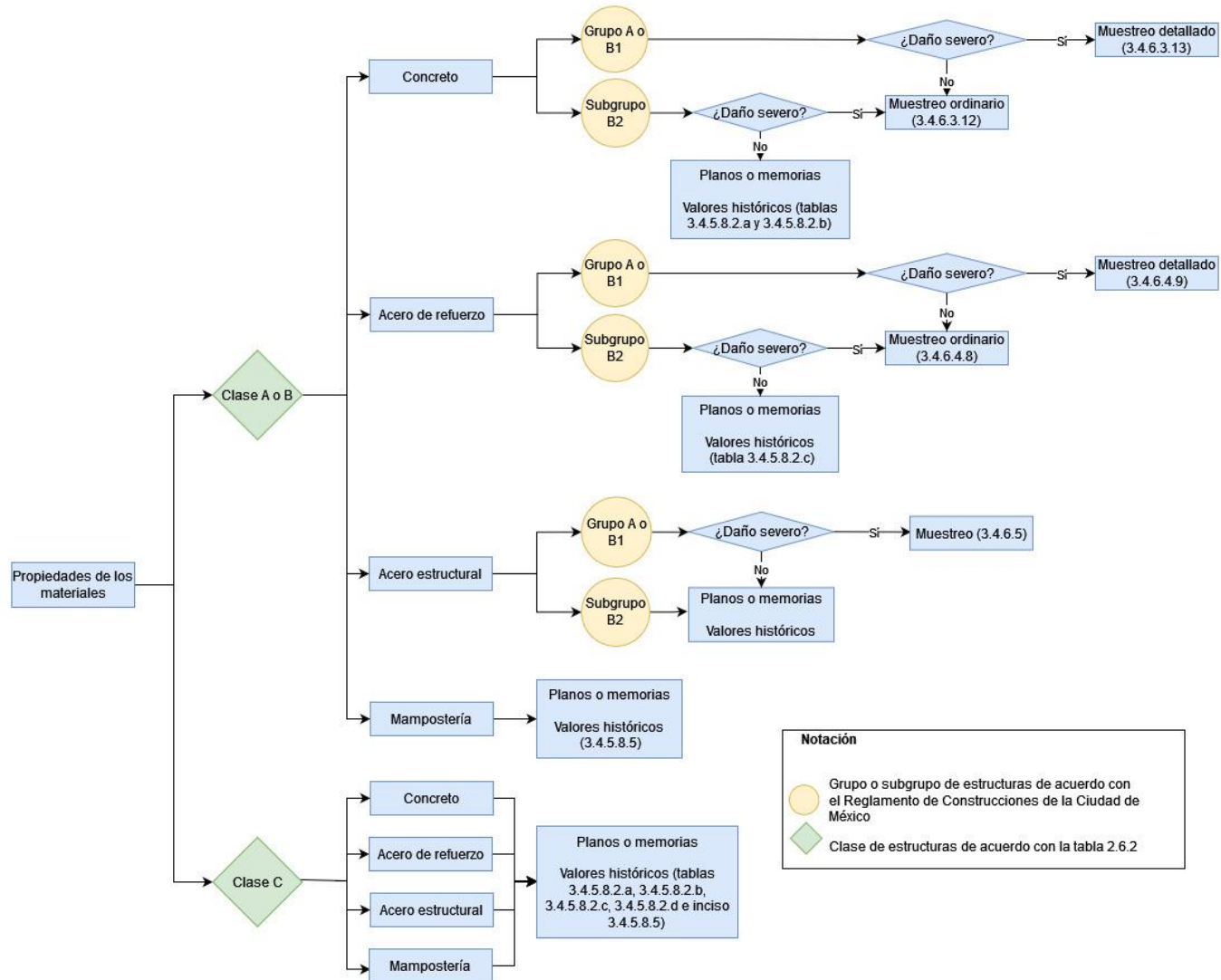


Figura 3.4.5.5.3 – Obtención de las propiedades de los materiales existentes para la evaluación y rehabilitación del edificio

3.4.5.8 Valores históricos

3.4.5.8.1 Si los planos, memorias, especificaciones u otros documentos disponibles no proveen suficiente información para determinar o caracterizar las propiedades de los materiales, se aceptará usar los valores de las tablas 3.4.5.8.3.a a 3.4.5.8.3.c en función de la versión de reglamento empleado a la fecha de diseño, sin necesidad de realizar pruebas en sitio. Dichos valores históricos son aplicables a menos que se estime que el deterioro de los materiales pueda o haya afectado el desempeño estructural.

3.4.5.8.2 Se aceptará usar las tablas 3.4.5.8.2.a a 3.4.5.8.2.d para la evaluación y rehabilitación de Edificios Clase C. Para Edificios Clase A y Clase B, se aceptará el empleo de valores de las tablas 3.4.5.8.3.a a 3.4.5.8.3.c para fines de análisis preliminares. Para decidir si la estructura se deberá rehabilitar, así como para diseñar la rehabilitación, la obtención de las propiedades de los materiales dependerá del grupo de la estructura y el nivel de daño (figura 3.4.5.5.3).

3.4.5.8.2.1 Cuando el edificio esté reforzado con barras longitudinales lisas se deberá obtener su esfuerzo de fluencia de conformidad con 3.4.6.4.8.

3.4.5.8.3 Cuando se supongan valores históricos para el acero de refuerzo, no se permitirá la unión del refuerzo nuevo con el refuerzo existente mediante soldadura.

Tabla 3.4.5.8.2.a – Valores históricos de la resistencia a compresión de concreto, f_c' , en MPa (kg/cm²)

Época	Cimentaciones	Vigas	Losas	Columnas	Muros
1900-1987	20 (200)	20 (200)	20 (200)	20 (200)	20 (200)
1987-fecha	25 (250)	25 (250)	25 (250)	25 (250)	25 (250)

Tabla 3.4.5.8.2.b – Valores históricos del módulo de elasticidad del concreto, E_c , en MPa (kg/cm²)

Época	E_c ^[1]
1900-1976	$2\,500\sqrt{f_c'} (8\,000\sqrt{f_c'})$
1977-1987	$3\,125\sqrt{f_c'} (10\,000\sqrt{f_c'})$
1987-fecha ^[2]	$4\,400\sqrt{f_c'} (14\,000\sqrt{f_c'})$ Clase 1 (agregado grueso calizo)
	$2\,500\sqrt{f_c'} (8\,000\sqrt{f_c'})$ Clase 2

^[1] El módulo de elasticidad dependerá del valor de la resistencia especificada a la compresión del concreto.

^[2] Si se desconoce el tipo de agregado, se aceptará obtener E_c como $0.043 w_c \sqrt{f_c'}$ ($0.143 w_c \sqrt{f_c'}$) donde w_c es la masa volumétrica del concreto en kg/m³.

Tabla 3.4.5.8.2.c – Valores históricos del esfuerzo de fluencia de barras corrugadas, f_y , en MPa (kg/cm²)

Época	f_y
1900-1964	280 (2 800)
1965-fecha	420 (4 200)

Tabla 3.4.5.8.2.d – Valores históricos del esfuerzo de fluencia de perfiles de acero estructural, f_y , en MPa (kg/cm^2)

Fecha	Estándar	Características	f_y ^[1]
1900	ASTM A9 (edificios)	Acero para remaches	207 (2 070)
		Acero de medio carbono	241 (2 410)
1901-1908	ASTM A9 (edificios)	Acero para remaches	207 (2 070)
		Acero de medio carbono	207 (2 070)
1909-1923	ASTM A9 (edificios)	Acero estructural	193 (1 930)
		Acero para remaches	207 (2 070)
1924-1931	ASTM A7	Acero estructural	207 (2 070)
		Acero para remaches	207 (2 070)
	ASTM A9	Acero estructural	207 (2 070)
		Acero para remaches	172 (1 720)
1932	ASTM A140-32 T publicado como una revisión tentativa del ASTM A9 (edificios)	Placas, perfiles y barras	228 (2 280)
1933	ASTM A140-32 discontinuado y ASTM A9 (edificios) revisado el 30 de octubre de 1993	Acero estructural	207 (2 070)
	ASTM A141-32 T adoptado como norma	Acero para remaches	207 (2 070)
1934-presente	ASTM A9	Acero estructural	228 (2 280)
	ASTM A141	Acero para remaches	207 (2 070)
1961-1990	ASTM A36/A36M-04 (2004a)	Acero estructural	255 (2 550)
1961-presente	ASTM A572/A572M-04 (2004b), Grado 50	Acero estructural	345 (3 450)
1990-presente	ASTM A36/A36M-04 (2004a) y Grado dual	Acero estructural	338 (3 380)
1998-presente	ASTM A992/A993M-04 (2004c)	Acero estructural	345 (3 450)

Los valores para los materiales anteriores a 1960 se basan en los valores especificados mínimos. Los valores para materiales posteriores a 1960 corresponden los valores de la media menos una desviación estándar de valores estadísticos. Los valores se basan en las especificaciones del acero estructural del ASTM y AISC.

^[1]Los valores son representativos del material extraído de los patines de perfiles laminados pesados (i.e., para acero para remaches).

Comentario:

La tabla 3.4.5.8.2.d es aplicable para perfiles de acero estructural fabricados de conformidad con las normas ASTM indicadas en la tabla. Las normas más antiguas, como la ASTM 9, están descontinuadas y son de difícil acceso. Cuando haya duda sobre el tipo de acero usado en los perfiles estructurales empleados en la estructura en estudio, se recomienda muestrear el material y realizar los ensayos destructivos que correspondan.

3.4.5.8.4 En el caso de muros de mampostería, las propiedades de la mampostería se podrán obtener a partir de a) o b):

- a) Planos y memorias disponibles
- b) De 3.4.5.8.5.

3.4.5.8.5 Para fines de evaluación de la mampostería existente, se aceptará usar los valores siguientes:

- a) Resistencia a compresión, f_m' igual a 1.5 MPa (15 kg/cm^2)
- b) Resistencia a compresión diagonal, v_m' igual a 0.2 MPa (2 kg/cm^2)
- c) Resistencia al aplastamiento igual a 1.2 MPa (12 kg/cm^2)
- d) Módulo de elasticidad, E_m según 2.8.5.3 de la NTC-Mampostería
- e) Módulo de cortante, G_m según 2.8.6 de la NTC-Mampostería.

3.4.5.8.6 Para fines de evaluación de la mampostería existente se podrán usar valores más altos que los señalados en el inciso anterior si se justifican ante el Director y, en su caso, el Corresponsable. En ningún caso podrán ser más altos que los especificados en el Reglamento y sus Normas vigentes al momento de diseño de la estructura original.

3.4.5.9 Se podrán determinar las propiedades de los materiales mediante los ensayos establecidos en 3.4.6 de esta Norma.

3.4.5.10 Cuando se determinen las propiedades de los materiales con la remoción y pruebas de muestras para análisis de laboratorios, el muestreo deberá realizarse en elementos primarios y resistentes a cargas sísmicas en zonas con esfuerzos bajos con cargas gravitacionales de servicio.

3.4.5.11 Las siguientes propiedades de los elementos y de las condiciones existentes se deberán establecer de acuerdo con a) a f):

- a) Dimensiones de la sección transversal de los elementos individuales y la configuración general de la estructura
- b) Configuración de las conexiones existentes de los elementos, tamaño, profundidad de anclaje, tipo de conectores o anclas, espesor del material del conector, anclaje e interconexión de las inclusiones, contraventeos o elementos para aumentar la rigidez
- c) Modificaciones a elementos o a la configuración general de la estructura
- d) La condición física más reciente de los elementos y las conexiones, y el alcance de cualquier deterioro
- e) Deformaciones más allá de las esperadas debido a cargas gravitacionales, como las ocasionadas por asentamiento o eventos sísmicos previos
- f) Presencia de otras condiciones que tengan un efecto en el desempeño del edificio, como los elementos no estructurales que puedan interactuar con los elementos estructurales durante un sismo.

Comentario:

La fig. 3.4.5.5.3 incluye un árbol de decisiones sobre la obtención de propiedades de materiales. Parte de la clase del edificio (A, B o C) y, en función del material por estudiar, establece si es necesario un muestreo, según el grupo del edificio (por su importancia) y el daño de los elementos estructurales. En la medida que el edificio requiera una rehabilitación más elaborada y compleja, sea más importante en cuanto a su uso, y tenga daños, más detallado será el muestreo especificado.

3.4.6 Ensayos para determinar las propiedades de los materiales

3.4.6.1 General

3.4.6.1.1 Los métodos de ensayos destructivos y no destructivos empleados para obtener las propiedades en sitio de los materiales y las propiedades del elemento cumplirán con lo establecido en este inciso.

3.4.6.1.2 El Proyectista especificará el tipo, número y ubicación de los ensayos destructivos y no destructivos. Señalará el o los edificios o cuerpos, así como los elementos estructurales que serán sujeto de ensayos destructivos y no destructivos.

3.4.6.1.3 El laboratorio contratado deberá presentar el informe de resultados de los ensayos correspondientes con los requeridos por el Proyectista.

3.4.6.1.4 El Director y, en su caso, el Corresponsable revisará que lo solicitado por el Proyectista cumpla con los requisitos mínimos de este inciso y que el laboratorio haya realizado los ensayos e informe los resultados en correspondencia con lo especificado por el Proyectista.

3.4.6.1.5 Los laboratorios deberán ser acreditados y reconocidos por un organismo acreditado para los métodos de prueba correspondientes.

3.4.6.2 Número mínimo de pruebas

3.4.6.2.1 Tipo de muestreo

3.4.6.2.5.1 Muestreo ordinario. En estructuras de concreto reforzado del Grupo A y Subgrupo B1 sin daño severo y estructuras de concreto reforzado del Subgrupo B2 con daño severo será obligatorio un muestreo ordinario (fig. 3.4.5.5.3).

3.4.6.2.5.2 Muestreo detallado. En estructuras de concreto reforzado del Grupo A y Subgrupo B1 con daño severo será obligatorio un muestreo detallado (fig. 3.4.5.5.3).

3.4.6.2.5.3 Se aceptará un muestreo ordinario o detallado de una estructura de concreto reforzado Clase C si el Proyectista lo requiere para profundizar en la información del edificio.

3.4.6.2.5.4 En estructuras de acero del Grupo A y Subgrupo B1 con daño severo será obligatorio un muestreo de acuerdo con 3.4.6.5 para obtener las propiedades del acero estructural.

3.4.6.3 Concreto

3.4.6.3.1 La resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto se establecerán mediante la extracción y ensayos de corazones de concreto, o mediante, la combinación de corazones y ensayos no destructivos, como el esclerómetro y/o ultrasonido.

3.4.6.3.2 Los corazones se obtendrán de elementos de concreto sano (no dañado). El número de corazones dependerá de la información de la construcción original, de la aproximación deseada, de las dimensiones de la construcción, así como de la calidad y condición de materiales existentes.

3.4.6.3.3 Los corazones se deberán seleccionar, extraer y ensayar de acuerdo con NMX-C-169-ONNCCE-2009. El lugar de extracción será al tercio medio de la altura del elemento, en donde se afecte lo menos posible su resistencia. Se deberá localizar el acero de refuerzo antes de seleccionar la ubicación de los corazones. Se deberá rellenar la oquedad con mortero sin contracción y de resistencia comparable a la obtenida mediante el núcleo para evitar el desprendimiento del material de reparación con respecto al concreto original.

3.4.6.3.4 Se podrán utilizar métodos no destructivos para evaluar la resistencia del concreto en sitio si se establece una correlación válida para el edificio en estudio entre los resultados de la compresión de corazones y las mediciones no destructivas. En ningún caso se permitirá la determinación de la resistencia a compresión ni del módulo de elasticidad mediante métodos no destructivos solamente o a partir de correlaciones hechas en otros edificios.

3.4.6.3.5 Deberán desecharse los corazones dudosos o de mala calidad. No serán aceptables los resultados del ensayo de corazones dañados durante su extracción, ni de corazones con tramos de barras de acero ahogadas.

3.4.6.3.6 Cuando el coeficiente de variación sea mayor que 20 por ciento, la resistencia esperada del concreto para fines de evaluación f_{cE} no deberá tomarse como mayor que la media menos una desviación estándar.

3.4.6.3.7 La resistencia del corazón se deberá convertir a la resistencia del concreto de la estructura evaluada para determinar la capacidad de dicha estructura.

3.4.6.3.8 Se aceptará determinar el módulo de elasticidad a partir de los corazones extraídos.

3.4.6.3.9 La determinación del elemento y sección de extracción del núcleo será responsabilidad del Proyectista, con la autorización del Director y, en su caso, del Corresponsable.

3.4.6.3.10 Los corazones que se hayan extraído de un elemento cuyas condiciones de servicio sean las de un ambiente superficialmente seco, deberán permanecer durante siete días, a menos que se acuerde otro lapso, en un ambiente cuya temperatura sea de 288 K a 299 K (15°C a 25°C) y con una humedad relativa no mayor que 60 por ciento antes de probarse a la compresión.

3.4.6.3.11 Los corazones que se han extraído de un elemento que estará sujeto durante su servicio a una completa saturación, deberán curarse tal que se sumerjan los especímenes de prueba en agua saturada de cal, cuya temperatura deberá ser de 296 K +/- 2 K (23°C +/- 2°C), por lo menos 40 h inmediatamente antes de probarse a la compresión.

Comentario:

Para convertir la resistencia del corazón a la de la estructura, de acuerdo con 3.4.6.3.7, se puede usar el criterio de ACI PRC-214.4, según el cual, la resistencia del concreto en la estructura evaluada, f_c , se calcula a partir de la resistencia del corazón, $f_{\text{corazón}}$, como se indica en la ec. C3.4.6.3.7:

$$f_c = F_{l/d} \cdot F_{\text{dia}} \cdot F_{\text{mc}} \cdot F_d \cdot f_{\text{corazón}} \quad (\text{C3.4.6.3.7})$$

donde $F_{l/d}$, F_{dia} , F_{mc} y F_d son factores de corrección debidos a la relación altura/diámetro, diámetro, contenido de humedad y daño sufrido durante la extracción del corazón, respectivamente. En la tabla C3.4.6.3.7 se presentan los valores de los factores de corrección.

Tabla C3.4.6.3.7 – Factores de corrección para convertir la resistencia de corazones de concreto a la resistencia equivalente de la estructura evaluada

Factor	Valor promedio	Coefficiente de variación, %
$F_{l/d}$^[1]		
<i>Como se recibe</i>	$1 - (0.130 - \alpha f_{\text{corazón}}) (2 - l/d)^2$	2.5 (2 - l/d) ²
<i>Sumergido en agua por 40 h</i>	$1 - (0.117 - \alpha f_{\text{corazón}}) (2 - l/d)^2$	2.5 (2 - l/d) ²
<i>Secado al aire^[2]</i>	$1 - (0.144 - \alpha f_{\text{corazón}}) (2 - l/d)^2$	2.5 (2 - l/d) ²
F_{dia}		
<i>50 mm (2 pulg)</i>	1.06	11.8
<i>100 mm (4 pulg)</i>	1.00	0.0
<i>150 mm (6 pulg)</i>	0.98	1.8
F_{mc}		
<i>Como se recibe</i>	1.00	2.5
<i>Sumergido en agua por 40 h</i>	1.09	2.5
<i>Secado al aire^[2]</i>	0.96	2.5
F_d		
<i>Cualquier caso</i>	1.06	2.5

^[1] El valor de la constante α es 4.3×10^{-4} 1/MPa, si $f_{\text{corazón}}$ está en MPa y 4.3×10^{-5} 1/(kg/cm²), si $f_{\text{corazón}}$ está en kg/cm².

^[2] Condición estándar de acuerdo con NMX-C-169-ONNCCE-2009.

3.4.6.3.12 Muestreo ordinario del concreto

3.4.6.3.12.1 El número mínimo de pruebas para determinar las propiedades del concreto existente se deberá determinar de acuerdo con los siguientes criterios a) y b):

- a) Si se conoce la resistencia especificada de diseño del concreto de planos y/o memorias y se cuenta con los registros o reportes de las pruebas, se deberá tomar al menos un corazón por cada clase y resistencia del concreto diferente utilizado en la construcción del edificio, con un mínimo de tres corazones para todo el edificio, de los elementos críticos para resistir sismo
- b) Si la resistencia especificada de diseño del concreto no se conoce, se deberá tomar al menos un corazón de cada tipo de elemento resistente a fuerzas inducidas por sismo, con un mínimo de seis corazones de todo el edificio, o un mínimo de tres corazones por cada 2 000 m² de área de superficie construida, la que requiera la mayor cantidad de pruebas.

Las muestras se deberán obtener, de manera preferencial, de los elementos críticos en los niveles correspondientes al tercio inferior del edificio si la respuesta está dominada por el primer modo de vibración. Si la respuesta está influenciada por modos superiores de vibración, el Proyectista deberá diseñar el muestreo correspondiente.

3.4.6.3.13 Muestreo detallado del concreto

3.4.6.3.13.1 A menos que se especifique lo contrario, se deberán realizar un mínimo de tres pruebas para determinar cualquier propiedad. Los corazones se deberán agrupar por la clase de concreto, el nivel de resistencia del concreto y el tipo de elemento. El número de pruebas en un solo elemento se deberá limitar para evitar comprometer la integridad del elemento. Las muestras se deberán obtener, de manera preferencial, de los elementos críticos en los niveles correspondientes al tercio inferior del edificio si la respuesta está dominada por el primer modo de vibración. Si la respuesta está influenciada por modos superiores de vibración, el Proyectista deberá diseñar el muestreo correspondiente.

3.4.6.3.13.2 Por cada tipo de elemento primario de concreto del SERCGFL, así como sistemas secundarios cuya falla podría resultar en colapso, se deberán extraer un mínimo de tres corazones de concreto y someter a pruebas de compresión. Un mínimo de seis pruebas se deberá realizar en un edificio para determinar la resistencia del concreto, considerando las limitaciones de este inciso. Si se utilizaron diferentes clases o resistencias del concreto en la construcción del edificio, se deberán realizar un mínimo de tres muestras y pruebas por cada clase y nivel de resistencia. El módulo de elasticidad y la resistencia a tensión se podrán estimar con los datos de las pruebas de la resistencia a compresión.

3.4.6.3.13.3 Las pruebas se deberán realizar en muestras de elementos que sean identificados con daño o degradación para cuantificar su condición. Los resultados de las pruebas de zonas degradadas se deberán comparar con los valores de resistencia especificados en el Proyecto Ejecutivo, si existe. Si se encuentran valores de las pruebas menores que la resistencia especificada del Proyecto Ejecutivo o bien si lo determina el Proyectista, se deberán realizar más pruebas para determinar la causa o identificar el nivel de daño o degradación.

3.4.6.3.13.4 El número mínimo de pruebas para determinar la resistencia a la compresión de cada tipo de elementos deberá cumplir con uno de los criterios a) a c):

- a) Cuando se conoce la resistencia de diseño especificada en elementos de concreto y no están disponibles los registros o reportes de las pruebas, se deberán obtener un mínimo de tres corazones de concreto por cada nivel o 1 000 m² de área de superficie construida, la que requiera la mayor cantidad de pruebas
- b) Para elementos de concreto donde la resistencia especificada de diseño es desconocida y no se cuentan con los registros o reportes de las pruebas, se deberán obtener un mínimo de seis corazones por cada nivel o 1 000 m² de área de superficie construida, la que requiera la mayor cantidad de pruebas. Cuando los resultados indiquen el uso de diferentes clases o resistencias del concreto, el número de pruebas se deberá aumentar para confirmar la clase utilizada
- c) Alternativamente, para elementos de concreto donde la resistencia de diseño es conocida o desconocida, y no se cuenta con los registros o reportes de las pruebas, se podrá determinar el límite inferior de la resistencia a compresión a partir de pruebas de corazones y aplicando los requisitos en NMX-C-169-ONNCCE-2009. Si el límite inferior de la resistencia a compresión se determina de esta manera, la resistencia a compresión esperada se deberá determinar como el límite inferior de la resistencia a compresión obtenido de NMX-C-169-ONNCCE-2009 más una vez la desviación estándar de la resistencia de los corazones, donde el número mínimo de corazones por cada muestra deberá ser tres por cada tipo de elemento. La ubicación de las muestras deberá cumplir con 1) y 2):
 - 1) Distribuida para cuantificar las propiedades del material de los elementos a lo largo de la altura del edificio
 - 2) Distribuida para cuantificar las propiedades del material de los elementos críticos para el sistema estructural bajo investigación.

3.4.6.4 Acero de refuerzo, acero de presfuerzo y conectores

3.4.6.4.1 La determinación del esfuerzo de fluencia y la resistencia última del acero de refuerzo y del acero de presfuerzo, se hará mediante probetas fabricadas a partir de segmentos de barras o tendones. Los segmentos de barras de refuerzo se retirarán de zonas con bajos niveles de esfuerzo del elemento por evaluar. A fin de mantener la continuidad en el flujo de fuerzas, se reemplazará el segmento con barras que se traslapan con el refuerzo existente, a menos que el Proyectista demuestre, a satisfacción del Director y Corresponsable, en su caso, que no es necesario el reemplazo. Se permite elaborar probetas hasta obtener una barra de sección circular tal que su área transversal no sea menor que 70 por ciento del área de la barra de refuerzo por evaluar. El ensayo de hará de conformidad con NMX-B-172-CANACERO-2018.

3.4.6.4.1.1 Se procurará estimar la posición, la separación y el diámetro de las barras de acero de refuerzo mediante técnicas de evaluación no destructiva, como es el radar de penetración o inducción magnética. Optativamente, se podrán practicar calas para identificar el diámetro de estribos y del refuerzo longitudinal. El concreto retirado deberá ser reemplazado por un material con al menos la misma resistencia que el original. Como último recurso, si no se pueden obtener la posición, la separación y el diámetro, se permitirá suponer la cuantía mínima de refuerzo longitudinal y transversal establecida en el reglamento vigente al momento de la construcción del edificio con la aprobación del Director y, en su caso, del Corresponsable.

3.4.6.4.2 Para la obtención de las propiedades del acero de refuerzo se tomará en cuenta la posible existencia en el edificio de distintos grados de acero en barras de distintos diámetros.

3.4.6.4.3 En caso de ensayar refuerzo con presfuerzo, la muestra deberá incluir la remoción de segmentos locales de barras y la sustitución mediante la instalación de materiales traslapados para mantener la continuidad de la barra de refuerzo para transferir la fuerza en la barra al menos que un análisis confirme que no es necesaria la sustitución del elemento original.

3.4.6.4.4 Las muestras de refuerzo que sean ligeramente dañadas durante la remoción se podrán maquinar a una barra redonda siempre que la zona ensayada tenga al menos 70 por ciento del área gruesa de la barra original. Los materiales con presfuerzo deberán cumplir con los requisitos complementarios en ASTM A416/A416M, ASTM A421/A421M, o ASTM A722/A722M, dependiendo del tipo de material. Las propiedades de acero de los conectores se podrán determinar a partir de ensayos sobre composición química y pruebas de tensión y compresión directa como se especifica en ASTM A370. Cuando se deba determinar la resistencia, la calidad de la construcción, o ambas de anclas o conectores, las pruebas en sitio deberán cumplir con los requisitos del estándar ASTM E3121/E3121M.

3.4.6.4.5 Alternativamente a los ensayos en sitio, se podrá determinar la resistencia de anclas y conectores a partir de la documentación contenida en el proyecto ejecutivo original, de la identificación detallada en el material, o de valores históricos, como los incluidos en la tabla 3.4.5.8.3.c.

3.4.6.4.6 El límite inferior histórico del esfuerzo de fluencia para conectores de acero, anclas coladas in situ o post-instaladas se deberá tomar como 186 MPa (1 860 kg/cm²). El esfuerzo de fluencia del material del conector de acero se deberá determinar de la tabla 3.4.5.8.2.c, a menos que datos experimentales justifiquen el uso de otro factor.

3.4.6.4.7 No se permitirá el uso de valores históricos para el acero de presfuerzo en construcciones de concreto presforzado.

3.4.6.4.8 Muestreo ordinario del acero

3.4.6.4.8.1 Si no se conoce el esfuerzo especificado de fluencia para diseño, para cada tipo de elemento resistente a sismo, se podrán obtener y ensayar dos probetas elaboradas a partir de segmentos de acero provenientes de zonas sujetas a bajos niveles de esfuerzo de dos elementos distintos. Los elementos serán seleccionados por el Proyectista, con la aprobación del Director y el Corresponsable, en su caso.

3.4.6.4.8.2 En el caso de anclas y conectores (ahogados en concreto o postinstalados), se deberán clasificar según su tipo, tamaño, geometría y función estructural. Si su tipo de falla está controlada por tensión o cortante y, de presentarse, le impediría a la estructura cumplir con el nivel de desempeño establecido, se deberá ensayar in situ 5 por ciento a tensión. Al menos se deberán ensayar tres anclas o conectores por cada clasificación. Se acepta que la resistencia de diseño sea 2/3 de la media de la carga máxima.

3.4.6.4.8.3 En el caso de perfiles de acero, laminados en caliente o en frío, se muestrearán tramos del patín y/o del alma con el fin de fabricar dos probetas de elementos estructurales distintos. Los elementos serán seleccionados a juicio del Proyectista, con el visto bueno del Director y, en su caso, del Corresponsable. El ensayo se hará según NMX-B-172-CANACERO-2018.

3.4.6.4.8.4 Si se requiere soldar la estructura existente a nuevos elementos, elementos o sistemas estructurales, se determinará el carbono equivalente con NMX-B-457-CANACERO-2019.

3.4.6.4.9 Muestreo detallado del acero

3.4.6.4.9.1 Coeficiente de variación

3.4.6.4.9.1.1 A menos que se especifique lo contrario, se deberán realizar un mínimo de tres pruebas para determinar cualquier propiedad. El número de pruebas en un solo elemento se deberá limitar para evitar comprometer la integridad del elemento.

3.4.6.4.9.2 Barras corrugadas y acero de conectores

3.4.6.4.9.2.1 Se deberán realizar pruebas para determinar el esfuerzo de fluencia y la resistencia del refuerzo y el acero de los conectores. El acero de los conectores se define como acero estructural adicional o metal utilizado para asegurar elementos de concreto prefabricado u otros elementos a la estructura del edificio. Se deberán realizar un mínimo de tres pruebas de tensión en muestras de refuerzo sin presfuerzo de un edificio para determinar su resistencia, siempre que cumplan las siguientes condiciones complementarias a) a c):

- a) Si existen los planos o memorias originales con las propiedades de los materiales, se deberán obtener y ensayar al menos tres probetas de ubicaciones aleatorias de cada tipo de elemento
- b) Si no se cuenta con los planos o memorias originales con las propiedades de los materiales, pero se conoce la fecha aproximada de la construcción y se confirma el uso de un grado de material común, se deberán obtener tres probetas de resistencia a tensión de ubicaciones aleatorias de cada elemento por cada tres niveles del edificio
- c) Si la fecha de la construcción es desconocida, se deberán ensayar al menos tres probetas de resistencia a tensión por cada tres niveles.

3.4.6.4.9.3 Acero de presfuerzo

3.4.6.4.9.3.1 Únicamente se deberá obtener muestras de tendones de acero para pruebas de laboratorio en elementos presforzados que sean parte del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. Se podrán excluir los elementos presforzados en diafragmas.

3.4.6.4.9.3.2 Se deberá evitar el retiro de tendones o presfuerzo si es posible. Cualquier muestreo de tendones de acero presforzado para pruebas de laboratorio se deberá realizar con extrema precaución, teniendo presentes las consecuencias derivadas de la toma de muestra(s). Se permitirá determinar las propiedades de los materiales sin la remoción de tendones o presfuerzo mediante el muestreo usando un sistema de mordazas o de la extensión del tendón más allá del anclaje, si se dispone de una longitud suficiente.

3.4.6.4.9.3.3 Todas las muestras de acero de presfuerzo se deberán reemplazar por material nuevo, completamente conectado y tensado, y su respectivo sistema de anclaje, al menos que un análisis confirme que no se requiere el reemplazo de los elementos originales.

3.4.6.4.9.4 Anclas y conectores colados en sitio o postinstalados en sitio

3.4.6.4.9.4.1 En conjuntos de anclas o conectores utilizados para la fijación de muros fuera del plano y en conjuntos de anclas o conectores cuya falla en tensión o cortante provocaría que la estructura no cumpla con el **ODR** seleccionado, se deberá ensayar 10 por ciento de las anclas con un mínimo de seis anclas por cada conjunto de anclas o conectores de acuerdo con 7.3.6.5. Cuando otras anclas o arreglo de anclas sean críticas para la trayectoria de cargas y no sean redundantes, todas las anclas o conectores en el conjunto deberán ser probadas individualmente de acuerdo con 7.3.6.5.

3.4.6.5 Acero estructural

3.4.6.5.1 Propiedades en tensión

3.4.6.5.1.1 Las propiedades en tensión de miembros deberán establecerse para la evaluación del análisis estructural (véase 8.3.2) o de las pruebas de carga (véase 8.3.3). Estas propiedades deberán incluir al esfuerzo de fluencia, la resistencia a tensión y el porcentaje de alargamiento.

3.4.6.5.1.2 Cuando estén disponibles, se permite utilizar los resultados de los informes de las pruebas de certificación del material o los informes de certificación de las pruebas hechas por el fabricante o por un laboratorio de pruebas conforme a la norma NMX-B-252 o NMX-B-266 (equivalentes a las normas ASTM A6/A6M y A568/A568M, respectivamente). De otra forma, las pruebas a tensión deberán llevarse a cabo con la norma NMX-B-172 (equivalente a la norma ASTM A370), a partir de muestras tomadas de los componentes de la estructura.

3.4.6.5.2 Composición química

3.4.6.5.2.1 Cuando se vaya a utilizar soldadura para la reparación o para la modificación de una estructura existente, la composición química del acero deberá ser determinada para preparar un procedimiento de soldadura, de manera acorde.

3.4.6.5.2.2 Cuando estén disponibles, se permite considerar los informes de las pruebas de certificación del material o los informes de certificación de las pruebas hechas por el fabricante o por un laboratorio de pruebas conforme a los procedimientos NMX o ASTM. De otro modo, el análisis se deberá realizar conforme a la norma ASTM A751, a partir de muestras usadas para determinar las propiedades mecánicas en tensión, o de muestras tomadas del mismo lugar.

3.4.6.5.3 Tenacidad del metal base

3.4.6.5.3.1 Cuando se traslapen soldadas en tensión en perfiles pesados y placas mayores que 50 mm (2 pulg), y que sean críticas en el comportamiento de la estructura, se determinará la tenacidad del material base mediante la prueba de Charpy en V, con la que se deberá garantizar una energía no menor que 27 J (2.76 kg-m, 20 lb-pie) a una temperatura máxima de 294 K (21°C), conforme a lo especificado en 1.4.1.1 de la NTC-Acero.

3.4.6.5.3.2 En caso de que la tenacidad determinada no cumpla las disposiciones de 1.4.1.1 de la NTC-Acero, el Proyectista deberá decidir si son necesarias acciones correctivas.

3.4.6.5.4 Metal de soldadura

3.4.6.5.4.1 Cuando el comportamiento de la estructura dependa de las conexiones soldadas existentes, se deberán obtener muestras representativas del metal de soldadura. Se deberán realizar análisis químicos y pruebas mecánicas para caracterizar el metal de soldadura; y determinar la magnitud y consecuencias de las imperfecciones. Si los requisitos de la Norma, no se cumplen, el Proyectista deberá determinar si se requieren acciones correctivas.

3.4.6.5.5 Tornillos y remaches

3.4.6.5.5.1 Se deberán inspeccionar de manera visual muestras representativas de tornillos para determinar su tipo y clasificaciones.

3.4.6.5.5.2 Cuando los tornillos no puedan ser identificados visualmente, se deberán tomar muestras representativas y se deberán ensayar para determinar su resistencia a tensión conforme con la norma ASTM F606 o ASTM F606M y así determinar su clasificación. Por otra parte, de manera alternativa, se permite suponer que los tornillos son NMX-H-118 (ASTM A307).

3.4.6.5.5.3 Los remaches se deberán suponer como ASTM A502 Grado 1, a menos de se realicen pruebas que indiquen que son de mayor resistencia.

3.4.6.6 Mampostería

3.4.6.5.1 No será necesario obtener probetas para la determinación de las propiedades mecánicas mediante ensayos físicos.

Comentario:

Las técnicas de evaluación y ensayos en el sitio de estructuras de mampostería mediante procedimientos destructivos o no destructivos de los elementos estructurales se pueden consultar en SMIE (2019). Sin embargo, la extracción de muestras en campo es compleja (sobre todo de mampostería) y puede conducir a probetas dañadas. Es por ello que, en esta Norma no se requiere la extracción de probetas, en comparación de núcleos de concreto.

3.4.7 Caracterización del sitio e información geotécnica

3.4.7.1 Para diseñar la rehabilitación, se deberá recabar información de las condiciones del suelo del sitio y de la configuración de la cimentación. Si la información disponible no es suficiente para caracterizar el sitio y la cimentación, se deberá planear y ejecutar un programa de exploración geotécnica de conformidad con el Capítulo 2 de la NTC-Cimentaciones y el Capítulo 5 de esta Norma.

3.4.7.2 Se deberán realizar visitas al sitio a fin de identificar, entre otros, variaciones entre el diseño original y la construcción, así como modificaciones en la cimentación. Se deberán identificar indicadores de un deficiente desempeño de la cimentación, como asentamiento, daño a banquetas, así como inclinaciones, hundimientos o emersiones del edificio.

3.4.7.3 En el Capítulo 5 se detallan los requisitos para caracterizar el sitio y obtener la información geotécnica necesaria para revisar la cimentación y, en su caso, diseñar la recimentación.

3.4.7.4 Edificaciones adyacentes

3.4.7.4.1 Se deberá recolectar la mayor información posible de las estructuras adyacentes que tienen el potencial de influir en el comportamiento sísmico del edificio rehabilitado. Se identificará el sistema estructural y el tipo de cimentación, a fin de evaluar, al menos cualitativamente, el impacto de ellos en la respuesta del edificio de interés.

3.4.7.5 Golpeteo de edificios

3.4.7.5.1 Se recolectará información cuando la menor separación entre edificios sea menor o igual que 1.0 por ciento de la altura sobre nivel de banqueta del edificio por rehabilitar cuando coincida la elevación de las losas de los dos edificios de los dos edificios y de 0.8 por ciento cuando la elevación de las losas de un edificio coincida con el tercio medio de las columnas o muros de carga del edificio vecino. Se hará énfasis en la identificación de posibles zonas de impacto en relación con posible daño extremo en elementos, frecuentemente en columnas.

3.4.7.6 Edificios con elementos o elementos en común

3.4.7.6.1 Se recolectará información de los edificios que compartan elementos o elementos con el edificio sujeto a proyecto. Este es el caso de muros compartidos, puentes y escaleras que unen cuerpos, entre otros.

3.4.7.7 Peligros de edificios adyacentes

3.4.7.7.1 Se deberá recabar información de las estructuras que representen un peligro para el edificio por rehabilitar, debido a caída de bardas, pretilas, anuncios, antenas, entre otros, o bien porque pueden producir otras amenazas físicas, como fugas de sustancias químicas agresivas, incendios o explosiones.

3.4.7.8 Edificios modificados o ampliados

3.4.7.8.1 Se deberá recolectar información de las modificaciones de los elementos estructurales y no estructurales. Sobre las ampliaciones, deberá verificarse si fueron construidas cumpliendo las normas vigentes en el momento y recabar toda la información necesaria y posible para la evaluación estructural.

3.5 Requisitos complementarios para la evaluación de Edificios Clase A y Clase B

3.5.1 Alcance

3.5.1.1. En esta sección se especifican los requisitos para evaluar Edificios Clase A y B, de conformidad con la clasificación de la tabla 2.6.2.

3.5.1.2 Se deberá modelar la estructura de conformidad con 3.6, los Capítulos 6, 7 y 8 y las Normas de los materiales según correspondan a la estructura original.

3.5.1.3 Los criterios de aceptación serán los establecidos en las Normas aplicables al *NDemE*.

3.5.1.3.1 Se aceptará utilizar los criterios de aceptación de los Capítulos 6, 7 y 8.

3.5.2 *Requisitos generales*

3.5.2.1 *Nivel de desempeño para fines de evaluación*

3.5.2.1.1 El nivel de desempeño para la evaluación, *NDesE*, será el seleccionado en 2.4.3.3.

3.5.2.1.2 Si la evaluación basada en el *CDC* demuestra que la estructura es adecuada, entonces el edificio cumple con esta Norma para el *ODE* seleccionado. Si el edificio es rehabilitado de acuerdo con el procedimiento de rehabilitación de esta Norma, entonces el edificio rehabilitado cumple con esta Norma para el *ODR* correspondiente.

3.5.2.2 *Nivel de demanda para fines de evaluación*

3.5.2.2.1 En caso de evaluación por sismo, el peligro sísmico para la evaluación será el seleccionado en 2.4.3.2.4.

3.5.2.3 *Información del edificio existente*

3.5.2.3.1 Se deberá recolectar la información requerida en 3.4.

3.5.2.4 *Procedimientos de análisis para Edificios Clase A y B*

3.5.2.4.1 Los procedimientos de análisis de Edificios Clase A y B deberán cumplir con a) a i):

- a) Las cargas gravitacionales y las combinaciones de carga deberán corresponder con lo especificado en la NTC-Criterios
- b) El modelo matemático deberá realizarse en correspondencia con NTC-Sismo y las Normas del material del edificio
- c) La configuración del edificio y sus irregularidades deberán incluirse de acuerdo con NTC-Sismo
- d) Los efectos multidireccionales de sismo deberán incluirse cuando se requiera según NTC-Sismo
- e) Los efectos P-Delta deberán incluirse según la NTC del material del edificio
- f) La interacción suelo-estructura ser conforme a la NTC-Sismo
- g) Los diafragmas deberán incluirse en el modelo en concordancia con la NTC-Sismo y la NTC del material de los diafragmas
- h) Cuando se requiera una evaluación de la separación de edificios, se deberá modelar el edificio vecino
- i) Se deberán evaluar las conexiones entre elementos y su cimentación con las Normas de los materiales del edificio.

3.5.2.4.2 La extensión del modelado y del análisis de la estructura deberá ser el requerido para determinar las fuerzas o acciones sobre el sistema estructural o sobre elementos estructurales específicos.

3.5.2.5 *Criterios de aceptación de la evaluación de Edificios Clase A y B*

3.5.2.5.1 Los criterios de aceptación deberán ser consistentes con el *NDesE*. Las acciones se calcularán según el *NDemE*. La capacidad se calculará de acuerdo con el *NDesE*, los Capítulos 6 a 8 y las Normas de los materiales del edificio.

3.5.3 *Aspectos a considerar en la evaluación de Edificios Clase A y B*

3.5.3.1 *Requisitos generales*

3.5.3.1.1 Edificios adyacentes. Las distorsiones en edificios adyacentes se deberán estimar con la información disponible de la estructura adyacente y con los procedimientos de análisis de esta Norma. Alternativamente, se permitirá suponer que la distorsión de entrepiso del edificio adyacente es 3 por ciento de la altura del nivel del diafragma bajo consideración. La combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las distorsiones de entrepiso deberá ser menor que la separación total en cada nivel de entrepiso. Edificios que tienen sistemas estructurales similares, diafragmas a la misma altura, y que no difieren en altura más de 50 por ciento de la altura del edificio más bajo no deberán cumplir con este inciso para el

nivel de desempeño estructural de seguridad de vida (o el de diseño en NTC-Sismo anterior a 2023) cuando el impacto entre ambas estructuras no dañe la fachada o los aplanados del edificio provocando una amenaza a la protección de la vida por colapsos.

3.5.3.1.2 Mezanines. Se deberá identificar la trayectoria de las cargas del mezanine al sistema resistente lateral principal. Se deberá evaluar la idoneidad de la trayectoria de las cargas. La idoneidad de los elementos de la estructura principal conectados al mezanine se deberá evaluar considerando la magnitud y la ubicación de las fuerzas del mezanine actuando sobre la estructura principal.

3.5.3.2 Configuración del edificio

3.5.3.2.1 Irregularidad por piso débil. Se deberá evaluar de acuerdo con la NTC-Criterios, NTC-Sismo y NTC del material que corresponda a la estructura original.

3.5.3.2.1.1 De manera alternativa, se aceptará usar los factores m del capítulo del material apropiado, excepto que los factores m se deberán dividir entre $(n+1)$ donde n es el número de niveles arriba del nivel considerado. El factor m no deberá ser menor que 1.

3.5.3.2.2 Irregularidad por piso blando. Se deberá realizar un análisis dinámico lineal. La idoneidad de todos los elementos del sistema resistente ante fuerzas inducidas por sismo se deberá evaluar según la NTC-Sismo.

3.5.3.2.3 Irregularidades verticales. El *CDC* se deberá determinar para todos los elementos del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. Se deberá evaluar la idoneidad de los elementos y las conexiones por debajo de las discontinuidades verticales como elementos controlados por fuerza. Se deberá evaluar la idoneidad de los puntales y los diafragmas para transferir las cargas a los elementos adyacentes del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo como elementos controlados por fuerza.

3.5.3.2.4 Irregularidad geométrica. Se deberá realizar un análisis dinámico lineal.

3.5.3.2.5 Irregularidad en masa. Se deberá realizar un análisis dinámico lineal.

3.5.3.2.6 Irregularidad torsional. Se deberá realizar un análisis de toda la estructura de acuerdo con la NTC-Sismo, incluyendo los efectos de la torsión horizontal. Adicionalmente, todos los elementos que soportan cargas gravitacionales deberán ser capaces de resistir las cargas verticales combinadas con las fuerzas asociadas con los desplazamientos de entrepiso que incluyen la torsión y los efectos P-Delta.

3.5.3.3 Elementos de la cimentación

3.5.3.3.1 Desempeño de la cimentación. Se deberá revisar la magnitud del movimiento diferencial en la cimentación, y se deberá realizar un análisis del edificio. La idoneidad de la estructura se deberá evaluar para todas las cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo en combinación con las fuerzas inducidas por el posible movimiento diferencial de la cimentación.

3.5.3.3.2 Volteo. Se deberá realizar un análisis para revisar la idoneidad de la cimentación, incluyendo las cargas gravitacionales y las fuerzas de volteo inducidas por sismo.

3.5.3.3.3 Unión entre elementos de la cimentación. Se deberá evaluar la magnitud de los movimientos diferenciales en la cimentación. La idoneidad de la estructura se deberá evaluar para todas las cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo en combinación con las fuerzas inducidas por el posible movimiento diferencial de la cimentación.

3.5.3.4 Aspectos mínimos a revisar en marcos resistentes a momento

3.5.3.4.1 Los aspectos mínimos a revisar en marcos resistentes a momentos serán a) a e), según el material y sistema estructural que corresponda:

- a) Aspectos generales para marcos resistentes a momento:
- 1) Muros diafragma. Cuando muros de concreto o mampostería no estén separados de los elementos del marco resistente a momento, se deberá realizar un análisis para calcular las demandas inducidas por la estructura en los muros y las demandas inducidas en los elementos del marco. Se deberá evaluar la idoneidad de los muros diafragma y el marco para resistir las fuerzas inducidas
 - 2) Revisión de la distorsión de entrepiso. Se deberá realizar un análisis para revisar la idoneidad del marco resistente a momento y los elementos del sistema losa-columna, incluyendo los efectos P-Delta y sus conexiones asociadas
 - 3) Revisión del esfuerzo axial. Se deberá realizar un análisis para revisar las demandas por cargas gravitacionales y de volteo
 - 4) Revisión del esfuerzo cortante. Se deberá revisar la capacidad a fuerza cortante
 - 5) Columna fuerte-viga débil. Se deberá verificar que el marco pueda desarrollar un comportamiento de columna fuerte-viga débil. De manera alternativa, si el porcentaje de uniones columna fuerte-viga débil en cualquier eje de los marcos resistentes a momento es mayor que 50 por ciento de las uniones, se deberá evaluar la capacidad de las columnas para resistir las demandas calculadas, con valores m del capítulo del material apropiado. Si el porcentaje de uniones columna fuerte-viga fuerte en cualquier piso de marcos resistentes a momento es menor que 50 por ciento de las uniones, la habilidad de todas las columnas en cada marco se deberá evaluar para resistir las demandas calculadas en todos los niveles, utilizando factores m del capítulo del material apropiado, excepto que los valores m se deberán dividir entre $(n+1)$ donde n es el número de niveles arriba del nivel bajo consideración. El factor m no puede ser menor que 1.0.
- b) Aspectos en marcos de acero resistentes a momento:
- 1) Conexiones resistentes a momento
 - 2) Revisión del esfuerzo por flexión
 - 3) Zonas de panel
 - 4) Traslapes en las columnas
 - 5) Miembros compactos
 - 6) Penetraciones en viga
 - 7) Placas de continuidad en vigas armadas
 - 8) Arriostramiento fuera del plano en las conexiones viga columna
 - 9) Arriostramiento del patín inferior.
- c) Aspectos a considerar para marcos de concreto resistentes a momento:
- 1) Losas planas (punzonamiento y desplazamientos laterales)
 - 2) Elementos de marcos presforzados
 - 3) Condiciones de columna corta
 - 4) Sin fallas por cortante
 - 5) Barras de vigas continuas
 - 6) Uniones mediante traslapes de barras de refuerzo de las columnas y vigas
 - 7) Separación del refuerzo transversal en vigas y columnas
 - 8) Refuerzo en uniones
 - 9) Excentricidad en la unión
 - 10) Estribos y grapas.
- d) Aspectos a considerar para marcos resistentes a momento de concreto prefabricado:
- 1) Conexiones
- e) Aspectos a considerar para marcos que no forman parte del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo:
- 1) Marcos completos
 - 2) Compatibilidad de las deflexiones
 - 3) Losas planas.

3.5.3.5 Aspectos a considerar para muros de cortante

- a) Aspectos a considerar para muros de cortante:
- 1) Revisión del esfuerzo cortante
 - 2) Espesor del muro y proporciones

- 3) Acero de refuerzo
 - 4) Volteo
 - 5) Refuerzo en las aberturas.
- b) Aspectos a considerar para muros de cortante de concreto:
- 1) Vigas de acoplamiento
 - 2) Refuerzo de confinamiento
 - 3) Conexiones del muro
 - 4) Traslapes en las columnas
 - 5) Cimentación de muros.
- c) Aspectos a considerar para muros de cortante prefabricados:
- 1) Aberturas en los muros
 - 2) Aberturas en las esquinas
 - 3) Conexiones entre muros.
- d) Aspectos a considerar para muros de mampostería sin confinamiento:
- 1) Resistencia a la tensión diagonal
 - 2) Resistencia a volteo.
- e) Aspectos a considerar para muros diafragma en marcos
- 1) Conexiones del muro
 - 2) Muros diafragma de mampostería: resistencia a tensión diagonal, aplastamiento y deslizamiento.

3.5.3.6 Aspectos a considerar para marcos arriostrados

- 3.5.3.6.1** Revisión del esfuerzo axial.
- 3.5.3.6.2** Traslapes en las columnas.
- 3.5.3.6.3** Esbeltez de las diagonales.
- 3.5.3.6.4** Resistencia de la conexión.
- 3.5.3.6.5** Restricción fuera del plano para marcos arriostrados.
- 3.5.3.6.6** Configuraciones de contraventeos tipo K o tipo Chevron.
- 3.5.3.6.7** Contraventeos a tensión.

3.5.4 Análisis de diafragmas

3.5.4.1 Procedimientos generales para diafragmas

- 3.5.4.1.1** Continuidad de cuerdas en diafragmas de piso y techo.
- 3.5.4.1.2** Irregularidades en el plano de los diafragmas.
- 3.5.4.1.3** Refuerzo del diafragma en las aberturas.

3.5.4.2 Análisis de diafragmas tipo losacero de cubierta metálica

3.5.4.2.1 Deberá evaluarse la idoneidad de la capacidad de corte del diafragma metálico, así como las vibraciones del sistema de piso de acuerdo con la NTC-Acero.

3.5.4.3 *Análisis de diafragmas prefabricados de concreto*

3.5.4.3.1 Se deberá evaluar la conexión de la losa su resistencia a corte.

3.5.5 *Conexiones*

3.5.5.1 Se deberá revisar el anclaje de muros de mampostería y concreto, así como de paneles prefabricados de concreto, en términos de sus resistencia y rigidez.

3.5.5.2 Se deberá revisar el anclaje de columnas de acero y concreto ante volteo y capacidad de transmisión de fuerza a la cimentación.

3.5.5.3 Se deberá revisar la resistencia a cortante de uniones viga-columna.

3.5.5.3 Se deberá revisar la distorsión de entrepiso y las fuerzas en ménsulas.

3.6 *Requisitos complementarios para la evaluación de Edificios Clase C*

3.6.1 *Alcance*

3.6.1.1 En esta sección se especifican los requisitos para la evaluación de Edificios Nivel C clasificados de acuerdo con la tabla 2.6.2.

3.6.1.2 Se deberá modelar la estructura de conformidad con 3.6, los Capítulos 6, 7 y 8 y las Normas de los materiales según correspondan a la estructura original.

3.6.1.3 Los criterios de aceptación serán los establecidos en las Normas aplicables al *NDemE*.

3.6.1.3.1 Se aceptará utilizar los criterios de aceptación de los Capítulos 6, 7 y 8.

3.6.2 *Requisitos generales*

3.6.2.1 *Nivel de desempeño para fines de evaluación*

3.6.2.1.1 El nivel de desempeño para la evaluación será el seleccionado en 2.4.3.3.

3.6.2.1.2 Si la evaluación basada en el *CDC* demuestra que la estructura es adecuada, entonces el edificio cumple con esta Norma para el *ODE* seleccionado. Si el edificio es rehabilitado de acuerdo con el procedimiento de rehabilitación de esta Norma, entonces el edificio rehabilitado cumple con esta Norma para el *ODR* correspondiente.

3.6.2.2 *Nivel de demanda para fines de evaluación*

3.6.2.2.1 En caso de evaluación por sismo, el peligro sísmico para la evaluación será el seleccionado en 2.4.3.2.4.

3.6.2.3 *Información del edificio existente*

3.6.2.3.1 Se deberá recolectar la información requerida en 3.4.

3.6.2.3.2 Se permitirá utilizar las propiedades de materiales contenidas en 3.4.5.8, o las propiedades de materiales que se tengan disponibles en los planos de diseño y/o memorias de diseño.

3.6.2.4 Procedimientos de análisis para Edificios Tipo C

3.6.2.4.1 En estructuras de muros de carga de mampostería se permitirá utilizar el método simplificado de la NTC-Mampostería, siempre que se cumplan sus limitaciones. En el caso de estructuras a base de marcos de concreto o acero, sin o con muros diafragma de concreto o mampostería se permitirá realizar un análisis estático lineal.

3.6.2.4.2 Los procedimientos de análisis de Edificios Tipo C deberán cumplir con a) a i):

- a) Las cargas gravitacionales y las combinaciones de carga deberán corresponder con lo especificado en la NTC-Criterios
- b) El modelo matemático deberá realizarse en correspondencia con NTC-Sismo y las Normas del material del edificio
- c) La configuración del edificio y sus irregularidades, en caso de análisis estático lineal, deberán incluirse de acuerdo con NTC-Sismo
- d) Los efectos multidireccionales de sismo deberán incluirse cuando se requiera según NTC-Sismo
- e) No será necesario incluir los efectos P-Delta
- f) No será necesario incluir la interacción suelo-estructura
- g) No será necesario incluir la flexibilidad de los diafragmas
- h) Cuando se requiera una evaluación de la separación de edificios, se deberá modelar el edificio vecino mediante análisis estático lineal
- i) No será necesario evaluar las conexiones entre elementos y entre elementos y la cimentación.

3.6.2.5 Criterios de aceptación de la evaluación de Edificios Clase C

3.6.2.5.1 Los criterios de aceptación deberán ser consistentes con el *NDesE*. Las acciones se calcularán según el *NDemE*. La capacidad se calculará de acuerdo con el *NDesE*, los Capítulos 6 a 8 y las Normas de los materiales del edificio.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. REQUISITOS GENERALES DE ANÁLISIS Y REVISIÓN PARA FINES DE EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN, Y DE DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN

4.1 Alcance general

4.1.1 En este capítulo se presentan los requisitos para a) y b):

- a) Análisis y revisión de la capacidad estructural del edificio por evaluar y, en su caso, rehabilitar (véase 4.2)
- b) Diseño de la rehabilitación (véase 4.3).

4.1.2 En la fig. 1.5.1.c se presenta un diagrama de flujo de los procedimientos de análisis estructural aplicables.

4.2 Análisis y revisión estructural para fines de evaluación y rehabilitación

4.2.1 Alcance

4.2.1.1 El análisis del edificio se deberá realizar mediante los procedimientos señalados en 4.2.3 de esta Norma y de conformidad con sus limitaciones.

4.2.1.2 En los análisis se usarán los factores de carga y las combinaciones de carga requeridas en 4.2.2.1 de esta Norma.

4.2.1.3 No se permitirá el uso de combinaciones de factores de carga y de resistencia del Reglamento vigente con los de versiones anteriores.

4.2.2 Requisitos generales

4.2.2.1 Factores de carga y combinaciones de carga

4.2.2.1.1 Se cumplirán los requisitos de 2.3 y 3.4 de la NTC-Criterios.

4.2.2.1.2 Se aceptará tomar los factores de carga iguales a 1.1 y 1.5 para cargas permanentes y variables, respectivamente, para estructuras del Grupo B y a 1.3 y 1.7 para edificios del Grupo A si se cumple con a) o b) y, en todo caso, c):

- a) La estructura en estudio no exhibe deflexiones verticales, agrietamientos y/o vibraciones excesivos o inaceptables debidos a la carga viva
- b) Si se opta por ello, las pruebas de carga cumplen con 3.5 de la NTC-Criterios
- c) Las cargas permanentes, definidas en 2.1.a de la NTC-Criterios, son estimadas por el Proyectista mediante un levantamiento de las dimensiones, tipos de material, deformaciones y desplazamientos impuestos (como asentamientos diferenciales), movimientos relativos de los apoyos y cargas de presfuerzo en la estructura existente.

4.2.2.1.3 En la estimación de cargas se considerarán, adicionalmente a) a c):

- a) Efectos del daño, deterioro o retiro de la carga en la redistribución de fuerzas
- b) Secuencia en la aplicación de las cargas, incluyendo cargas de construcción y las debidas al apuntalamiento y/o arriostramiento
- c) Cargas y acciones internas durante el proceso de rehabilitación.

4.2.2.2 Factores de resistencia para la evaluación

4.2.2.2.1 Para fines de evaluación se considerará un factor de resistencia $F_R=1.0$.

4.2.2.2.2 No se afectará el cálculo de la longitud de desarrollo (14.4 de la NTC-Concreto) por el factor de resistencia.

4.2.2.3 Factores de resistencia para el diseño de la rehabilitación

4.2.2.3.1 En el diseño de la rehabilitación de edificios con daño nulo, ligero o moderado, se podrán usar los factores de resistencia F_R para estructuras nuevas dependiendo del material que se trate.

4.2.2.3.2 Si el edificio por rehabilitar tiene daño severo se deberán usar los factores de resistencia F_R de las tablas 4.2.2.3.2.a a 4.2.2.3.2.c de acuerdo con el material de la estructura para revisar la resistencia de los elementos y componentes existentes, con excepción de que se considere el efecto del daño en la capacidad estructural (véase 3.4.4.3.4).

Tabla 4.2.2.3.2.a – Factores de resistencia para estructuras de mampostería con daño severo para fines de diseño

Tipo de mampostería	Acción de diseño	F_R
Confinada o reforzada interiormente	Flexocompresión, si $P_u \leq P_R/3$	0.7
	Flexocompresión, si $P_u > P_R/3$	0.5
	Cortante	0.6
Simple	Compresión	0.3
	Cortante	0.4

Tabla 4.2.2.3.2.b – Factores de resistencia para estructuras de concreto con daño severo para fines de diseño

Acción interna o elemento estructural	F_R
Flexión	0.9
Cortante y torsión	0.6
Combinación de flexión y carga axial; si el núcleo está confinado o si la falla es de tensión	0.7
Combinación de flexión y carga axial; si el núcleo no está confinado o si la falla es de compresión	0.6
Elemento de concreto simple	0.6

4.2.2.3.2.c – Factores de resistencia para estructuras de acero con daño severo para fines de diseño

Modo de comportamiento	F_R
Dúctil	De acuerdo con NTC-Acero
Frágil	0.85

4.2.2.3.3 No se afectará el cálculo de la longitud de desarrollo (14.4 de la NTC-Concreto) por el factor de resistencia.

4.2.2.3.4 Para el diseño de nuevos elementos de la rehabilitación se podrán utilizar los factores de resistencia F_R para estructuras nuevas del material que corresponda.

4.2.2.4 Combinaciones de carga adicionales para estructuras rehabilitadas con sistemas externos

4.2.2.4.1 Si se rehabilita la estructura mediante sistemas externos de reforzamiento y que puedan estar sujetos a vandalismo, incendio o impacto, se revisará que, a pesar de ser vandalizada o dañada, pueda soportar las acciones gravitacionales. En caso contrario, se deberán incorporar elementos anti-vandalismo. En el primer caso, la resistencia de diseño de la estructura, sin la rehabilitación, deberá exceder la resistencia requerida en la ec. 4.2.2.4.1:

$$F_R R_n \geq 1.2CP + 0.75CV \tag{4.2.2.4.1}$$

donde CP son las cargas permanentes y CV las cargas variables.

4.2.3 *Análisis estructural para fines de evaluación y de rehabilitación*

4.2.3.1 *Requisitos generales*

4.2.3.1.1 Se analizarán los sistemas resistentes a cargas gravitacionales y a fuerzas laterales, bajo las combinaciones de carga establecidas en 4.2.2.1, que produzcan los efectos máximos en los elementos existentes evaluados (véase fig. 1.5.1.c).

4.2.3.1.2 El análisis estructural se hará usando métodos aceptados que satisfagan el equilibrio de fuerzas y principios de compatibilidad de deformaciones y desplazamientos. El análisis estructural se hará en modelos numéricos tridimensionales de la estructura, con excepción de análisis por el método simplificado de Edificios Clase C.

4.2.3.1.3 Se cumplirán los requisitos generales de análisis de los Capítulos 6, 7 y 8 de esta Norma, así como de la NTC-Sismo, NTC-Viento, NTC-Acero, NTC-Concreto y NTC-Mampostería, según corresponda.

4.2.3.1.4 Adicionalmente, en el análisis estructural se deberán considerar a) a e):

- a) Propiedades de los materiales, geometría, deformaciones y desplazamientos de la estructura, duración de las cargas, contracción y flujo plástico, y la interacción con la cimentación
- b) Efectos de segundo orden
- c) Efectos de deterioro y daño, pérdida de adherencia del acero de refuerzo y la redistribución de fuerzas en los elementos y en la estructura completa
- d) El flujo de fuerzas hasta la cimentación, mediante modelos numéricos tridimensionales
- e) El efecto de reparaciones y reforzamientos previos en el comportamiento local (a nivel del elemento) y de toda estructura.

4.2.3.1.5 El análisis sísmico de la estructura existente, con las modificaciones planteadas para su rehabilitación, se hará de conformidad con la 2.1 de la NTC-Sismo. En el análisis se hará especial énfasis en calcular el cociente demanda-capacidad (*CDC*) en a) a c):

- a) Elementos esenciales para la estabilidad lateral de la estructura
- b) Elementos clave para la integridad de la capacidad a carga gravitacional de la estructura
- c) Elementos que son críticos para cumplir con el *ODR* y que pueden resultar o que hayan resultado con daño durante la respuesta sísmica.

4.2.3.2 *Modelado numérico*

4.2.3.2.1 *Supuestos básicos*

4.2.3.2.1.1 Los Edificios Clase A, B y C se analizarán de conformidad con la tabla 2.6.2 y la fig. 1.5.1.c.

4.2.3.2.1.2 Un edificio deberá modelarse, analizarse y evaluarse como un conjunto tridimensional de elementos, con excepción de los edificios Clase C a base de muros de carga y para los que se pueda aplicar el Método Simplificado de 12.3 de la NTC-Mampostería.

4.2.3.2.1.3 El modelado de la rigidez de los elementos estructurales se basará en los requisitos de rigidez de los Capítulos 6 a 8 de esta Norma.

4.2.3.2.1.4 Para análisis no lineales, deberán modelarse, explícitamente, las conexiones con el diafragma, en caso de que éstas sean más débiles o tengan una menor ductilidad que los elementos que se encuentran conectados o si la flexibilidad de las conexiones da como resultado un aumento en las deformaciones relativas entre conexiones adyacentes de más de 10 por ciento.

4.2.3.2.2 Torsión

4.2.3.2.2.1 Los efectos de torsión deberán considerarse de acuerdo con 2.3 de la NTC-Sismo. No será necesario considerar la torsión en edificios con diafragmas flexibles ni en Edificios Clase C a base de muros de carga para los que sea aplicable el Método Simplificado de 12.3 de la NTC-Mampostería.

4.2.3.2.2.2 Cuando se evalúan dos o más *NDesE* sísmico mediante análisis no lineales y se utiliza un modelo tridimensional, sólo será necesario incluir la torsión accidental en el análisis para el nivel de desempeño más alto o estricto.

4.2.3.2.3 Elementos estructurales primarios y secundarios

4.2.3.2.3.1 Los elementos que afecten la rigidez lateral o la distribución de fuerzas en una estructura, o que se encuentren cargados debido a la deformación lateral de la estructura, se deberán clasificar como primarios o secundarios, incluso si no se diseñaron para ser parte del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo.

4.2.3.2.3.2 Un elemento estructural que es requerido para resistir las fuerzas inducidas por sismo y deformarse para alcanzar el nivel de desempeño seleccionado se deberá clasificar como primario.

4.2.3.2.3.3 Un elemento estructural que deberá deformarse y que no es requerido para resistir las fuerzas inducidas por sismo para que la estructura alcance el nivel de desempeño seleccionado se podrá clasificar como secundario.

4.2.3.2.3.4 Los elementos primarios deberán ser evaluados ante fuerzas y deformaciones inducidas por sismo en combinación con los efectos de las cargas gravitacionales. Los elementos secundarios se evaluarán ante deformaciones inducidas por sismo en combinación con los efectos de las cargas gravitacionales.

4.2.3.2.3.5 Los modelos matemáticos empleados en procedimientos de análisis lineal incluirán la rigidez y la resistencia únicamente de los elementos primarios. Si la rigidez lateral inicial total de los elementos secundarios en un edificio excede 25 por ciento de la rigidez lateral inicial total de los elementos primarios, deberán reclasificarse algunos elementos secundarios como elementos primarios para reducir la rigidez total de los elementos secundarios a menos de 25 por ciento de los elementos primarios. Si la inclusión de un elemento secundario aumenta las demandas de fuerza o deformación en un elemento primario, el elemento secundario se reclasificará como primario y se incluirá en el modelo.

4.2.3.2.3.6 Los modelos matemáticos empleados en análisis no lineales deberán incluir la rigidez y resistencia de los elementos primarios y secundarios. La degradación de la resistencia y la rigidez de los elementos primarios y secundarios se modelará de forma explícita.

4.2.3.2.3.7 Los elementos no estructurales se clasificarán como elementos estructurales y se incluirán en los modelos matemáticos si su rigidez lateral o su resistencia excede 10 por ciento de la rigidez lateral inicial total o la resistencia esperada de un entrepiso, respectivamente.

4.2.3.2.3.8 Los elementos no se designarán selectivamente como primarios o secundarios para cambiar la configuración de un edificio de irregular a regular.

4.2.3.2.4 Supuestos de rigidez y resistencia

4.2.3.2.4.1 Las propiedades de rigidez y resistencia de los elementos se determinarán de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 6 a 8, según el material de la estructura original que corresponda.

4.2.3.2.5 Modelado de la cimentación

4.2.3.2.5.1 El sistema de cimentación se modelará considerando el grado de fijación en la base de la estructura. La cimentación se modelará de conformidad con la NTC-Cimentación.

4.2.3.2.5.2 No será necesario modelar la cimentación de Edificios Clase C, con excepción de 4.2.3.6.2.

4.2.3.2.6 Amortiguamiento

4.2.3.2.6.1 Para análisis estáticos lineales, dinámicos lineales y estáticos no lineales se emplearán los espectros de respuesta con un amortiguamiento del 5 por ciento del Capítulo 3 de la NTC-Sismo, excepto para edificios que utilizan elementos de aislamiento sísmico o elementos de disipación de energía, para los que se deberá calcular una relación de amortiguamiento viscoso efectivo equivalente, β , empleando los procedimientos especificados en los capítulos 12 y 13 de la NTC-Sismo.

4.2.3.2.6.2 Para el procedimiento de análisis dinámico no lineal, la relación de amortiguamiento viscoso efectivo elástico objetivo no deberá exceder 3 por ciento ($\beta=0.03$), excepto para edificios que cumplan cualquiera de los siguientes criterios a) y b):

- a) Para edificios sin acabados exteriores, el índice de amortiguamiento viscoso elástico efectivo objetivo no deberá exceder el 1 por ciento ($\beta=0.01$)
- b) Se permitirán relaciones de amortiguamiento viscoso elástico efectivo objetivo más altas si se corroboran mediante análisis o ensayos.

Comentario:

Es usual que en edificios sin acabados exteriores o muros no estructurales interiores, se suponga una relación de amortiguamiento viscoso efectivo, β , igual a 2 por ciento del amortiguamiento crítico ($\beta=0.02$). En caso de que se cuente con suficientes análisis y datos de pruebas basados en las características específicas del edificio se podrá hacer uso de una relación de amortiguamiento crítico diferente a 5 por ciento ($\beta=0.05$).

4.2.3.3 Configuración

4.2.3.3.1 Si el edificio posee irregularidades en elevación y/o en planta, el modelo deberá tomar en cuenta dichas irregularidades.

4.2.3.4 Efectos sísmicos bidireccionales

4.2.3.4.1 Los edificios se evaluarán y/o rehabilitarán para hacer frente a movimientos sísmicos en cualquier dirección horizontal. Se considerará que los efectos sísmicos bidireccionales actúan de forma concurrente como se especifica en 2.5 de la NTC-Sismo.

4.2.3.4.2 Efectos sísmicos verticales

4.2.3.4.2.1 Los efectos de la respuesta vertical de una edificación al movimiento sísmico del suelo se considerarán para cualquiera de los siguientes casos:

- a) Elementos horizontales en voladizo que proporcionan soporte a cargas gravitacionales
- b) Elementos horizontales pretensados
- c) Elementos de la estructura, con excepción de la cimentación, en los que las demandas provocadas por las cargas gravitacionales (cargas permanentes y variables con los factores de carga especificados en 4.2.2.1) superen 80 por ciento de la capacidad nominal del elemento
- d) Para elementos que requieren la consideración de los efectos sísmicos verticales, la respuesta vertical de una estructura al movimiento sísmico del suelo no necesita combinarse con los efectos de la respuesta horizontal.

4.2.3.5 Efectos P-Delta

4.2.3.5.1 Los efectos P-Delta se incluirán en los procedimientos de análisis lineal y no lineal. Para los análisis no lineales, los efectos P-Delta estáticos se incorporarán en el análisis al incluir en el modelo matemático la relación fuerza-deformación no lineal de todos los elementos sujetos a fuerzas axiales.

4.2.3.5.2 No será necesario revisar los efectos P-Delta en Edificios Clase C.

4.2.3.6 *Interacción suelo-estructura*

4.2.3.6.1 Los efectos de la interacción suelo-estructura deberán evaluarse para aquellos edificios donde un aumento en el periodo fundamental causado por los efectos de la interacción suelo-estructura da como resultado un aumento en las aceleraciones espectrales. Para otros edificios, no es necesario evaluar los efectos de la interacción suelo-estructura.

4.2.3.6.2 La interacción suelo-estructura se estimará de conformidad con el Capítulo 9 de la NTC-Sismo. No será necesario considerar la interacción suelo-estructura en Edificios Clase C ubicados en Zona I y Zona II.

4.2.3.7 *Volteo*

4.2.3.7.1 Los edificios se evaluarán y/o rehabilitarán para resistir los efectos de volteo causados por las fuerzas inducidas por sismo. Cada elemento resistente a fuerza vertical que reciba fuerzas inducidas por sismo causadas por volteo deberá ser analizado ante los efectos acumulativos de las fuerzas inducidas por sismo aplicadas en y por encima del nivel bajo consideración. Los efectos del volteo en la cimentación y en los elementos geotécnicos se deberán considerar en la evaluación y/o rehabilitación de la cimentación con respecto a las resistencias y rigideces como se especifica en el Capítulo 5 de esta Norma y en la NTC-Cimentaciones.

4.2.3.8 *Diafragmas, cuerdas, colectores y tensores*

4.2.3.8.1 Los diafragmas son elementos horizontales que transfieren las fuerzas de inercia inducidas por sismo a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo a través del trabajo conjunto de los elementos del diafragma, incluidos cuerdas, colectores y tensores.

4.2.3.8.2 Se deberán proporcionar diafragmas en cada nivel de la estructura según sea necesario para conectar las masas del edificio a los elementos verticales primarios del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. El modelo numérico del edificio deberá dar cuenta del comportamiento de los diafragmas como se especifica en este inciso.

4.2.3.8.3 Los diafragmas y sus conexiones a los elementos verticales que brindan soporte lateral deberán cumplir con los requisitos especificados en las Normas correspondientes a cada material.

4.2.3.8.4 *Clasificación de diafragmas*

4.2.3.8.4.1 Los diafragmas se clasificarán como flexibles cuando la deformación horizontal máxima del diafragma a lo largo de su longitud sea más del doble de la distorsión promedio de los elementos verticales resistentes a fuerzas inducidas por sismo del entrepiso inmediato inferior del diafragma.

4.2.3.8.4.2 Los diafragmas se clasificarán como rígidos cuando la deformación lateral máxima del diafragma sea menor que la mitad de la distorsión promedio de los elementos verticales resistentes a fuerzas inducidas por sismo del entrepiso inmediato inferior del diafragma.

4.2.3.8.4.3 En lugar de clasificar un diafragma como flexible según el cálculo, se permitirá clasificar los diafragmas contruidos con losacero o paneles estructurales de madera como flexibles.

4.2.3.8.5 *Modelo matemático de diafragmas*

4.2.3.8.5.1 El modelado matemático de edificios rígidos deberá tener en cuenta los efectos de torsión como se especifica en 2.3 y en los Capítulos 5 y 8 de la NTC-Sismo.

4.2.3.8.5.2 Alternativamente al Capítulo 8 de la NTC-Sismo, las fuerzas en los tensores del diafragma se podrán calcular según 4.2.3.8.8.

4.2.3.8.6 Cuerdas del diafragma

4.2.3.8.6.1 Se deberá proporcionar un elemento reforzado en cada borde del diafragma (ya sea en el perímetro o en una abertura) para resistir la tensión o compresión resultante del momento del diafragma. Este elemento de borde será una cuerda continua dentro del diafragma; un elemento continuo de un elemento de muro o de un marco; o una combinación de elementos continuos de muro, marco y cuerda. Los elementos de borde se evaluarán o rehabilitarán para transferir las fuerzas inducidas por sismo en los límites del diafragma. En los entrantes de las esquinas de los diafragmas y en las esquinas de las aberturas de los diafragmas, las cuerdas del diafragma deberán extenderse una distancia suficiente para desarrollar las fuerzas más allá de las esquinas.

4.2.3.8.7 Colectores del diafragma

4.2.3.8.7.1 En cada elemento vertical del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo, se deberá proporcionar un colector para transferir a cada elemento las fuerzas en el diafragma que superen las fuerzas que pueden ser transferidas directamente al elemento por cortante. El colector del diafragma deberá extenderse más allá del elemento y conectarse al diafragma para transferir la totalidad de las fuerzas.

4.2.3.8.8 Tensores del diafragma

4.2.3.8.8.1 Los diafragmas estarán provistos de tensores entre cuerdas o bordes. Como mínimo, los tensores deberán evaluarse y/o rehabilitarse para resistir una tensión axial como igual a la ec. 4.2.3.8.8.1:

$$F_p = 0.4S_{XS}W_d \quad (4.2.3.8.8.1)$$

donde: F_p = fuerza axial a tensión para la evaluación o rehabilitación de los tensores entre el diafragma y las cuerdas o bordes; S_{XS} = aceleración espectral; y W_d = peso tributario en esa porción del diafragma extendido entre la mitad de la distancia a cada tensor o borde adyacente.

4.2.3.9 Continuidad

4.2.3.9.1 Todos los elementos estructurales se conectarán para transferir las fuerzas de inercia generadas por la respuesta dinámica de cada elemento al resto de la estructura. Las acciones resultantes de las fuerzas especificadas en esta sección se considerarán controladas por fuerza:

- Las conexiones de los elementos deberán ser capaces de resistir, en cualquier dirección, la fuerza horizontal calculada utilizando la ec. 4.2.3.9.1. Estas conexiones no se requieren si las partes individuales de la estructura son autoportantes y están separadas por una junta de construcción que permite el movimiento independiente durante la respuesta dinámica de acuerdo con 4.2.3.12:

$$F_p = 0.133S_{XS}W_d \quad (4.2.3.9.1)$$

- Se deberá proporcionar una conexión para resistir la fuerza horizontal que actúa paralelamente a cada viga o armadura a su apoyo. La conexión deberá tener una resistencia mínima de 5 por ciento de la fuerza debido a la combinación de carga muerta y la carga viva
- Cuando se proporcione un apoyo de tipo deslizante al final de un elemento, la longitud de apoyo deberá ser suficiente para acomodar el desplazamiento diferencial esperando entre el elemento y el apoyo.

4.2.3.10 Muros y su anclaje

4.2.3.10.1 Los muros deberán evaluarse y/o rehabilitarse para resistir fuerzas de inercia fuera del plano según los requisitos de esta sección y según lo requieran los sistemas estructurales especificados en los Capítulos 6 a 8. Las acciones que resulten de la aplicación de las fuerzas especificadas en esta sección se considerarán como controladas por fuerza. Los muros no estructurales se evaluarán utilizando las disposiciones del Capítulo 8 de la NTC-Sismo.

4.2.3.10.2 Anclaje de muros fuera del plano a diafragmas

4.2.3.10.2.1 Cada muro deberá anclarse a todos los diafragmas que brinden soporte lateral al muro o que estén sostenidos verticalmente por el muro. Los muros se deberán anclar a los diafragmas a una separación horizontal que no exceda 2.5 m, a menos que se pueda demostrar que el muro tiene la capacidad adecuada para extenderse horizontalmente entre los soportes para distancias mayores. El anclaje de los muros a los diafragmas deberá evaluarse y/o rehabilitarse para las fuerzas calculadas según 8.3 de la NTC-Sismo. Cuando los muros se rigidizan fuera del plano mediante columnas o elementos similares, se colocarán anclajes en cada uno de dichos elementos, y la distribución de las fuerzas fuera del plano a los anclajes del muro y a los tensores del diafragma deberán considerar el efecto de rigidez y la acumulación de las fuerzas en estos elementos.

4.2.3.10.3 Resistencia fuera del plano de los muros

4.2.3.10.3.1 Los elementos del muro deberán tener una resistencia suficiente entre los apoyos fuera de plano cuando se someten a fuerzas fuera del plano calculadas con la ec. 4.2.3.10.3.1.a, pero no menores que las fuerzas calculadas con la ec. 4.2.3.10.3.1.b:

$$F_p = 0.4S_{XS}\chi W_p \tag{4.2.3.10.3.1.a}$$

$$F_{p,min} = 0.1\chi W_p \tag{4.2.3.10.3.1.b}$$

Tabla 4.2.3.10.3.1.a – Factor χ para el cálculo de las fuerzas en los anclajes del muro fuera del plano

Nivel de desempeño estructural	χ
Prevención del colapso	0.9
Seguridad de vida	1.3
Ocupación inmediata	2.0

Tabla 4.2.3.10.3.1.b – Factor χ para el cálculo de la resistencia fuera del plano del muro

Nivel de desempeño estructural	χ
Prevención del colapso	0.8
Seguridad de vida	1.1
Ocupación inmediata	1.7

4.2.3.10.3.2 Si el *NDemE* o *NDemR* corresponde a una NTC-Sismo anterior a la de 2023, se revisará la resistencia fuera del plano de muros solamente para el nivel de desempeño de seguridad de vida de las tablas 4.2.3.10.3.1.a y 4.2.3.10.3.1.b.

4.2.3.11 Estructuras que comparten elementos estructurales

4.2.3.11.1 Los edificios que comparten elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo o verticales deberán evaluarse y/o rehabilitarse considerando la interconexión de las dos estructuras, o deberán separarse como se especifica en este inciso.

4.2.3.11.2 Interconexión

4.2.3.11.2.1 Las edificaciones que compartan elementos comunes, distintos de los elementos de la cimentación, se unirán de manera que se comporten como una unidad integral. Las uniones entre las estructuras en cada nivel deberán evaluarse y/o rehabilitarse para las fuerzas especificadas en 4.2.3.9. Los análisis de la respuesta conjunta de los edificios tendrán en cuenta la interconexión de las estructuras y evaluarán las estructuras como una unidad integral.

4.2.3.11.2.2 Si los elementos compartidos son elementos de cimentación y las superestructuras cumplen con los requisitos de separación de 1.8 de la NTC-Sismo, no es necesario unir las estructuras. Los elementos de cimentación compartidos deberán evaluarse y/o rehabilitarse considerando un análisis de la respuesta conjunta de los edificios.

4.2.3.11.4 Separación de edificios que comparten elementos estructurales

4.2.3.11.4.1 Las edificaciones que compartan elementos resistentes se separarán completamente colocando juntas sísmicas entre las estructuras, cumpliendo los requisitos de 1.8 de la NTC-Sismo. Se deberán proporcionar sistemas independientes resistentes a fuerzas inducidas por sismo para cada estructura. Se deberá proporcionar soporte vertical independiente a cada lado de la junta sísmica, a menos que se usen apoyos deslizantes y se proporcionen longitudes de apoyo adecuadas para permitir el movimiento lateral independiente esperado de cada estructura. Se supondrá para estos efectos que las estructuras se desfazan entre sí en direcciones opuestas simultáneamente. Los elementos compartidos deberán retirarse por completo o anclarse a una de las estructuras de acuerdo con los requisitos aplicables de 4.2.3.9.

4.2.3.12 Separación de edificios colindantes

4.2.3.12.1 Separación mínima

4.2.3.12.1.1 Los edificios deberán estar separados de las estructuras adyacentes por la distancia mínima señalada en 1.8 de la NTC-Sismo.

4.2.3.12.2 Excepciones de separación

4.2.3.12.2.1 Para *NDesR* de seguridad de vida o prevención de colapso, los edificios adyacentes a estructuras que tienen diafragmas ubicados a la misma altura y difieren en altura en menos de 50 por ciento de la altura del edificio más bajo no necesitan cumplir con la distancia de separación mínima especificada en 4.2.3.12.1.

4.2.3.12.2.2 Cuando se utilice un procedimiento de análisis que tenga en cuenta el cambio en la respuesta dinámica de las estructuras causado por el impacto, los edificios evaluados y/o rehabilitados no necesitan cumplir con la distancia de separación mínima especificada en 4.2.3.12.1. Dicho análisis deberá demostrar que se cumple a) o b):

- Las estructuras son capaces de transferir fuerzas resultantes del impacto entre diafragmas ubicados en la misma altura
- Las estructuras son capaces de resistir todas las fuerzas verticales y laterales requeridas, que consideren la pérdida de cualquier elemento o elemento dañado por el impacto de las estructuras.

4.2.3.13 Estructuras inclinadas

4.2.3.13.1 Si el desplomo de la construcción excede 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por el factor F_a establecido en 2.7 de la NTC-Sismo. Para ello, cuando el sistema estructural exhiba simetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de α usado para estimar los parámetros de la tabla 2.7.1 de la NTC-Sismo será igual a la ec. 4.2.3.13.1.a:

$$\alpha = \theta_a \quad (4.2.3.13.1.a)$$

donde θ_a es el desplomo de la construcción medido en la azotea dividido entre su altura total sobre el desplante. En caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en ausencia de desplomo, el valor de α considerará las asimetrías debidas a la inclinación y al sistema estructural de acuerdo con la ec. 4.2.3.13.1.b cuando el desplomo se dé en el sentido débil de la estructura (sentido en que la estructura alcanza V_b^d en ausencia de desplomo), y de acuerdo con la ec. 4.2.3.13.1.c cuando el desplomo se dé en el sentido fuerte de la estructura (sentido en que la estructura alcanza V_b^f en ausencia de desplomo).

$$\alpha = \alpha_{sd} + \theta_a \quad (4.2.3.13.1.b)$$

$$\alpha = |\alpha_{sd} - \theta_a| \quad (4.2.3.13.1.c)$$

donde α_{sd} se estima con la ecuación 2.7.3 de la NTC-Sismo, y V_b^f y V_b^d son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis.

4.2.3.13.2 Si se emplea el procedimiento de análisis dinámico no lineal paso a paso indicado en 7.4 de la NTC-sismo, se hará consideración explícita de la inclinación.

Comentario:

La disposición referente al efecto de desplomos en la capacidad sísmica estructural se relaciona con la aplicación de lo que se especifica en 2.7 de la NTC-Sismo para estructuras cuya capacidad ante carga lateral difiere en los dos sentidos de la dirección en que se analiza. Cuando una construcción presente desplomo y, además, asimetría en fluencia en la misma dirección se sumarán los dos efectos; si la estructura no presenta asimetría en fluencia, α_{sd} es igual a cero, y por lo tanto se usará la ec. 4.2.3.13.1.a, en donde θ_a representa el nivel de asimetría. En el caso de que el sistema estructural exhiba asimetría en fluencia en ausencia de desplomo, se usarán la ecs. 4.2.3.13.1.b y 4.2.3.13.1.c. El efecto acumulativo al que se refieren estas ecuaciones considera el hecho de que la rigidez lateral de la estructura es la misma en ambos casos, como se ilustra en la fig. 2.7.1 de la NTC-Sismo.

4.2.4 Verificación de supuestos de análisis

4.2.4.1 Cada elemento deberá evaluarse para verificar que las ubicaciones de las deformaciones inelásticas supuestas en el análisis sean consistentes con los requisitos de resistencia y equilibrio a lo largo de la longitud del elemento. Cada elemento también deberá ser evaluado para determinar la capacidad de carga gravitacional residual posterior al sismo mediante un procedimiento de análisis racional aprobado por el Director y, en su caso, el Corresponsable que tenga en cuenta la redistribución potencial de las cargas gravitacionales y la reducción de la resistencia o rigidez causada por el daño del sismo a la estructura.

4.2.5 Estados límite de servicio

4.2.5.1 Si en la inspección del edificio se identifican problemas de servicio, el Proyectista deberá evaluar las condiciones de servicio a partir de la geometría y propiedades de la estructura a fin de determinar su efecto en los desplazamientos, vibración y deformaciones.

4.2.6 Análisis para el diseño de la rehabilitación

4.2.6.1 En adición a los requisitos de 4.2.3.1 a 4.2.3.14, se aplicarán las siguientes disposiciones en el análisis estructural para fines del diseño de la rehabilitación.

4.2.6.2 El análisis para fines de diseño de la rehabilitación deberá considerar los efectos de la secuencia de aplicación de las cargas y retiro del material. Se incluyen las cargas adicionales, fuerzas de presfuerzo, vibración, efectos de apuntalamiento y arriostramiento, así como deformación de apoyos.

4.2.6.3 Se deberán considerar las variaciones de las propiedades de los materiales a lo largo de un elemento, en especial si se construyó por etapas. Una vez calibrados los métodos de evaluación no destructiva con los valores medidos de resistencia y módulo de elasticidad, se verificará la variación de las propiedades de los materiales en la longitud del elemento.

4.2.6.4 En el análisis de secciones, se usarán principios de mecánica. Se supondrá un comportamiento monolítico total, sin deslizamiento entre los materiales existentes y los usados en la rehabilitación. Para lograrlo se deberán satisfacer 4.3.3, 4.3.4, 4.3.6.6 y 9.3 de esta Norma, según corresponda.

4.2.6.5 Se incluirá en el análisis, la interacción entre los elementos estructurales y los elementos no estructurales que puedan afectar la respuesta durante un sismo.

4.2.6.6 Se aceptará que los elementos estructurales, reparados o añadidos, no contribuyen a resistir el sismo, si esta consideración no afecta desfavorablemente al sistema resistente a fuerzas laterales.

4.2.6.7 Para fines de evaluación, cuando la estructura tenga daños nulos o ligeros y cumpla con las condiciones especificadas en 3.4, bastará con realizar un análisis estático o dinámico de acuerdo con la NTC-Sismo, usando un valor del factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$. Este factor será afectado por el factor de irregularidad que corresponde a la estructura.

4.2.6.8 Cuando la estructura tenga daños moderados o severos, se podrá seguir lo indicado en 4.3.3.6.

4.2.6.9 Para fines de rehabilitación, se usará un valor del factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$, a menos que en esta Norma se requiera un valor de Q menor.

4.2.6.10 No se aceptará el uso de $Q=3.0$ o $Q=4.0$ para el diseño de la rehabilitación de una estructura de un edificio del Grupo A, a menos que sea de Clase A y sea aprobado por el Director y el Corresponsable.

4.2.6.11 Se cumplirán los requisitos de análisis para la técnica o la combinación de técnicas de rehabilitación propuestas que se señalan en el Capítulo 9 de esta Norma.

4.2.6.12 Si el periodo fundamental de vibración de la estructura existente se encuentra dentro de los límites de tabla 2.4.3.2.2, será necesaria la medición experimental del periodo.

4.2.6.13 En el cálculo del periodo fundamental de vibración se considerará el agrietamiento de los elementos a partir de la inspección ocular y detallada del edificio.

4.2.6.14 Se aceptará obtener una primera estimación del periodo efectivo del sistema suelo-estructura, \tilde{T}_e , con las ecs. 4.2.6.14.a y 4.2.6.14.b en función del número de pisos, n , para edificios a base de marcos y muros en la Zona II y III y en la Zona I, respectivamente:

$$\tilde{T}_e = (0.085 \text{ a } 0.095)n \quad (4.2.6.14.a)$$

$$\tilde{T}_e = (0.040 \text{ a } 0.063)n \quad (4.2.6.14.b)$$

4.2.6.14.1 En el caso de estructuras en Zona II, con suelos cuyas velocidades de ondas de cortante (V_s) son mayores que 100 m/s, los periodos se podrán considerar entre $\tilde{T}_e = (0.040 \text{ a } 0.063)n$.

4.2.7 Selección del procedimiento de análisis

4.2.7.1 El procedimiento de análisis deberá ser el indicado en la tabla 2.6.2 según la clasificación del edificio (véase fig. 1.5.1.c).

4.2.7.2 El procedimiento de análisis deberá cumplir con alguno de los siguientes puntos a) a c):

- Análisis lineal por el Método Simplificado para Edificios Clase C a base de muros de carga que cumpla con los requisitos 12.3 de la NTC-Mampostería
- Análisis lineal sujeto a las limitaciones especificadas en 4.2.7.4 y que cumplan el procedimiento estático lineal (PEL) en correspondencia con 4.2.8.1 o el procedimiento dinámico lineal (PDL) en correspondencia con 4.2.8.2
- Análisis no lineal sujeto a las limitaciones especificadas en 4.2.7.5 y que cumplan el procedimiento estático no lineal (PENL) en correspondencia con 4.2.8.3 o el procedimiento dinámico no lineal (PDNL) en correspondencia con 4.2.8.4.

4.2.7.3 Los resultados del análisis deberán cumplir los criterios de aceptación aplicables seleccionados según 4.2.9.

4.2.7.4 Análisis lineales

4.2.7.4.1 Los análisis lineales serán permitidos para edificios regulares o irregulares, de acuerdo con la clasificación de irregularidades del Capítulo 5 de la NTC-Sismo.

4.2.7.4.2 La determinación de la irregularidad deberá estar basada en la configuración de la estructura original o rehabilitada de acuerdo con la clasificación de irregularidad del Capítulo 5 de la NTC-Sismo.

4.2.7.5 Análisis no lineales

4.2.7.5.1 Los análisis no lineales serán permitidos para los edificios Clase A y B. Se deberán utilizar análisis no lineales en aquellos edificios en los cuales no se permiten análisis lineales de conformidad con la tabla 2.6.2.

4.2.7.5.2 Se permitirá el uso de PENL para estructuras que cumplan todas las características a) y b) que se enlistan a continuación:

- a) El cociente de resistencia $\mu_{resistencia}$, calculado de acuerdo con la ecuación 4.2.7.5.2.a, es menor que el $\mu_{m\acute{a}x}$ calculado según la ecuación 4.2.7.5.2.b. Si $\mu_{resistencia}$ es mayor que $\mu_{m\acute{a}x}$, se deberá realizar un análisis con PDNL.

$$\mu_{resistencia} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (4.2.7.5.2.a)$$

donde:

S_a = aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental efectivo, T_e (calculado con la ecuación 4.2.8.3.3), y porcentaje de amortiguamiento del edificio en la dirección bajo consideración calculada de acuerdo con la NTC-Sismo

V_y = resistencia de fluencia del edificio en la dirección bajo consideración calculada utilizando resultados del PENL para la curva carga-desplazamiento idealizada realizada para el edificio de acuerdo con 4.2.8.3.3.d
 W = peso sísmico efectivo que incluye la carga muerta total y la carga viva con intensidad instantánea de acuerdo con la tabla 6.1.2.2 de la NTC-Criterios

C_m representa el factor de masa efectivo de la tabla 4.2.7.5.2. Alternativamente, C_m se permitirá obtener como el factor de participación de masa modal efectiva calculado para el modo fundamental utilizando un análisis de eigenvalor. C_m se deberá tomar como 1.0 si el periodo fundamental, T , es mayor que 1.0 s.

$$\mu_{m\acute{a}x} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (4.2.7.5.2.b)$$

$$h = 1 + 0.15 \ln T_e \quad (4.2.7.5.2.c)$$

donde:

Δ_d = menor valor del desplazamiento objetivo δ_t , o el desplazamiento correspondiente al cortante basal máximo definido en la fig. 4.2.8.3.3

δ_t = desplazamiento objetivo calculado de acuerdo con 6.5 de la NTC-Sismo

Δ_y = desplazamiento en la resistencia de fluencia efectiva definida en la fig. 4.2.8.3.3

α_e = cociente de la pendiente negativa posterior a la fluencia definida en la fig. 4.2.8.3.3. Este cociente incluye los efectos P-Delta, la degradación en el mismo ciclo y la degradación cíclica.

- b) Los efectos de los modos superiores se evaluarán como se define a continuación:

- 1) Para determinar si los modos superiores son significativos, se deberá realizar un análisis modal espectral (procedimiento dinámico lineal PDL) para la estructura con los modos suficientes para producir una participación de 90 por ciento de la masa. Se deberá realizar un segundo análisis modal espectral, considerando solamente la participación del primer modo. Los efectos de modos superiores se deberán considerar significativos si el cortante, en algún entrepiso, resultante del análisis modal que considera los modos necesarios para obtener una participación de 90 por ciento de la masa, excede 130 por ciento del cortante correspondiente a ese entrepiso considerando solo la respuesta del primer modo. Se permitirá utilizar las modificaciones de la interacción suelo-estructura del Capítulo 9 de la NTC-Sismo para demostrar el cumplimiento de este requisito
- 2) Si los efectos de los modos superiores son significativos y se realiza un análisis con un PDL para complementar, se permitirá el uso del PENL. En aquellos edificios en los que los efectos de los modos superiores sean significativamente altos, se deberán cumplir en ambos análisis los criterios de aceptación de esta Norma, excepto que, en el caso del PDL, se permitirá un incremento con un factor 1.33 en los criterios de aceptación para acciones controladas por deformación (factores m) contenidos en los Capítulos 6 a 8. Un edificio analizado con el PENL, con o sin una evaluación complementaria con PDL, deberá cumplir los criterios de aceptación para análisis no lineales especificados en 4.2.9.3.2.

Tabla 4.2.7.5.2 – Valores para el factor de masa efectiva C_m

Número de niveles	Marco de concreto resistente a momento	Muro de concreto	Vigas peraltadas de concreto en fachadas	Marco de acero resistente a momento	Marco de acero con arriostramiento concéntrico	Marco de acero con arriostramiento excéntrico	Otro
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 o más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

4.2.7.5.3 Se permitirá el uso de PDNL para todas las estructuras sólo para fines de revisión del diseño de la rehabilitación o revisión de la evaluación. Cuando se utiliza el PDNL, el Director y, en su caso, el Corresponsable deberán considerar como requisito la revisión y aprobación de un Especialista con experiencia en diseño sísmico y análisis no lineales.

4.2.7.5.3.1 En ningún caso se aceptará usar los resultados del PDNL para reducir dimensiones, acero de refuerzo o detallado de los elementos estructurales.

Comentario:

En ASCE 41, el desplazamiento objetivo en cada nivel δ_t se determina con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

donde:

S_a = aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental efectivo del edificio y con su fracción de amortiguamiento en la dirección bajo consideración

g = aceleración de la gravedad

C_0 = factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad equivalente al desplazamiento en la azotea del edificio de varios grados de libertad utilizando uno de los siguientes procedimientos:

- 1) El factor de participación de masa del primer modo multiplicado por la ordenada de la primera forma modal en el nodo de control
- 2) El factor de participación de masa calculada utilizando el vector de forma correspondiente a la configuración deformada del edificio en el desplazamiento objetivo multiplicado por la ordenada del vector de forma en el nodo de control
- 3) Un valor adecuado de la tabla C4.2.7.5.

Tabla C4.2.7.5 – Valores del factor de modificación C_0

Número de niveles	Edificios de cortante ^[1]		Otros edificios
	Patrón de carga triangular	Patrón de carga uniforme	Cualquier patrón de carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Los valores intermedios se calculan a partir de una interpolación lineal

^[1]Edificio en donde en todos los niveles, la distorsión de entrepiso disminuye con el aumento de la altura.

C_1 = factor de modificación que relaciona los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados con la respuesta elástico lineal calculada con la siguiente ecuación:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{resistencia} - 1}{aT_e^2}$$

donde:

$\mu_{resistencia}$ = cociente de resistencia calculado con la ec. 4.2.7.5.2.a

T_e = periodo fundamental efectivo calculado con la ec. 4.2.8.3.3.

C_2 = factor de modificación que representa los efectos del estrangulamiento en las curvas de histéresis, y la degradación cíclica de la rigidez y de la resistencia en el desplazamiento máximo de la estructura.

4.2.8 Descripción de los procedimientos de análisis

4.2.8.1 Procedimiento Estático Lineal (PEL)

4.2.8.1.1 Si se selecciona un PEL para realizar el análisis sísmico de un edificio, las fuerzas inducidas por sismo, la distribución de éstas en su altura y, las fuerzas internas y desplazamientos del sistema deberán cumplir con el Capítulo 6 de la NTC-Sismo y las restricciones de la tabla 2.6.2 de esta Norma.

4.2.8.2 Procedimiento Dinámico Lineal (PDL)

4.2.8.2.1 Si se elige el PDL para el análisis sísmico del edificio, las fuerzas inducidas por sismo, su distribución a lo alto del edificio, y las fuerzas internas y desplazamientos del sistema correspondientes deberán satisfacer el Capítulo 7 de la NTC-Sismo y las limitaciones de la tabla 2.6.2.

4.2.8.2.2 Los resultados del PDL deberán revisarse utilizando los criterios de aceptación de 4.2.9.6.1.3.

4.2.8.3 Procedimientos Estáticos No Lineales (PENL)

4.2.8.3.1 Si se selecciona el PENL, se deberá cumplir con 6.5 de la NTC-Sismo con las limitantes de la tabla 2.6.2.

4.2.8.3.2 Si se elige el PENL para realizar el análisis sísmico del edificio, el modelo numérico incorporará de forma directa las curvas carga-deformación no lineal de los elementos individuales del edificio y se deberá someter a incrementos de carga lateral monótona, que representan las fuerzas de inercia en un sismo, hasta que se haya superado el desplazamiento objetivo. El modelado y análisis deberán cumplir adicionalmente los requisitos de 4.2.8.3.3. El desplazamiento objetivo será la distorsión límite de la NTC-Sismo consistente con el $NDemE$ o $NDemR$ de conformidad con la tabla 2.4.3.2.4.

4.2.8.3.3 Las consideraciones para el modelado y análisis del PENL serán las enlistadas en a) a f):

a) Requisitos generales para PENL:

- 1) La selección de un nodo de control, la selección de los patrones de fuerza inducida por sismo, la determinación del periodo fundamental y la aplicación del procedimiento de análisis deberán cumplir los requisitos de este inciso
- 2) La relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral del nodo de control deberá establecerse para un intervalo de desplazamientos del nodo de control entre 0 y 150 por ciento del desplazamiento objetivo, δ_t , calculado de acuerdo con 6.5 de la NTC-Sismo
- 3) Las cargas gravitacionales deberán incluirse en el modelo matemático para combinaciones con fuerzas inducidas por sismo como se especifica en 4.2.2. Las fuerzas inducidas por sismo deberán aplicarse tanto en la dirección positiva como negativa, y los efectos máximos de sismo deberán utilizarse en el análisis
- 4) Para representar la respuesta de fuerza-deformación de cada elemento a lo largo de su longitud e identificar los puntos de acción inelástica, se deberá discretizar el modelo de análisis
- 5) Los elementos primarios y secundarios de los elementos sismorresistentes deberán incluirse en el modelo
- 6) El comportamiento fuerza-desplazamiento de todos los elementos deberá incluirse de forma explícita en el modelo por medio del uso de curvas esqueleto que incluyan degradación de la capacidad (resistencia y rigidez) y la resistencia residual, si corresponde
- 7) El PENL se deberá utilizar en conjunto con los criterios de aceptación de 4.2.9.3.2.

b) Desplazamiento del nodo de control para PENL. El nodo de control se deberá localizar en el centro de la masa en el techo de un edificio. Para edificios con apéndices, el piso del apéndice se deberá considerar como el nivel del nodo de control. El desplazamiento del nodo de control en el modelo matemático deberá calcularse para las fuerzas inducidas por sismo especificadas

c) Distribución de la carga lateral para PENL. La carga lateral deberá aplicarse al modelo matemático en proporción con la distribución de masa en el plano del diafragma de cada piso. La distribución vertical de estas fuerzas deberá ser proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección de análisis

d) Curva fuerza-desplazamiento idealizada para PENL. La relación no lineal fuerza-desplazamiento entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento del nodo de control deberá remplazarse por una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia de fluencia efectiva, V_y , del edificio, como se muestra en la fig. 4.2.8.3.3. Esta curva está compuesta por los siguientes segmentos:

- 1) El primer segmento lineal de la curva fuerza-desplazamiento idealizada deberá iniciar en el origen y deberá tener una pendiente igual a la de la rigidez lateral efectiva, K_e . La rigidez lateral efectiva, K_e , deberá considerarse como la rigidez secante calculada con un cortante basal igual a 60 por ciento de la resistencia de fluencia efectiva de la estructura. La resistencia de fluencia efectiva, V_y , no deberá considerarse igual o mayor que el cortante basal máximo en ningún punto de la curva fuerza-desplazamiento.
- 2) El segundo segmento lineal deberá representar la pendiente positiva después de la fluencia ($\alpha_1 K_e$), determinada por un punto (V_d, Δ_d) y el punto de la intersección con el primer segmento, tal que las áreas arriba y debajo de la curva real queden compensadas de forma aproximada. (V_d, Δ_d) deberá ser un punto en la curva fuerza-desplazamiento real correspondiente al desplazamiento objetivo calculado, o el punto correspondiente al cortante basal máximo, el que sea menor.
- 3) El tercer segmento lineal deberá representar la pendiente negativa después de la fluencia ($\alpha_2 K_e$), determinado por el punto final del segundo segmento (V_d, Δ_d) y el punto en el que el cortante basal se degrada a 60 por ciento de la resistencia de fluencia efectiva.

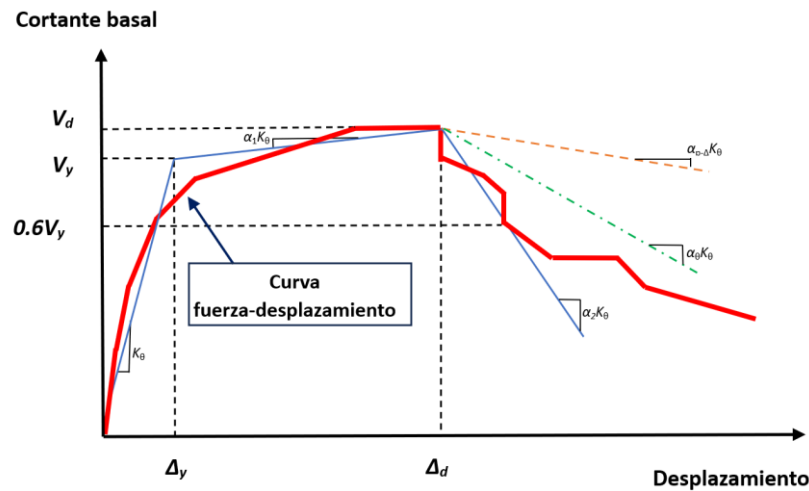


Figura 4.2.8.3.3 - Curva fuerza-desplazamiento idealizada

- e) Determinación del periodo para PENL. El periodo fundamental efectivo en la dirección de análisis deberá estar basado en la curva fuerza-desplazamiento idealizada definida en 4.2.8.3.3.d. El periodo fundamental efectivo, T_e , deberá calcularse como lo indica la ec. 4.2.8.3.3:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \tag{4.2.8.3.3}$$

donde:

T_i = periodo fundamental elástico (en segundos) en la dirección bajo consideración calculado con un análisis dinámico elástico

K_i = rigidez lateral elástica del edificio en la dirección bajo consideración calculada utilizando los requisitos de modelación de los Capítulos 6 a 8

K_e = rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección bajo consideración (figura 4.2.8.3.3).

- f) Análisis de modelos matemáticos. Se deberán desarrollar modelos matemáticos separados que representen el sistema de marcos a lo largo de dos ejes ortogonales del edificio para el análisis tridimensional. Se deberán evaluar los efectos de torsión en correspondencia con 4.2.3.8.5.1.

4.2.8.4 Procedimiento Dinámico No Lineal (PDNL)

4.2.8.4.1 Si se selecciona el PDNL, se deberá cumplir con 7.4 de la NTC-Sismo, con las limitaciones de la tabla 2.6.2.

4.2.8.4.2 Si el PDNL se elige para realizar el análisis sísmico de un edificio, el modelo numérico incorporará de forma directa las características de comportamiento carga-deformación no lineal de los elementos individuales del edificio y deberá someterse al movimiento sísmico representado por las historias de aceleración del suelo para obtener las fuerzas y los desplazamientos.

4.2.8.4.3 Se deberán comparar directamente los desplazamientos y las fuerzas calculadas contra los criterios de aceptación especificados en 4.2.9.3.2.

4.2.8.4.4 Las consideraciones para el modelado y análisis del PDNL serán las enlistadas en a) a c):

- a) Requisitos generales para PDNL. Los requisitos de modelación y análisis para PENL especificados en 4.2.8.3.3 deberán aplicarse en el caso de PDNL, excluyendo las consideraciones del nodo de control y del desplazamiento objetivo
- b) Caracterización del movimiento del suelo para PDNL. Para PDNL, el movimiento sísmico en la base deberá caracterizarse por medio de registros sísmicos registrados o sintéticos que cumplan los requisitos de 7.4 de la NTC-Sismo
- c) Métodos de historia de respuesta no lineal para PDNL. Para PDNL, el análisis de historia de respuesta deberá realizarse utilizando historias de aceleraciones horizontales del suelo preparadas en correspondencia con los requisitos de 7.4 de la NTC-Sismo.

4.2.9 Criterios de aceptación de la rehabilitación ante sismo

4.2.9.1 Con objeto de identificar los elementos, elementos y/o sistemas deficientes, se calcularán los cocientes demanda/capacidad (*CDC*). Los valores de la demanda se calcularán de acuerdo con lo indicado en 4.2.9.2, y la capacidad según 4.2.9.3 y 4.2.9.4, respectivamente. Si el cociente es mayor que 1.0, será necesario considerar la rehabilitación de dicho elemento, elemento o sistema estructural.

4.2.9.2 La demanda se calculará de conformidad con 2.4.3.2.4.1, 2.4.3.2.4.2 y 2.4.3.2.4.3, según corresponda.

4.2.9.3 La capacidad resistente estará dada por la resistencia (nominal para fines de evaluación, de diseño para fines de rehabilitación) calculada mediante las ecuaciones en el capítulo de estructuras de ductilidad alta, si se trata de estructuras de acero o concreto de la versión 2023 de la NTC-Acero y NTC-Concreto, respectivamente, o del capítulo relativo a la modalidad de mampostería de la versión 2023 de la NTC-Mampostería. Se usarán los valores de resistencias esperadas o nominales, según se requiera en los Capítulos 6 a 9 de esta Norma. Para la revisión de la cimentación, se deberá usar la versión correspondiente al de la NTC-Sismo usada para determinar las fuerzas inducidas por sismo.

4.2.9.3.1 Si se opta por una evaluación y rehabilitación por desempeño (véase 2.4.3.2.4.3), la capacidad resistente se podrá calcular usando los factores *m* señalados en los Capítulos 6 a 9 de esta Norma y de conformidad con 4.2.9.5.6.

4.2.9.4 La capacidad de distorsión será igual a las distorsiones permisibles señaladas en la versión de la NTC-Sismo usada como *NDemE* o *NDemR*, según 4.2.9.2.

4.2.9.5 Requisitos generales

4.2.9.5.1 Antes de seleccionar un criterio de aceptación de un elemento, cada elemento se deberá clasificar como primario o secundario de acuerdo con 4.2.3.2.3, y cada fuerza interna se deberá clasificar como controlada por deformación (o con comportamiento dúctil) o controlada por fuerza (no dúctil).

4.2.9.5.2 Para alcanzar el o los *ODR*, se deberá proveer al edificio con al menos una trayectoria continua para transferir las fuerzas sísmicas, inducidas por el movimiento del terreno en cualquier dirección, desde el punto de aplicación de la fuerza inducida por sismo hasta el punto final de resistencia. Todos los elementos primarios y secundarios deberán ser capaces de resistir fuerzas y deformaciones dentro de los criterios de aceptación aplicables del *NDesR* seleccionado.

4.2.9.5.3 Los elementos analizados con los análisis lineales de 4.2.8.1 y 4.2.8.2 deberán satisfacer los requisitos de 4.2.9.6.1.3. Los elementos analizados utilizando los análisis no lineales de 4.2.8.3 y 4.2.8.4 deberán satisfacer los requisitos de 4.2.9.3.2. Las cimentaciones deberán satisfacer los criterios especificados en el Capítulo 5.

Comentario:

La curva tipo 1 mostrada en la fig. C4.2.9.5.3 es representativa de un comportamiento dúctil donde hay un intervalo elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y un intervalo plástico (puntos 1 a 3), seguido de una pérdida de la capacidad resistente a fuerzas inducidas por sismo en el punto 3 y una pérdida de la capacidad resistente a cargas gravitacionales en el punto 4. El intervalo plástico puede tener una pendiente post-elástica positiva o negativa (puntos 1 a 2) y una región con una degradación de la resistencia con una resistencia residual no despreciable para resistir fuerzas sísmicas y cargas gravitacionales (puntos 2 a 3). Este tipo de comportamiento en elementos primarios se clasifica como controlado por deformación si el intervalo plástico es tal que $d \geq 2g$; en caso contrario, se clasifica como controlado por fuerza. El comportamiento de elementos secundarios con este comportamiento se clasifica como controlado por deformación para cualquier cociente d/g .

La curva tipo 2 mostrada en la fig. C4.2.9.5.3 es representativa de un comportamiento dúctil donde hay un intervalo elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y un intervalo plástico (puntos 1 a 3). El intervalo plástico puede tener una pendiente post-elástica positiva o negativa (puntos 1 a 3) seguida de una pérdida significativa de la capacidad resistente a fuerzas inducidas por sismo en el punto 3. La pérdida de la capacidad resistente a cargas gravitacionales ocurre en la deformación asociada al punto 4. Este tipo de comportamiento en elementos primarios se clasifica como controlado por deformación si el intervalo plástico es tal que $e \geq 2g$; en caso contrario, se clasifica como controlado por fuerza. El comportamiento de elementos secundarios se clasifica como controladas por deformación $f \geq 2g$; en caso contrario, se clasificaría como controlado por fuerza.

Para análisis no lineales, los elementos controlados por fuerza definidos en los Capítulos 6 a 8 se pueden reclasificar como elementos tipo 3 controlados por deformación, si se cumple los siguientes criterios:

- 1) El comportamiento es tipo 3 controlado por deformación definido en 4.2.9.5.3.
- 2) No se altera la trayectoria de las cargas del sistema resistente a cargas gravitacionales, o si se altera, se provee de una trayectoria alternativa para garantizar la estabilidad local de acuerdo con las combinaciones de carga de 4.2.2 y los desplazamientos laterales máximos anticipados calculados en el análisis
- 3) La carga gravitacional total soportada por todos los elementos que sean reclasificados de elementos controlados por fuerza a controlados por deformación no deberá exceder 5 por ciento de la carga gravitacional total soportada en ese nivel
- 4) Todos los elementos controlados por deformación restantes cumplen con los criterios de aceptación para alcanzar el N_{DesR} y todos los elementos controlados por la fuerza restantes no deberán estar sobre-esforzados.

Cuando la sobrerresistencia de los elementos tipo 3 altere el mecanismo de falla esperado del edificio, se repite el análisis con las resistencias afectadas de los elementos tipo 3 aumentadas por el cociente R_E/R_y , y todos los elementos se deberían revisar nuevamente.

En la fig. C4.2.9.5.3, R_y representa la resistencia de fluencia del elemento.

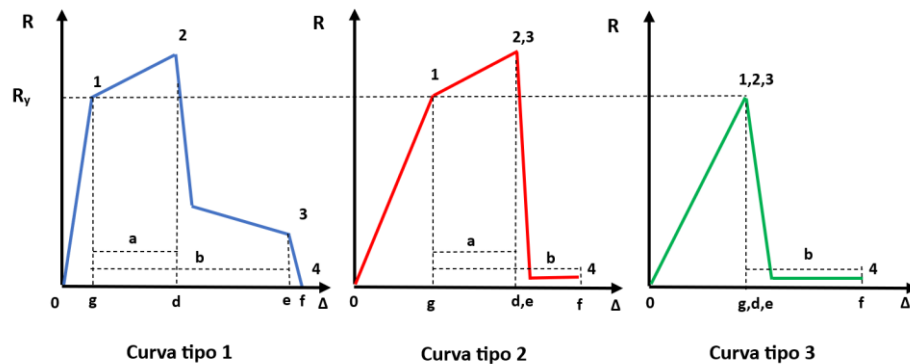


Figura C4.2.9.5.3 - Curvas carga-desplazamiento según el modo de comportamiento

4.2.9.5.4 Cuando se evalúe el comportamiento controlado por deformación se deberá utilizar la resistencia esperada, R_E . R_E es definida como la media de la resistencia de un elemento en el nivel de deformación anticipado para una población de elementos similares, incluyendo la consideración de la variabilidad en la resistencia del material y el endurecimiento por deformación y el desarrollo de la sección plástica. Cuando se evalúen comportamientos controlados por fuerza, se deberá utilizar un valor estimado del límite inferior de la resistencia del elemento, R_{LI} , definido como la media menos una desviación estándar de la resistencia de fluencia, R_y , para una población similar de elementos.

4.2.9.5.5 Las propiedades nominales de los materiales, o las propiedades especificadas en el Proyecto Ejecutivo, se deberán tomar como el límite inferior de las propiedades de los materiales a menos que se especifique lo contrario en los Capítulos 6 a 8 de esta Norma y los Capítulos 12 y 13 de la NTC-Sismo. Las propiedades esperadas correspondientes de los materiales se deberán calcular multiplicando los valores del límite inferior por los factores especificados en los Capítulos 6 a 8 de esta Norma y los Capítulos 12 y 13 de la NTC-Sismo para convertir de valores del límite inferior a valores esperados.

4.2.9.5.6 Capacidades de los elementos ante sismo

4.2.9.5.6.1 Requisitos generales

4.2.9.5.6.1.1 La capacidad de carga y de deformación del elemento deberá cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Elementos de mampostería: Capítulo 6
- b) Elementos de concreto: Capítulo 7
- c) Elementos de acero estructural: Capítulo 8.

4.2.9.5.6.1.2 Análisis lineales. Si se utilizan análisis lineales, para el caso de 2.4.3.2.4.1, las resistencias se calcularán de acuerdo con 4.2.9.3. Si se opta por una evaluación y/o rehabilitación por desempeño, para el caso de 2.4.3.2.4.3, las resistencias ante fuerzas internas controladas por deformación se podrán definir como el producto de factores m y las resistencias esperadas, R_E . Las resistencias ante fuerzas internas controladas por fuerza se deberán definir como el límite inferior de la resistencia, R_{LI} , como se resume en la tabla 4.2.9.5.6.1.2. Los análisis lineales se harán suponiendo $Q=1.0$.

Tabla 4.2.9.5.6.1.2 - Cálculo de la resistencia del elemento: análisis lineales

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerza
Resistencia de material existente	Valor medio esperado considerando endurecimiento por deformación	Valor del límite inferior (aproximadamente el valor promedio menos 1σ)
Resistencia del elemento existente	R_E	R_{LI}
Resistencia de material nuevo	Resistencia esperada del material	Resistencia especificada del material
Resistencia del elemento nuevo	R_E	R_{LI}

4.2.9.5.6.1.3 Análisis no lineales. Si se utilizan análisis no lineales, la capacidad del elemento ante fuerzas internas controladas por deformación se deberán tomar como los límites permisibles de deformación inelástica. Las resistencias ante fuerzas internas controladas por fuerza se deberán tomar como resistencias del límite inferior, R_{LI} , como se resume en la tabla 4.2.9.5.6.1.3.

Tabla 4.2.9.5.6.1.3 - Cálculo de la resistencia del elemento: análisis no lineales

Parámetro	Controlado por deformación	Controlado por fuerza
Capacidad de deformación (elemento existente)	Límite de deformación	No aplica
Capacidad de deformación (elemento nuevo)	Límite de deformación	No aplica
Resistencia (elemento existente)	No aplica	R_{LI}
Resistencia (elemento nuevo)	No aplica	R_{LI}

Comentario:

En el diseño de nuevos edificios, las fuerzas de diseño corresponden a fuerzas elásticas reducidas considerando el comportamiento inelástico y la sobrerresistencia del sistema estructural. En el caso de edificios existentes, el comportamiento no lineal se aproxima mediante el cálculo de los desplazamientos laterales producidos con fuerzas elásticas (determinadas a partir de espectros elásticos sin reducciones).

4.2.9.6 Análisis lineales

4.2.9.6.1 Fuerzas y deformaciones. Las fuerzas y deformaciones de los elementos se deberán calcular de acuerdo con procedimientos de análisis lineales de 4.2.8.1 y 4.2.8.2.

4.2.9.6.1.1 Fuerza interna controlada por deformación para PEL o PDL. Las fuerzas internas últimas (o de diseño) controladas por deformación, S_{uD} , se deberán calcular de acuerdo con la ec. 4.2.9.6.1.1:

$$S_{uD} = S_G + S_E \quad (4.2.9.6.1.1)$$

donde:

S_{uD} = fuerza interna controlada por deformación ocasionada por cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo

S_G = fuerza interna ocasionada por cargas gravitacionales definidas de acuerdo con 4.2.2

S_E = fuerza interna ocasionada por el sismo calculada utilizando 4.2.8.1 o 4.2.8.2.

4.2.9.6.1.2 Comportamiento controlado por fuerza para PEL o PDL. Las fuerzas internas controladas por fuerza, S_{UF} , se deberán calcular como la resistencia máxima que puede ser desarrollada en un elemento basado en un análisis por capacidad considerando la resistencia esperada de los elementos transfiriendo la fuerza al elemento bajo consideración, o la acción máxima desarrollada en un elemento limitada por la respuesta no lineal del edificio.

4.2.9.6.1.3 Criterios de aceptación para análisis lineales

4.2.9.6.1.3.1 Las fuerzas internas controladas por deformación en elementos primarios o secundarios deberán satisfacer la ec. 4.2.9.6.1.3.1:

$$mR_E > S_{UD} \quad (4.2.9.6.1.3.1)$$

R_E = resistencia esperada del elemento controlado por deformación de un elemento en el nivel de deformación bajo consideración. R_E , la resistencia esperada, se deberá determinar considerando todas las fuerzas actuando en el elemento bajo la condición de carga con los procedimientos especificados en los Capítulos 6 a 8 de esta Norma, según aplique.

4.2.9.6.1.3.2 Criterios de aceptación para comportamiento controlado por fuerza para PEL o PDL. El comportamiento controlado por fuerza en elementos primarios y secundarios deberá satisfacer la ec. 4.2.9.6.1.3.2:

$$R_{LI} > S_{UF} \quad (4.2.9.6.1.3.2)$$

R_{LI} = límite inferior de la resistencia de una acción controlada por fuerza en el nivel de deformación bajo consideración. R_{LI} , el límite inferior de la resistencia se deberá determinar considerando todas las acciones coexistentes en el elemento bajo la condición de carga con los procedimientos especificados en los Capítulos 6 a 8 de esta Norma y 12 y 13 de la NTC-Sismo.

4.2.9.6.1.3.3 Verificación de las suposiciones de análisis para PEL o PDL. Adicionalmente a los requisitos en 4.2.4, se deberá realizar la siguiente verificación de las suposiciones del análisis a) y b):

- a) Cuando los momentos ocasionados por cargas gravitacionales en elementos primarios excedan 75 por ciento de la resistencia a momento esperada en cualquier zona, la posibilidad de una acción inelástica por flexión en otras zonas diferentes a los extremos del elemento se deberá investigar para comparar las acciones por flexión con las resistencias esperadas

- b) Cuando se utilicen análisis lineales, no se permitirá la formación de articulaciones plásticas lejos de los extremos de los elementos.

4.2.9.3 Análisis no lineales

4.2.9.3.1 Fuerzas y deformaciones. Las fuerzas y deformaciones de los elementos se deberán calcular de acuerdo con procedimientos de análisis no lineal de 4.2.8.3 y 4.2.8.4.

4.2.9.3.2 Criterios de aceptación para análisis no lineales

4.2.9.3.2.1 Respuesta inaceptable para PDNL. No se permitirá una respuesta inaceptable a movimientos del suelo para PDNL. Cualquiera de las siguientes condiciones a) a d) se considerará como una respuesta inaceptable:

- a) La solución analítica no converge
- b) Las demandas calculadas en elementos controlados por deformación exceden el intervalo válido de modelación
- c) Las demandas calculadas en elementos críticos controlados por fuerza que son modeladas elásticamente, como se define en 4.2.9.3.2.3, exceden la capacidad esperada del elemento
- d) Las demandas de deformación calculadas en elementos no modelados explícitamente exceden los límites de deformación donde los elementos ya no son capaces de soportar sus cargas gravitacionales.

Como excepción: para seguridad de vida o niveles de desempeño menores, no más de un movimiento del suelo por cada 11 análisis se permitirá que produzca una respuesta inaceptable. Cuando un movimiento del suelo produce una respuesta inaceptable, la respuesta media se deberá calcular como 120 por ciento del valor promedio, pero no menor que el valor medio obtenido del conjunto de análisis con una respuesta aceptable.

4.2.9.3.2.2 Criterios de aceptación para comportamiento controlado por deformación para PENL o PDNL. Los elementos primarios o secundarios deberán tener capacidades de deformación esperadas no menores que las demandas máximas de deformación calculadas en los desplazamientos objetivo. Las demandas de elementos primarios o secundarios deberán estar dentro de los criterios de aceptación para elementos no lineales en el nivel de desempeño estructural seleccionado. Las capacidades de deformación esperadas se deberán determinar considerando todas las fuerzas coexistentes y las deformaciones de acuerdo con los Capítulos 6 a 8.

4.2.9.3.2.3 Criterios de aceptación para comportamiento controlado por fuerza para PENL o PDNL. Los elementos controlados por fuerza que no sean incluidos explícitamente en el modelo matemático con propiedades no lineales de fuerza-deformación de acuerdo con 4.3.4.1.2 deberán satisfacer la ec. 4.2.9.3.2.3. El límite inferior de las resistencias se deberá determinar considerando todas las fuerzas coexistentes y las deformaciones por procedimientos especificados en los Capítulos 6 a 8 de esta Norma y 12 y 13 de la NTC-Sismo.

$$F_C \chi (S_{uF} - S_G) + S_G \leq R_{CL} \tag{4.2.9.3.2.3}$$

S_{uF} se determinará de acuerdo con 4.2.8.3 o 4.2.8.4 para el PENL o PDNL, respectivamente. F_C se obtendrá de la tabla 4.2.9.3.2.3. χ es tomado como 1.0 para prevención de colapso o 1.3 para seguridad de vida y ocupación inmediata.

Tabla 4.2.9.3.2.3 – Factor de carga para comportamiento controlado por fuerza

Tipo de acción	F_C
Crítica ^[1]	1.3
Ordinaria ^[2]	1.0
No crítica ^[3]	1.0

^[1] Las acciones críticas controladas por fuerza son aquellas en las que la falla puede provocar el colapso de un entrepiso. Los ejemplos de tales acciones consideran fuerzas axiales y de corte en elementos resistentes a cargas gravitacionales y laterales (sismo), como columnas o vigas de transferencia.

^[2] Los ejemplos de acción ordinaria controlada por fuerza incluyen columnas y vigas que soportan un solo nivel.

^[3] Las acciones no críticas son aquellas cuya falla no resulta en el colapso de uno o varios entrepisos.

Excepciones:

- a) Para acciones distintas a fuerza cortante en muros, la resistencia nominal del elemento no necesita exceder los efectos de la carga gravitacional más la demanda de fuerza determinada mediante un análisis plástico, cuando éste sea basado en las propiedades esperadas del material
- b) El producto $F_c\chi$ no deberá exceder un valor de 1.5.

Donde un valor menor de $F_c\chi$ resulte en un mayor cociente demanda-capacidad, la revisión también se deberá realizar utilizando este menor valor, excepto si el producto $F_c\chi$ no se deberá tomar menor que 1.0.

4.2.9.3.2.4 Verificación de las suposiciones de análisis para PENL o PDNL. Adicionalmente a los requisitos de 4.2.4.1, se verificará que no se formen articulaciones plásticas por flexión lejos de los extremos del elemento al menos que sea considerado explícitamente en la modelación y el análisis.

4.3 Diseño de la rehabilitación

4.3.1 Alcance del diseño de la rehabilitación

4.3.1.1 Se aceptará rehabilitar una estructura de un edificio cuando se cumplan las condiciones indicadas en 2.5.2.1.

4.3.1.2 La rehabilitación se diseñará para que cumpla con el o los Objetivos de Desempeño para fines de Rehabilitación (*ODR*), incluida la durabilidad.

4.3.1.3 La resistencia de diseño de todas las secciones de los elementos rehabilitados, nuevos elementos y elementos existentes sin rehabilitar, será al menos igual que la resistencia requerida obtenida a partir de fuerzas internas del análisis del modelo numérico del edificio rehabilitado de conformidad con lo señalado en el Capítulo 3 y 4.2 de esta Norma.

4.3.1.3.1 La resistencia de diseño ante una fuerza interna se obtendrá multiplicando la resistencia nominal por el factor de resistencia señalado en 4.2.2 de esta Norma.

Comentario:

La resistencia requerida es el valor más desfavorable de la acción demandada, obtenido mediante un análisis estructural, multiplicándolo por la correspondiente combinación de factores de carga.

4.3.2 Estados límite de falla y de servicio

4.3.2.1 En la revisión de los estados límite, se deberán considerar las cargas, fuerzas internas y las deformaciones de la estructura existente y de la estructura rehabilitada, durante el proceso de rehabilitación.

4.3.2.2 En el diseño se deberá considerar que los esfuerzos y deformaciones existentes en la estructura no se pueden eliminar, como ocurre con las cargas axiales en columnas y muros existentes.

4.3.3 Comportamiento de sistemas rehabilitados

4.3.3.1 La rehabilitación de elementos y sistemas estructurales deberá conducir a un sistema capaz de resistir las cargas de diseño mediante la compartición y transmisión de carga entre elementos existentes y la rehabilitación. Para un adecuado desempeño, la rehabilitación puede requerir conexiones. En 9.5 de esta Norma se establecen los requisitos para el diseño de las conexiones.

4.3.3.2 La rehabilitación deberá considerar la transmisión de fuerzas en la interfaz del elemento resistente y del material o sistema de reparación y/o reforzamiento. Se deberá diseñar el mecanismo de transmisión de carga entre concreto nuevo y existente de conformidad con 5.7 de la NTC-Concreto y entre acero y concreto existente según el Capítulo 11 de la NTC-Acero.

4.3.3.3 Se deberá verificar que el cociente del periodo efectivo del sistema suelo-estructura y del periodo fundamental del suelo obtenido mediante el SASID sea menor que 0.7 o mayor que 1.25 para zona III de Lago y II de Transición, o menor que 0.8 y mayor que 1.15 para zona I de Lomas (tabla 2.4.3.2.2). En caso contrario, se deberá modificar la rehabilitación.

4.3.4 Adherencia de materiales de rehabilitación a base de cemento

4.3.4.1 Se deberán revisar los esfuerzos de cortante y de tensión en la interfaz entre los materiales de rehabilitación a base de cemento y el sustrato existente. En este análisis, a las fuerzas internas obtenidas del análisis se sumarán, si corresponde, los producidos por los cambios volumétricos restringidos.

4.3.4.2 El esfuerzo cortante rasante requerido, v_u , será menor o igual que el esfuerzo cortante rasante de diseño, siendo este igual al esfuerzo nominal de cortante rasante afectado por el factor de resistencia establecido en 4.2.2 de esta Norma.

4.3.4.3 El esfuerzo nominal, la necesidad de refuerzo en la interfaz y el tipo de ensayo por adherencia se establecen en la tabla 4.3.4.3.

Tabla 4.3.4.3 - Esfuerzo nominal de cortante rasante, necesidad de refuerzo en la interfaz y tipos de ensayo requeridos

v_u , MPa (kg/cm ²)	Necesidad de refuerzo en la interfaz	Requisitos de ensayo de adherencia
$v_u \leq 0.20$ (2.0)	No	Ensayo de integridad
0.20 (2.0) < $v_u \leq 0.40$ (4.0)	No	Ensayo de adherencia, a menos que se cumpla 4.3.4.8
$v_u > 0.40$ (4.0)	Sí	No se requiere

4.3.4.4 No se requerirá refuerzo en la interfaz si el sustrato se prepara retirando el concreto deteriorado, dañado o contaminado. En el Capítulo 9 de esta Norma se presentan consideraciones adicionales para lograr una rugosidad adecuada.

4.3.4.5 El ensayo de integridad señalado en la tabla 4.3.4.3 se podrá ejecutar mediante métodos no destructivos de tipo cualitativo como son el radar de penetración o el método de impacto-eco.

Comentario:

En ACI 228.2 se presenta información relativa a la ejecución, limitantes e interpretación de los resultados de los métodos indicados.

4.3.4.6 El ensayo de adherencia consistirá en el ensayo a tensión directa, establecido en la ASTM C1583/C1583M. El número mínimo de pruebas en un proyecto será de tres. Se usará la Guía ICRI 210.3 para definir el mínimo de ensayos y los criterios de aceptación.

4.3.4.7 Si durante la prueba a tensión directa, la falla sobre la superficie de contacto entre los concretos, ello puede indicar una preparación inadecuada de la superficie del concreto base o que la superficie base fue dañada por el método de preparación.

4.3.4.8 Si v_u es resistido completamente por el refuerzo en la interfaz no será requerido el ensayo de adherencia por tensión directa o similar.

4.3.4.9 Si v_u está entre 0.40 y 2.5 MPa (4 y 25 kg/cm²) se deberá colocar refuerzo perpendicular a la interfaz cuya área A_v , en mm² (cm²) sea la mayor de a) y b):

$$\begin{aligned}
 \text{a) } & 0.062 \frac{\sqrt{f'_c} bd}{f_{yt}} \left(0.2 \frac{\sqrt{f'_c} b_{ws}}{f_{yt}} \right) & \text{b) } & 0.35 \frac{\sqrt{f'_c} bs}{f_{yt}} \left(3.5 \frac{\sqrt{f'_c} b_{ws}}{f_{yt}} \right)
 \end{aligned}$$

4.3.5 Materiales

4.3.5.1 En el diseño de la rehabilitación, se deberán considerar las propiedades de los materiales y sistemas de reparación y reforzamiento. Ellas incluyen, entre otras, el tipo de aplicación, adhesión, estabilidad volumétrica, movimientos térmicos, durabilidad, resistencia a la corrosión, métodos de instalación, requisitos de curado y condiciones ambientales.

4.3.5.2 Las propiedades requeridas de los materiales de rehabilitación serán especificadas en el Proyecto Ejecutivo (en planos, memoria y especificaciones).

4.3.6 Consideraciones de diseño y detallado

4.3.6.1 Las consideraciones de esta sección se complementan con aquellas aplicables de la NTC-Acero, NTC-Concreto, NTC-Mampostería y del Capítulo 9 de esta Norma, según corresponda.

4.3.6.2 Concreto

4.3.6.2.1 Se usarán las propiedades del concreto determinadas de conformidad con lo establecido en el Capítulo 3 de esta Norma.

4.3.6.2.2 Se calculará el valor esperado de las propiedades del concreto según 7.2.2.1.2.1 de esta Norma.

4.3.6.2.3 En la rehabilitación de edificios, sólo se aceptará el uso de concreto Clase 1. En ninguna circunstancia se podrá emplear concreto Clase 2.

4.3.6.2.4 Se verificará en sitio el cumplimiento de 4.3.6.2.2 mediante la medición del peso volumétrico del concreto en estado fresco. Para ello, se cumplirán los requisitos del Capítulo 16 de la NTC-Concreto.

4.3.6.2.5 Si se fabrica el concreto en obra, el Proyectista especificará la dosificación del concreto, con objeto de lograr la resistencia a compresión especificada y el peso volumétrico correspondiente a un concreto Clase 1.

4.3.6.3 Acero de refuerzo

4.3.6.3.1 Se usarán las propiedades del acero determinadas según el Capítulo 3 de esta Norma.

4.3.6.3.2 El valor esperado del esfuerzo de fluencia se calculará de acuerdo con 7.2.2.1.2.1 de esta Norma.

4.3.6.3.3 Se aceptará dejar el acero dañado o corroído si se toma en cuenta el diámetro y área remanentes, así como la pérdida de corrugación, en el cálculo de resistencias. En este caso, se deberán tomar las medidas necesarias para que se detenga el proceso de corrosión. Si la estructura sufrió daño por incendio, se deberá evaluar su efecto en el esfuerzo de fluencia del refuerzo.

4.3.6.3.4 El diseño del refuerzo y del detallado deberá hacerse considerando la posición (horizontal y vertical), la orientación, geometría de refuerzo, anclaje del refuerzo, y ubicación de ganchos de remate y grapas.

4.3.6.3.5 Se revisará que el esfuerzo existente y el nuevo cumplan con la longitud de desarrollo del Capítulo 14 de la NTC-Concreto.

4.3.6.3.6 Cuando las barras existentes corrugadas (rectas, con doblez o traslapadas) no cumplan con 4.3.6.3.5, la resistencia del anclaje o traslape del refuerzo existente se calculará de acuerdo con la ec. 5.6.1.

4.3.6.4 Mampostería

4.3.6.4.1 Para fines de diseño de la rehabilitación, se usarán las propiedades de la mampostería determinadas según los Capítulos 3 y 6 de esta Norma. Se podrán usar valores superiores si los aprueba el Director y, en su caso, el Corresponsable.

4.3.6.4.2 El valor esperado de las propiedades de la mampostería será 1.25 veces el valor del límite inferior.

4.3.6.5 Estructuras presforzadas y postensadas

4.3.6.5.1 Se considerarán los efectos del presfuerzo en el diseño de la rehabilitación.

Comentario:

Los documentos ACI 423.4R, ACI 222.2R, ICRI 320.6, PTI DC80.2-10, PTI DC 80.3 contienen guías para el análisis, métodos de evaluación y técnicas de reparación para estructuras con cables postensados no adheridos.

4.3.6.6 Anclas y conectores postinstalados

4.3.6.6.1 Las anclas y conectores postinstalados se diseñarán de acuerdo con el Capítulo 17 del ACI 318 en su versión vigente. Se considerarán todos los modos de comportamiento aplicables y si el sustrato está agrietado o no. En caso de duda o de daño en la estructura, se supondrá el sustrato agrietado.

4.3.6.6.2 Se aceptará usar valores de resistencia, para los distintos modos de comportamiento, propuestos por fabricantes certificados de conectores y/o resinas por un organismo acreditado, previa aprobación del Director y, en su caso, del Corresponsable.

4.3.6.6.3 Si se usan conectores de expansión, se seguirán las especificaciones del fabricante sobre barrenado, limpieza del agujero, magnitud del torque y procedimientos para lograr que trabaje el conector. El fabricante y el proveedor deberán ser certificados por un organismo acreditado.

4.3.6.6.4 Si se usan conectores adhesivos (químicos) o anclas, la limpieza del agujero y las condiciones de humedad son críticas. Se deberán seguir las especificaciones de fabricantes certificados para el barrenado, limpieza del agujero, instalación y cuidado hasta que la resina haya curado. El fabricante y el proveedor deberán ser certificados por un organismo acreditado.

4.3.6.6.5 El ensayo e inspección de conectores y anclas postinstalados se deberá especificar en el Proyecto Ejecutivo y en el Programa del Aseguramiento de la Calidad de la Construcción requerido en 10.5 de esta Norma.

Comentario:

La resistencia de conectores postinstalados depende de suponer que el concreto está o no agrietado. El concepto de "concreto agrietado" se refiere a agrietamiento por cambios volumétricos, es decir, por contracción y temperatura. Por tanto, está relacionado con un espesor pequeño de grietas. En caso de agrietamiento debido a sismo, se sugiere consultar con el fabricante de los conectores sobre el valor apropiado de la resistencia para ese caso.

4.3.6.7 Geometría de la reparación

4.3.6.7.1 La configuración de la reparación de un elemento de concreto o mampostería dañado deberá ser tal que se evite la concentración de esfuerzos que provoquen agrietamientos en concreto y mampostería. Se recomienda que la reparación cumpla con a) a e):

- a) Tenga una profundidad uniforme en el elemento
- b) Posea una geometría regular, con lados paralelos y una relación entre lado largo a corto de 3 o menos
- c) Cuenten con una superficie preparada tal que la amplitud de la rugosidad, entre valle y cresta, sea de al menos 6 mm (0.25 pulg)
- d) Descubra completamente el acero de refuerzo en la zona dañada
- e) No se aplique en bordes de espesor pequeño que fácilmente se dañan o rompan.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

4.3.6.8 Rehabilitación usando postensado adicional

4.3.6.8.1 Se podrá utilizar postensado adicional, externo o interno, para rehabilitar una estructura.

4.3.6.8.2 Las fuerzas internas que produzca el postensado se deberán considerar en el diseño y detallado de la rehabilitación.

4.3.6.8.3 Los esfuerzos producidos por el postensado se añadirán a los existentes y se verificará que no se excedan los límites del Capítulo 13 de la NTC-Concreto.

4.3.6.8.4 Se diseñarán las zonas de anclaje de postensado de conformidad con el Capítulo 14 de la NTC-Concreto o con los Capítulos 5, 7 y 11 de la NTC-Acero, según corresponda, de modo que las fuerzas de postensado se puedan transferir a la estructura existente. Se aceptará el uso del método de puntales y tensores para diseño y detallado de los elementos y de las zonas del anclaje (Capítulo 10 de la NTC-Concreto).

4.3.6.8.5 En el diseño del sistema de postensado se incluirán las pérdidas del postensado, así como los efectos del flujo plástico y contracción del concreto original debidos al postensado adicional, los efectos del flujo plástico y contracción del material de rehabilitación. Se incluirán las pérdidas por anclaje. Estas pérdidas dependen del tipo de anclaje a utilizar, de modo que, se deberán revisar con el Constructor. Las pérdidas se calcularán según el Capítulo 11 de la NTC-Concreto. El Proyectista deberá establecer en el Proyecto Ejecutivo la periodicidad para la revisión de la tensión de los cables, misma que deberá señalarse en el Programa de Mantenimiento del Edificio. Dicho plazo no deberá exceder cinco años.

4.3.6.8.6 En el diseño se considerarán las deformaciones a corto y largo plazo, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones causadas por el postensado, de acuerdo con los Capítulos 11 y 13 de la NTC-Concreto.

4.3.6.8.7 Se describirá en el Proyecto Ejecutivo (planos, memorias y especificaciones) la secuencia de rehabilitación, incluyendo la colocación de tendones, anclajes y del tensado del sistema de postensado.

4.3.6.8.8 Se verificará que la estructura posea la suficiente resistencia a cargas gravitacionales en caso de que fallen los elementos estructurales rehabilitados por postensado y no protegidos a incendio y vandalismo. Se deberá satisfacer 4.2.2.4 de esta Norma.

4.3.6.9 *Rehabilitación usando compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)*

4.3.6.9.1 Se podrá rehabilitar estructuras con compuestos de polímeros reforzados con fibras que cumplan con ACI 440.6 y ACI 440.8.

4.3.6.9.2 El diseño y detallado de los CPRF deberá satisfacer los requisitos de ACI 440.2R.

4.3.6.9.3 Los sistemas a base de CPRF se deberán instalar sobre concreto con daño nulo o ligero sin patologías de materiales. El daño y deterioro del concreto y la corrosión del acero de refuerzo deberán repararse antes de colocar el sistema de CPRF.

4.3.6.9.4 Dependiendo de la función del sistema CPRF, se clasificarán como aplicaciones dependientes de la adherencia del compuesto al concreto o mamposterías existentes o como aplicaciones dependientes del contacto entre el concreto o mampostería existente y el sistema CPRF.

4.3.6.9.5 En aplicaciones dependientes de la adherencia, como el reforzamiento a flexión y cortante de elementos estructurales, el material existente deberá tener una superficie resistente a tensión y cortante para que el sistema CPRF pueda desarrollar su resistencia. La resistencia del sustrato de concreto, determinada con una prueba directa, deberá ser de al menos 1.4 MPa (14 kg/cm²) y una resistencia a compresión mínima de 20 MPa (200 kg/cm²).

4.3.6.9.6 En aplicaciones dependientes del contacto, no es necesario cumplir con la resistencia mínima a tensión del sustrato, ya que las fuerzas de diseño se logran por la deformación o expansión de la sección del elemento por rehabilitar.

4.3.6.9.7 En aplicaciones dependientes de la adherencia, se deberá preparar la superficie con una rugosidad mínima de 6 mm o lo que señalen los fabricantes o instaladores de CPRF certificados por un organismo acreditado. Este requisito no es necesario en aplicaciones dependientes del contacto entre el CPRF y el sustrato. Para estos casos, sólo será necesario limpiar la superficie con un cepillo de cerdas rígidas con el objeto de retirar material suelto.

4.3.6.9.8 Los sistemas CPRF no deberán aplicarse en condiciones húmedas a menos que la resina epoxi haya sido formulada por el fabricante para este tipo de condición. Se requerirá la aprobación del Director y, en su caso, del Corresponsable en este caso.

4.3.6.9.9 Se verificará que la estructura posea la suficiente resistencia a cargas gravitacionales en caso de que falle el sistema CPRF no protegido de incendios y vandalismo. Se deberá satisfacer 4.2.2.4 de esta Norma.

4.3.6.10 *Diafragmas*

4.3.6.10.1 Se revisará que los sistemas de piso y techo tengan la rigidez y resistencia en su plano para transmitir las fuerzas laterales, como las inducidas por sismo, a elementos resistentes a fuerzas laterales, ya sean originales, rehabilitados o nuevos.

4.3.6.10.2 Si el diafragma es de concreto, se cumplirá con lo requerido en 6.8 de la NTC-Concreto.

4.3.6.10.3 Se podrán rehabilitar los diafragmas mediante la reducción de las dimensiones de aberturas, la construcción de elementos de refuerzo en los extremos, el reforzamiento de los extremos con compuestos de polímeros reforzados con fibra, la adición de diagonales a compresión en el plano, entre otros.

Comentario:

En el Capítulo 22 de FEMA 547 (2006) se discuten las consideraciones de diseño, construcción y costo de distintas técnicas de rehabilitación de diafragmas de distintos materiales.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE CIMENTACIONES

5.1 Alcance

5.1.1 Este capítulo comprende a) y b):

- a) Evaluación de la cimentación (véase 5.2)
- b) Rehabilitación de la cimentación (véase 5.3).

5.2 Evaluación de la cimentación

5.2.1 *Requisitos generales*

5.2.1.1 Este Capítulo es aplicable a la evaluación de la cimentación, para determinar la modificación de sus elementos estructurales, así como a la recimentación y/o renivelación de un edificio existente.

5.2.1.2 En adición a lo requerido en este Capítulo, se cumplirá con lo establecido en el Capítulo 10 de la NTC-Cimentaciones.

5.2.1.3 Para la evaluación de la resistencia de los elementos estructurales de la cimentación se aplicará el Capítulo 9 de la NTC-Concreto, si los miembros son de concreto, y la sección 9.4 de la NTC-Mampostería si los elementos son de mampostería.

5.2.2 *Deficiencias por corregir*

5.2.2.1 La necesidad de evaluar la cimentación de un edificio se determinará a partir del modo de comportamiento de la estructura existente que se haya identificado durante la evaluación estructural.

5.2.2.2 Los edificios cuya cimentación deberá ser evaluada son los indicados en a) a d):

- a) Edificios cuya rehabilitación de la estructura demandará mayores fuerzas internas que las que pueden resistir los elementos estructurales de la cimentación ante los estados límite de servicio y falla
- b) Edificios que experimentaron daños moderados o severos en los elementos estructurales de la cimentación
- c) Edificios cuya inclinación es superior al límite establecido en la NTC-Criterios y NTC-Cimentaciones y que, por tanto, puedan requerir ser recimentados y/o renivelados
- d) Edificios con hundimiento o emersiones mayores que los límites establecidos en la NTC-Cimentaciones.

5.2.3 *Investigación del subsuelo*

5.2.3.1 Se deberá investigar el subsuelo de conformidad con los requisitos del Capítulo 2 de la NTC-Cimentaciones. En particular, se deberá proceder según a) a c):

- a) Investigación de colindancias. Para definir el tipo y las condiciones de cimentación de las estructuras colindantes, así como las características de las instalaciones subterráneas cercanas para verificar que no haya interferencia entre estas estructuras y los posibles trabajos de rehabilitación
- b) Reconocimiento del sitio. Para establecer preliminarmente en cuál de las tres zonas geotécnicas se localiza el proyecto de rehabilitación: zona I (lomas), II (transición) o III (lacustre) con apoyo de la fig. 2.2.1 de la NTC-Cimentaciones. Con esta información se programará la exploración geotécnica de campo y laboratorio para determinar las características estratigráficas y el comportamiento del subsuelo. La información recopilada deberá aclarar la secuencia estratigráfica, los parámetros mecánicos y las condiciones piezométricas
- c) Número y profundidad de los sondeos. Se establecerá el número mínimo de sondeos que se deberán realizar en cada caso, el cual es función del perímetro de la superficie cubierta por la construcción; la profundidad de los sondeos dependerá del ancho del área cargada, de las características del suelo y del nivel del estrato incompresible. Asimismo, se tomará en cuenta si el proyecto consta de varias estructuras desligadas para hacer un análisis de asentamientos del conjunto, lo cual demandará profundizar la exploración.

5.2.3.2 La exploración geotécnica se hará como se indica en la tabla 5.2.3.2.

5.2.3.3 Si el edificio está inclinado se deberá llevar un control topográfico de la evolución de dicha inclinación. Las mediciones deberán efectuarse, al menos, cada año, o después de la ocurrencia de un sismo que haya producido aceleraciones superiores a 0.90 m/s².

Tabla 5.2.3.2 - Requisitos para la exploración geotécnica en la Ciudad de México

Zona	No. Sondeos	Profundidad	Tipo de sondeos	Observaciones	No. muestras
I Lomas	Perímetro/80 Deberán ser suficientes para verificar las variaciones de la estratigrafía	1B ^[1] o se profundiza si hay rellenos o estratos compresibles	Directos:	Se determinará la presencia de rellenos sueltos, minas, oquedades; así como la estratigrafía y propiedades de los materiales	1 de cada estrato
			PCA ^[2]	Se obtienen muestras inalteradas y se observa directamente el perfil estratigráfico	
			SPT ^[3]	Se recuperan muestras alteradas de manera continua y se determina la consistencia y compacidad de los estratos (SPT)	
			Pruebas en sitio	Ficómetro, presiómetro	
			Indirectos: Geofísica	Sirven de complemento a la exploración directa	
II Transición	Perímetro/80 Deberán ser suficientes para verificar las variaciones de la estratigrafía	3B o hasta la profundidad donde los incrementos de esfuerzos en el suelo sean significativos	Despalme	Detección de rellenos sueltos y grietas	
			Directos:	Se determinará la estratigrafía, propiedades índice y mecánicas; y se verificará la continuidad estratigráfica	
				Se obtendrá un perfil continuo	
			SM (SPT+ SCE) ^[4]	Consiste en combinar técnicas para suelos blandos y duros El sondeo mixto tradicional alterna SPT y muestreo selectivo o SPT y SCE	
			SPT	Se recuperan muestras alteradas de manera continua y se determina la consistencia y compacidad de los estratos	
Pruebas en sitio	Medición de condiciones piezométricas				
III Lago	Perímetro/120 Deberán ser suficientes para verificar las variaciones de la estratigrafía	3B o hasta la profundidad donde los incrementos de esfuerzos en el suelo sean significativos	SCE ^[5] y SM ^[4]	Se mide la resistencia a la penetración del cono eléctrico (suelos blandos o sueltos)	1 a cada 5-7 m
			SMS ^[6]	Se obtienen muestras inalteradas, cuyas profundidades se definen con un sondeo continuo previo	
			PCA	Obtención de muestras inalteradas, observación directa del perfil estratigráfico	
			Pruebas en sitio	Ficómetro, presiómetro, dilatómetro, veleta * Las condiciones piezométricas se determinan mediante: Estación piezométrica Mediciones puntuales con piezoconos	

^[1] B, es el ancho del área cargada

^[2] PCA, pozo a cielo abierto

^[3] SPT, sondeo de penetración estándar

^[4] SM, sondeo mixto

^[5] SCE, sondeo de cono eléctrico

^[6] SMS, sondeo de muestreo selectivo

Comentario:

Para aquellas estructuras que no tengan espacio en su interior para la realización de los sondeos, ellos pudieran efectuarse en la banquetta o acera, con el respectivo permiso de las autoridades municipales, realizando calas para evitar dañar las instalaciones; es posible también utilizar estudios geotécnicos cercanos al sitio, cuidando que su fecha de ejecución sea menor que 5 años. Los pozos a cielo abierto se excavarán desde el interior del inmueble, efectuando las demoliciones necesarias e instalando un sistema de bombeo para el control del nivel freático.

En la fig. C5.2.3.1 se muestra la correlación entre la resistencia de cono, q_c , y el módulo de compresibilidad, m_v , para suelo del sector oriente de la zona lacustre. En la tabla C5.2.3.1.a se muestra la estratigrafía y las propiedades del sector

oriente de la zona lacustre; en la tabla C5.2.3.1.b las del sector no colonial desarrollada a partir de 1900, y en la tabla C5.2.3.1.c las de la antigua traza de la Ciudad de México (COVITUR, 1987). Con esta información se podrán realizar estimaciones preliminares.

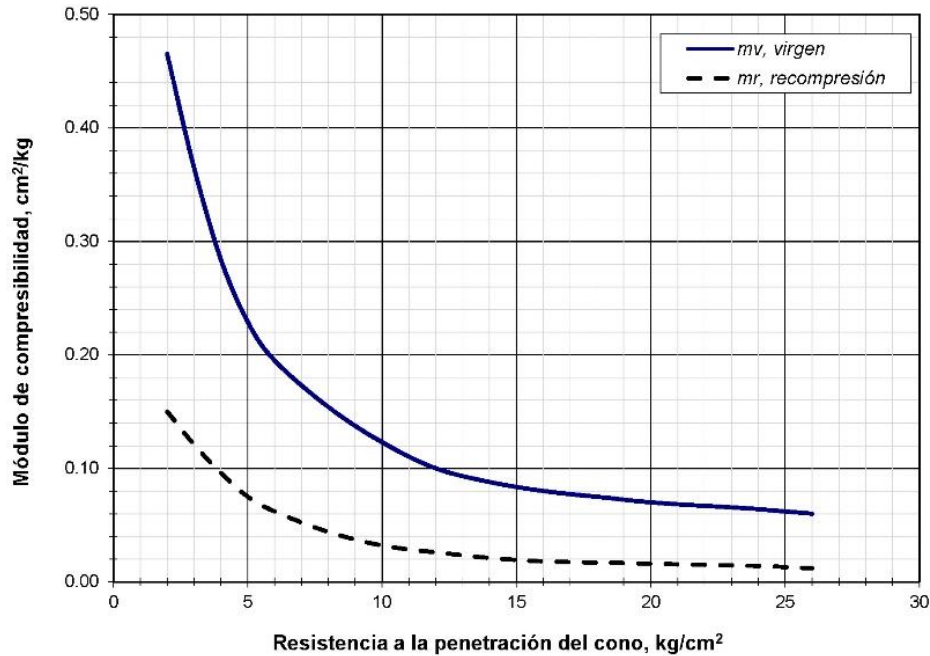


Figura C5.2.3.1 – Correlación entre la resistencia a la penetración de cono, q_c , y el módulo de compresibilidad, m_v , para suelo del sector oriente de la zona lacustre

Tabla C5.2.3.1.a - Estratigrafía y propiedades, sector oriente de la zona lacustre (COVITUR, 1987)

Estrato ^[1]	Espesor, m	γ , kN/m ³ (t/m ³)	c , kN/m ² (t/m ²)	ϕ , grados
Costra superficial	1 a 2.5	13.7 (1.4)	9.8 (1)	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	11.7 (1.15)	4.9 a 9.8(0.5 a 1)	-
Capa dura ^[2]	1 a 2	-	0 a 98.1 (0 a 10)	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	12.3 (1.25)	29.4 a 39.2 (3 a 4)	-

^[1] En orden de aparición a partir de la superficie

^[2] Los parámetros presentados corresponden con pruebas triaxiales CU

Tabla C5.2.3.1.b - Estratigrafía y propiedades, zona lacustre sector no colonial, desarrollada a partir de 1900

Estrato ^[1]	Espesor,	γ , kN/m ³ (t/m ³)	c , en t/m ²	ϕ , grados
Costra superficial	4 a 6	15.7 (1.6)	39.2 (4)	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	11.7 (1.2)	9.8 a 19.6 (1 a 2)	-
Capa dura ^[2]	3 a 5	14.7-15.7 (1.5-1.6)	0 a 98.1 (0 a 10)	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8 a 10	12.8-13.2 (1.3-1.35)	49.1 a 78.5 (5 a 8)	-

^[1] En orden de aparición a partir de la superficie

^[2] Los parámetros presentados corresponden con pruebas triaxiales CU

Tabla C5.2.3.1.c - Estratigrafía y propiedades, zona lacustre antigua traza de la ciudad

Estrato ^[1]	Espesor, m	γ , kN/m ³ (t/m ³)	c , en t/m ²	ϕ , grados
Costra superficial	6 a 10	16.7 (1.7)	39.2 (4)	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	12.8 (1.3)	29.4 (3)	-
Capa dura ^[2]	3 a 5	14.7-15.7 (1.5-1.6)	0 a 98.1 (0 a 10)	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	12.8-13.7 (1.3-1.4)	58.9 a 117.7 (6 a 12)	-

^[1] En orden de aparición a partir de la superficie

^[2] Los parámetros presentados corresponden con pruebas triaxiales CU

5.2.4 Estudio geotécnico

5.2.4.1 Se requerirá un estudio geotécnico para todo edificio por evaluar y, en su caso, por rehabilitar con excepción de Edificios Clase C ubicados en zonas I y II, construidos a base de muros de carga de mampostería.

5.2.4.2 El estudio geotécnico deberá incluir, al menos:

- Referencia a la tabla 2.3.1 de la NTC-Cimentaciones con respecto a la inspección detallada, pozos a cielo abierto, pruebas de laboratorio o de campo
- Ubicación de pozos a cielo abierto y de sondeos en el plano de la cimentación existente
- Estratigrafía, propiedades de los materiales y definición de la profundidad de desplante (si aplica)
- Justificación y análisis del tipo de sondeo realizado (ver 2.3.d de la NTC-Cimentaciones)
- Tipo de cimentación precisando el dimensionamiento de los elementos y su distribución
- Profundidad de desplante de elementos de cimentación
- Definición de la profundidad de desplante
- Resultados de las pruebas de laboratorio
- Modelo geomecánico de diseño que incluya las unidades estratigráficas, su profundidad, clasificación SUCS, propiedades índice y mecánicas
- Condiciones piezométricas para el análisis
- Descripción de la metodología de análisis.

Comentario:

Para precisar el tipo de cimentación se deberán realizar pozos a cielo abierto en el interior del edificio, controlando el nivel freático mediante bombeo puntual. En el caso de los pilotes, desde estos pozos a cielo abierto, se llevarán a cabo pruebas geofísicas, pruebas de integridad PIT o de reflexión sísmica, que permitirán determinar la longitud de estos elementos.

5.2.5 Resistencia y rigidez de la cimentación

5.2.5.1 La resistencia y rigidez de la cimentación se calculará de conformidad con los Capítulos 4 y 5 de la NTC-Cimentaciones.

5.3 Rehabilitación de la cimentación

5.3.1 Alcance

5.3.1.1 Este Capítulo es aplicable a la rehabilitación de la cimentación, a la modificación de sus elementos estructurales, así como a la recimentación y/o renivelación de un edificio existente.

5.3.1.2 En adición a lo requerido en este Capítulo, se cumplirá con lo establecido en el Capítulo 11 de la NTC-Cimentaciones.

5.3.1.3 Para la evaluación de la resistencia de los elementos estructurales de la cimentación se aplicará el Capítulo 9 de la NTC-Concreto, si los miembros son de concreto, y la sección 9.4 de la NTC-Mampostería si los elementos son de mampostería.

5.3.1.4 Para el diseño de la rehabilitación de los elementos estructurales de la cimentación se deberán cumplir los requisitos de esta Norma, en adición a los de la NTC-Concreto o NTC-Mampostería, según corresponda.

5.3.2 Deficiencias por corregir

5.3.2.1 La necesidad de rehabilitar la cimentación de un edificio se determinará a partir del modo de comportamiento de la estructura existente que se haya identificado durante la evaluación estructural.

5.3.2.2 Los edificios cuya cimentación deberá ser evaluada son los indicados en a) a d):

- a) Edificios cuya rehabilitación de la estructura demandará mayores fuerzas internas que las que pueden resistir los elementos estructurales de la cimentación ante los estados límite de servicio y falla
- b) Edificios que experimentaron daños moderados o severos en los elementos estructurales de la cimentación
- c) Edificios cuya inclinación es superior al límite establecido en la NTC-Criterios y NTC-Cimentaciones y que, por tanto, puedan requerir ser recimentados y/o renivelados
- d) Edificios con hundimiento o emersiones mayores que los límites establecidos en la NTC-Cimentaciones.

5.3.2.3 Se requerirá recimentar si la estructura rehabilitada estará sometida a fuerzas internas superiores a las de diseño y/o cuando los elementos estructurales de la cimentación estén dañados con una intensidad severa.

5.3.2.4 Será necesario considerar la renivelación, si la inclinación del edificio excede los límites establecidos en la NTC-Criterios y NTC-Cimentaciones.

5.3.2.5 Se deberá recimentar y renivelar la estructura si se cumplen los requisitos de 5.2.2.3 y 5.2.2.4 simultáneamente.

5.3.3 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño

5.3.3.1 Las demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño se calcularán a partir de NTC-Criterios, NTC Sismo y NTC-Viento.

5.3.3.2 Se deberán revisar y, en su caso, rehabilitar los elementos estructurales de la cimentación para fuerzas internas calculadas usando un factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$.

5.3.3.3 El dimensionamiento, diseño y detallado de la rehabilitación de elementos estructurales de la cimentación se hará de conformidad con los requisitos de estructuras de ductilidad alta (Capítulo 8) de la NTC-Concreto.

5.3.4 Métodos de rehabilitación

5.3.4.1 Para fines de esta Norma, se aceptará rehabilitar la cimentación mediante los métodos más comunes descritos en a) a f):

- a) Reparación y reforzamiento de elementos estructurales de la cimentación
- b) Ampliación de zapatas, losa o cajón de cimentación
- c) Reforzamiento del suelo para aumentar su resistencia y reducir su deformabilidad mediante inclusiones
- d) Utilización de micropilotes, pilotes o pilas
- e) Pilotes de control
- f) Subexcavación para verticalización.

5.3.4.2 Para algunos casos de renivelación, el lastre puede funcionar, aunque la corrección tomará tiempo.

5.3.4.3 Se aceptará usar otro método distinto a los señalados en 5.3.4.1 si es aprobado por el Director y, en su caso, el Corresponsable.

5.3.5 Reparación y reforzamiento de elementos estructurales de la cimentación

5.3.5.1 Será necesario rehabilitar los elementos estructurales de la cimentación cuando exhiben daños moderados o severos según la clasificación de 3.4.4, o bien, porque no poseen la resistencia, rigidez y/o capacidad de deformación necesarias para transmitir las fuerzas internas al suelo. En estos casos, se cumplirá con los requisitos siguientes a) a c):

- a) Se aceptará la reparación local, reparación de grietas, la sustitución de elementos dañados y el uso de anclas y conectores para su rehabilitación. Se deberán aplicar los requisitos del Capítulo 9 de esta Norma
- b) Sólo se aceptará el encamisado de concreto de elementos estructurales de la cimentación. Para el análisis, diseño, construcción y supervisión, se cumplirán los requisitos de 9.6 de esta Norma
- c) Si se amplía el tamaño de los elementos estructurales, se deberá diseñar el mecanismo de transmisión de carga entre elemento existente y la adición, de conformidad con 9.4 y 9.5 de esta Norma.

5.3.6 Adición de pilotes

5.3.6.1 Será necesario añadir pilotes cuando se deba incrementar la capacidad de carga de la cimentación a fin de resistir las acciones de diseño, y/o para renivelar el edificio. En este caso, el diseño geotécnico se realizará en términos de capacidad de carga, debiendo los pilotes tomar la totalidad del peso estático y de las solicitaciones sísmicas, incluso, se despreciará la compensación generada por cajones, de acuerdo con el 3.6.1.4 de la NTC-Cimentaciones.

5.3.6.2 Para los casos en los que el incremento del área de cimentación resulte insuficiente o sea muy compleja su construcción, será necesario añadir micropilotes, pilotes o pilas, a fin de resistir las acciones de diseño. En el caso de que también sea indispensable recuperar la verticalidad del inmueble, estos elementos de refuerzo podrán ser utilizados para tal propósito. El diseño de estos elementos de reforzamiento, se llevará a cabo en términos de capacidad de carga, tal y como se precisa en 5.7.3.6.1.

5.3.6.3 Se aceptará incluir nuevos pilotes, enteros o en segmentos que puedan unirse entre sí. En caso de pilotes segmentados, se diseñará un mecanismo para promover el comportamiento como una pieza. Se aceptará postensar los segmentos para lograr un comportamiento como una unidad.

5.3.6.4 Los pilotes se diseñarán para que puedan transmitir la carga de acuerdo con la resistencia y deformabilidad del suelo señalados en el estudio geotécnico.

5.3.6.5 Si se añaden pilas o pilotes, se deberán precargar antes de conectarse a la estructura existente. La magnitud de la precarga será determinada a partir del análisis del edificio rehabilitado.

5.3.6.6 La ampliación de cimentación, los pilotes y la estructura de transmisión a la estructura existente se revisarán de acuerdo con el Capítulo 9 de la NTC-Concreto, la NTC-Acero y 9.4 de la NTC-Mampostería, según aplique. Se aceptará usar el Capítulo 10 de la NTC-Concreto para diseñar los dados de cimentación.

Comentario:

Los micropilotes tienen diámetros entre 300 y 500 mm.

5.3.7 Ampliación de la cimentación

5.3.7.1 Cuando las nuevas solicitaciones demanden un incremento del área de la cimentación, a fin de que se satisfagan los estados límite de falla y de servicio de la NTC-Cimentaciones, se revisarán las opciones a) a e) siguientes:

- a) Ampliar las zapatas aisladas a corridas
- b) Ampliar las zapatas corridas en una dirección a corridas en ambas direcciones
- c) Ampliar zapatas corridas a losa
- d) Pasar de zapatas corridas a cajón
- e) Pasar de losa a cajón.

5.3.7.2 Cuando las colindancias y/o la cimentación existente lo permitan, se deberá considerar ampliar la cimentación con objeto de reducir los esfuerzos en el suelo y disminuir los asentamientos.

5.3.7.3 La ampliación de la cimentación deberá conectarse con la cimentación original. Se deberá diseñar un mecanismo de transmisión de cargas que promoverá el comportamiento monolítico entre los elementos existentes y nuevos.

5.3.7.4 La ampliación de la cimentación se podrá combinar con la adición de pilotes.

5.3.8 *Renivelación*

5.3.8.1 Cuando la cimentación del edificio exceda el límite establecido en la NTC-Criterios, se deberá renivelar el edificio.

5.3.8.2 Los edificios se podrán recimentar y/o renivelar usando una combinación de técnicas, como son la ampliación de las secciones de los elementos de la cimentación, hincar pilotes de control, y/o micropilotes, y/o mediante un proceso de subexcavación. La selección del método la hará el Especialista en geotecnia con apoyo del Proyectista, después de estudiar los suelos y la condición de la cimentación existente, y de analizar la congruencia del tipo de solución que elija con el Objetivo de Diseño de la Rehabilitación.

5.3.8.3 Para renivelar la estructura se podrán usar pilotes de control y subexcavación. Será necesario revisar los estados límite de falla y de servicio de la cimentación para determinar si es necesario rigidizarla y reforzarla antes de proceder a la renivelación.

5.3.9 *Pilotes de control*

5.3.9.1 Los pilotes de control se deberán diseñar para resistir la carga estática y la carga dinámica (figs. 5.3.9.3.1.a y 5.3.9.3.1.b). Para garantizar su buen funcionamiento es indispensable realizar trabajos de mantenimiento periódico.

Comentario:

Los pilotes de control fueron concebidos para estar apoyados en una capa dura de asentamiento nulo o muy pequeño.

5.3.9.2 *Diseño de pilotes de control para condiciones estáticas*

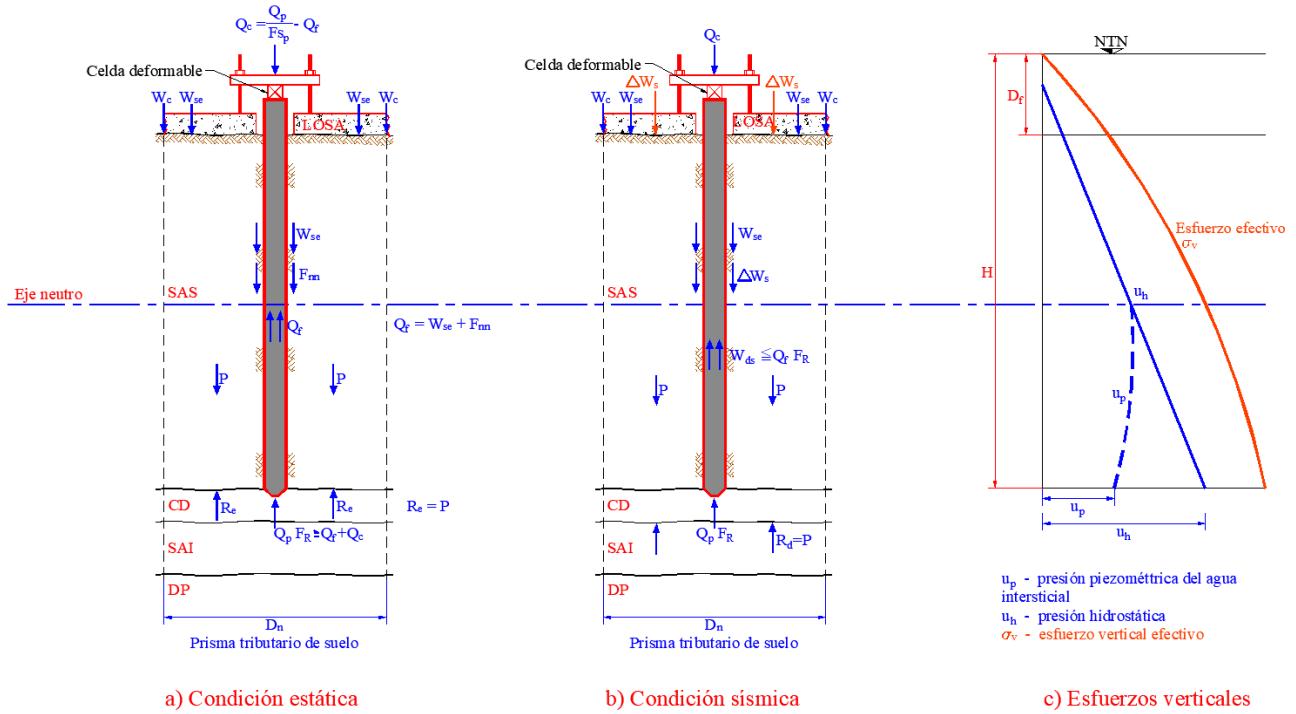
5.3.9.2.1 Para diseñar pilotes de control para condiciones estáticas, se deberá revisar que se cumplan los criterios de capacidad de carga y asentamiento. En las figs. 5.3.9.3.1.a y 5.3.9.3.1.b se muestran los diagramas de cuerpo libre para la condición estática según los dos criterios enunciados, respectivamente.

- | | |
|---|---|
| a) Carga neta | $W_{ne} = W_{te} - W_c$ |
| b) Equilibrio | $W_{se} = W_{ne} - Q_c$ |
| c) Para que no haya emersión | $W_{se} + F_m \geq Q_r$ |
| d) No penetración | $Q_f + Q_c \leq Q_p F_R$ |
| e) Carga de fluencia para la celda deformable | $Q_c \leq Q_p F_R - Q_f$ |
| f) Reacción estática de la capa dura | $R_e = W_c + P - F_m$ |
| g) Separación mínima de pilotes | $D_a = \sqrt{\frac{F_m}{\gamma_m H - U_p}}$ |

5.3.9.3 *Diseño de pilotes de control para condiciones dinámicas*

5.3.9.3.1 Para diseñar pilotes de control para condiciones dinámicas, se deberá revisar que se cumplan los criterios a) a c) siguientes. En las figs. 5.3.9.3.1.a y 5.3.9.3.1.b se muestran los diagramas de cuerpo libre para la condición dinámica según los dos criterios de diseño por carga y asentamiento, respectivamente.

- a) Carga dinámica al suelo $W_{ds} = W_{se} + \Delta W_s$
- b) Mínimo asentamiento $W_{ds} \leq Q_f F_R$
- c) Reacción de la capa dura $R_d = W_c + P + \Delta W_s$

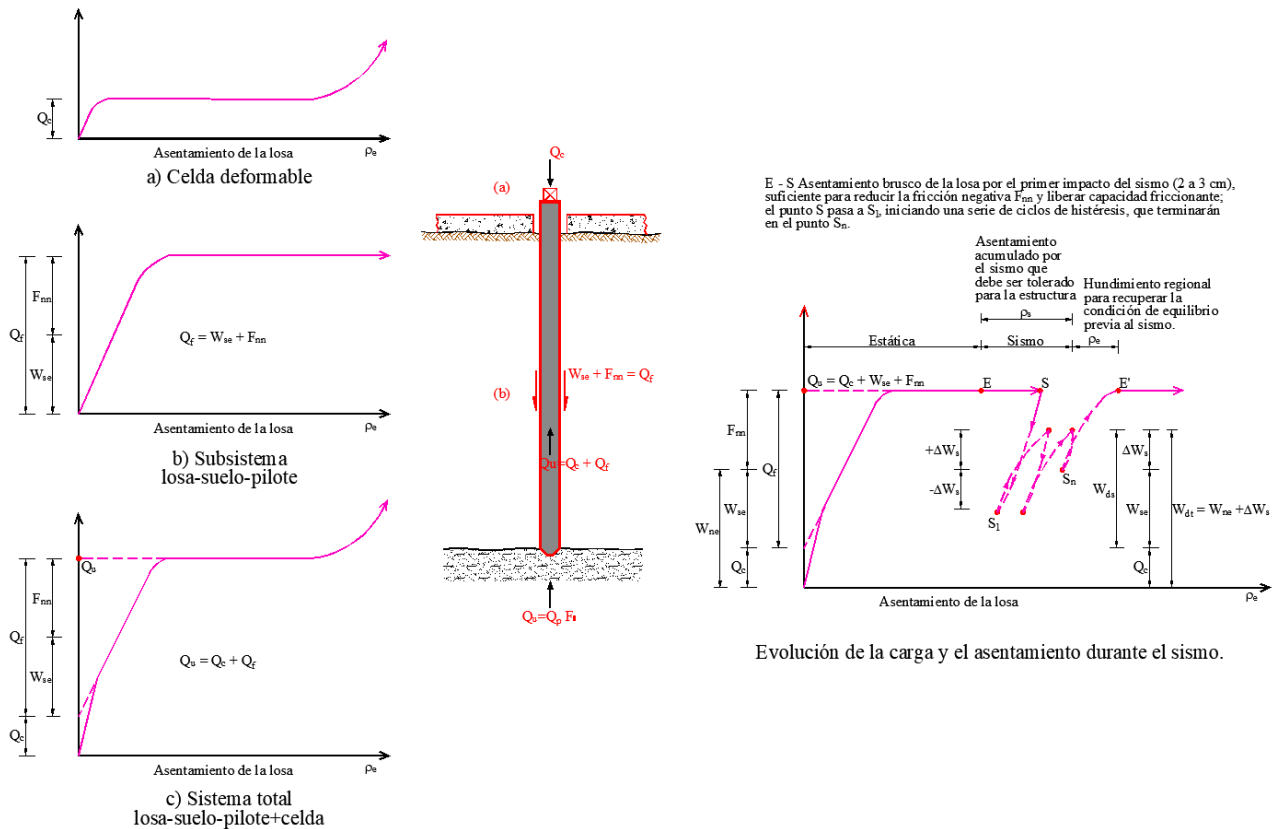


SIMBOLOGÍA

<p>W_{te} Carga total estática W_c Carga compensada W_{ne} Carga neta estática W_{se} Carga estática transmitida al suelo Q_c Carga de fluencia de la celda F_{fn} Fricción negativa Q_f Capacidad friccionante del pilote Q_p Capacidad última de punta ΔW_s Incremento de carga por sismo W_{ds} Carga dinámica al suelo R_e Reacción estática de la capa dura R_d Reacción dinámica de la capa dura</p>	<p>P Peso total del prisma de arcilla F_R Factor de resistencia (NTC-Cimentaciones) g_m Pesovolumétrico medio del suelo H Profundidad de la capa dura NTN Nivel de terreno natural SAS Serie arcillosa superior CD Capa dura SAI Serie arcillosa inferior Dp Depósitos profundos</p>
---	---

DISEÑO POR CONDICIÓN ESTÁTICA	
ECUACIÓN	CONDICIÓN
$W_{ne} = W_{te} - W_c$	Carga neta
$W_{se} = W_{ne} - Q_c$	Equilibrio
$W_{se} + F_{fn} \geq Q_f$	Para que no haya emersión
$Q_f + Q_c \leq Q_p \cdot F_R$	No penetración
$Q_c \leq Q_p \cdot F_R \cdot Q_f$	Carga de fluencia para la celda deformable
$R_e = W_c + P - F_{fn}$	Reacción estática de la capa dura
$D_n = \sqrt{\frac{F_{fn}}{\gamma_m H - u_b}}$	Separación mínima de pilotes
DISEÑO POR CONDICIÓN SÍSMICA	
$W_{ds} = W_{se} + \Delta W_s$	Carga dinámica al suelo
$W_{ds} \leq Q_f \cdot F_R$	Mínimo asentamiento
$R_d = W_c + P + \Delta W_s$	Reacción de la capa dura

Figura 5.3.9.3.1.a - Diseño de pilotes de control para a) condición estática, b) condición dinámica y c) esfuerzos verticales (tomada de Tamez, 1988)



Diagramas asentamiento-carga; (a) de la celda deformada, (b) subsistema losa-suelo-pilote y (c) del sistema total, bajo carga estática.

Figura 5.3.9.3.1.b - Diagramas de asentamiento-carga a) de la celda deformada, b) subsistemas losa-suelo-pilote y c) del sistema total, bajo cargas estáticas (tomada de Tamez, 1988)

Comentario:
 Para el diseño de pilotes de control se sigue el criterio de Tamez (1988).

5.3.10 Subexcavación

5.3.10.1 Si se opta por aplicar el método de subexcavación para renivelar el edificio, se podrá hacer desde cepas, túneles o lumbreras practicadas bajo la cimentación. La extracción del suelo deberá hacerse de manera controlada, de modo de tomar la decisión a tiempo de cuando detener el proceso.

5.3.10.2 Antes de aplicar la subexcavación, se deberá revisar la rigidez y resistencia de la cimentación y, en caso de que sea deficiente, se rehabilita.

5.3.10.3 Durante la subexcavación, se deberá instrumentar la estructura de modo de llevar un control de desplazamientos e inclinaciones de la estructura.

Comentario:
 El método de subexcavación consiste en practicar perforaciones horizontales o inclinadas de pequeño diámetro en la parte menos hundida de una estructura, que su colapso (o cierre) genere la deformabilidad que reduce la inclinación. Las perforaciones, en general, se hacen por debajo del nivel de desplante de la cimentación, en un estrado de suelo blando.

5.3.11 *Mejoramiento de suelo*

5.3.11.1 Adicionalmente a las técnicas de los 5.3.5 a 5.3.10, se podrán aplicar métodos de mejoramiento de suelo para incrementar su resistencia y rigidez.

5.3.11.2 Se aceptará mejorar el suelo mediante inyecciones o inclusiones rígidas o flexibles. Ellas deberán cumplir con lo indicado en el Capítulo 11 de la NTC-Cimentaciones.

5.3.8.3 Las inyecciones serán cilindros esbeltos de mortero simple y las láminas laterales que los complementan por el asociado fracturamiento hidráulico del suelo, cuyo conjunto constituye una estructura de mortero dentro de la masa de suelo que reduce la deformabilidad original de los suelos arcillosos. Las perforaciones para inyección podrán contar con una funda de geotextil y tubos de manguito que permitan el fracturamiento del suelo por mejorar (Santoyo, et al., 2005).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

6. REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

6.1 Alcance

6.1.1 En este capítulo se establecen los requisitos para la evaluación y rehabilitación sísmica de los elementos de mampostería del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo de un edificio existente. Estos requisitos aplican a elementos existentes de mampostería, elementos rehabilitados de mampostería, y elementos nuevos de mampostería adicionados a un edificio existente. En este capítulo se especifican requisitos mínimos para:

- a) Recolección de información para la obtención de las propiedades de los materiales (véase 6.2)
- b) Diseño y análisis de elementos de mampostería (véase 6.3)
- c) Modelado, resistencia de los elementos, criterios de aceptación y técnicas de rehabilitación para muros de carga de mampostería simple (véase 6.4)
- d) Modelado, resistencia de los elementos, criterios de aceptación y técnicas de rehabilitación para muros de carga de mampostería confinada (véase 6.5)
- e) Modelado, resistencia de los elementos, criterios de aceptación y técnicas de rehabilitación para muros de carga de mampostería con refuerzo interior (véase 6.6)
- f) Modelado, resistencia de los elementos, criterios de aceptación y técnicas de rehabilitación para muros diafragma de mampostería (véase 6.7).

6.1.2 Las modalidades de muros de mampostería incluidas en este capítulo son mampostería simple, mampostería confinada, mampostería reforzada interiormente y muros diafragma construidos con piezas prismáticas artesanales o industrializadas de arcilla y concreto.

Comentario:

Para la evaluación y rehabilitación de estructuras de adobe se recomienda consultar el inciso 6.9.8 de INIFED (2021d) y en el Capítulo 10 de SMIE (2019).

6.2 Propiedades de los materiales e inspección de la condición

6.2.1 Información básica

6.2.1.1 La información básica que deberá recolectarse deberá ser la que se indica en 3.4 de esta Norma.

6.2.2 Determinación de las propiedades de los materiales

6.2.2.1 En el caso de muros de mampostería existentes, las propiedades de la mampostería se deberán obtener a partir de lo establecido en 3.4.5.8.4.

6.2.2.3 Las propiedades de los materiales adicionados en la rehabilitación deberán cumplir con lo establecido en la NTC-Mampostería, NTC-Concreto y NTC-Acero, según corresponda.

6.2.3 Clasificación del daño en los elementos de la edificación

6.2.3.1 Modo de comportamiento

6.2.3.1.1 El modo de comportamiento corresponderá con 3.4.4.1 de esta Norma.

Comentario:

La filosofía de diseño del Reglamento y de sus Normas se basa en que las estructuras exhiban, predominantemente modos de comportamiento dúctil (como flexión, por ejemplo). Ello implica que los modos de comportamiento frágil no se presenten antes que ocurran los dúctiles, o bien que estén acotados mediante requisitos estrictos de resistencia y capacidad de desplazamiento. En el caso de las estructuras de mampostería, las modalidades de mampostería tienden a desarrollar comportamientos caracterizados por agrietamientos inclinados en los que controla la fuerza cortante. Para la evaluación estructural, y la eventual rehabilitación, es importante conocer los modos de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, de modo de definir la jerarquía de intervención

dando prioridad a desarrollar modos dúctiles. El impacto del daño se debiera considerar en términos de las capacidades de resistencia, deformación y rigidez.

6.2.3.2 *Intensidad de daño*

6.2.3.2.1 La intensidad o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar de acuerdo con 3.4.4.2 de esta Norma.

6.2.4 *Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación*

6.2.4.1 *Impacto del daño*

6.2.4.1.1 El impacto del daño deberá evaluarse de conformidad con 3.4.4.3.1 de esta Norma.

Comentario:

La filosofía de diseño de muros de mampostería se basa en eliminar grietas, o bien en limitar su anchura a valores tolerables. No existe una clasificación universal y absoluta de anchura de grietas que pueda considerarse peligrosa, ya que depende de la función de la estructura, el tipo de acción y la forma de grieta y el tipo de mampostería, entre otros. En SMIE (2019) se recomiendan métodos para medir la anchura y monitorear las grietas.

6.2.4.2 *Edificación sin daño estructural*

6.2.4.2.1 Si la edificación de mampostería no cuenta con daño estructural deberá procederse como se indica en 3.4.4.3.2 de esta Norma.

6.2.4.3 *Capacidad remanente*

6.2.4.3.1 La capacidad remanente de la estructura se evaluará como se indica en 3.4.4.3.3 de esta Norma.

Comentario:

La capacidad remanente es un indicador útil para definir la jerarquía de modos de comportamiento de una estructura, así como para establecer la necesidad, o no, de rehabilitarla. Esta capacidad (de resistencia, deformación y rigidez) disminuye con el daño en el elemento y en la estructura en general. Igualmente decae más rápido si el modo de comportamiento es frágil, como el controlado por cortante. Se puede suponer que una estructura de mampostería con daño nulo a moderado mantiene la resistencia de la mampostería y que su rigidez inicial es, al menos, de dos terceras partes de la rigidez de la estructura original. Para daños severos o muy graves, se puede usar una contribución de la resistencia del 80 por ciento de la original, y una rigidez de un tercio de la original.

6.2.4.4 *Cálculo de la capacidad estructural*

6.2.4.4.1 Para obtener la capacidad estructural deberá cumplirse con 3.4.4.3.4 de esta Norma.

Comentario:

La capacidad de una estructura depende de varios factores como son la idoneidad del diseño, calidad de construcción, grado de conservación y mantenimiento, tipo y magnitud de daño, principalmente. Es deseable que el diseñador estructural tome en cuenta cómo afectan estos factores a fin de determinar la conveniencia de rehabilitar.

6.2.4.5 *Consideraciones para evaluar la seguridad estructural*

6.2.4.5.1 Las condiciones para evaluar la seguridad estructural de estructuras de mampostería deberán considerar 3.4.4.3.5 y 3.4.4.3.6 de esta Norma.

6.2.5 *Determinación de la necesidad de rehabilitación*

6.2.5.1 La necesidad de rehabilitación de la estructura se determinará como se indica en 3.4.4.3.7 de esta Norma.

Comentario:

La comparación de la resistencia de entrepiso con el cortante actuante proporciona una buena idea sobre la calidad del desempeño de la estructura. La densidad de muros es otro parámetro útil para tener una evaluación global rápida. Una vez que, de la evaluación, se ha concluido que es necesario rehabilitar, la decisión se centra en minimizar la intervención, asegurar que se pueda construir y optimizar los costos globales (SMIE, 2019). La intervención debiera considerar, entre otros aspectos: costos, tanto iniciales como a largo plazo; durabilidad de los elementos originales, de los nuevos y de la interacción entre ellos; mano de obra y equipos disponibles; necesidad, o no, de mantener ocupado el edificio mientras se realizan los trabajos de rehabilitación; estética; conservación del carácter histórico; y duración de la construcción. En términos generales, se recomienda que la rehabilitación disminuya o elimine irregularidades de rigidez o resistencias, minimice modificaciones de rigideces locales, y proteja elementos no estructurales vulnerables a desplazamientos o velocidades.

6.3 Hipótesis generales y requisitos

6.3.1 Modelado y diseño

6.3.1.1 Se deberá cumplir con lo señalado en los Capítulos 3 y 4 de la NTC-Mampostería.

6.3.1.2 Si la estructura es de dos niveles o menos, deberá clasificarse como Clase C, o en su defecto como Clase B, de acuerdo con la tabla 2.6.2 de esta Norma y deberán seguirse los procedimientos de análisis indicados en dicha tabla e ilustrados en la fig. 1.5.1.c.

6.3.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

6.3.2.1 Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deberán diseñar y ejecutar de manera de alcanzar un comportamiento monolítico y de asegurar la transmisión de fuerzas entre ellos. Se admitirá usar anclas, fijadores o pernos adhesivos o de percusión (estos últimos son instalados mediante cargas explosivas de potencia controlada). Se deberá cumplir con lo establecido en 9.5 de esta Norma.

6.4 Muros de carga de mampostería simple

6.4.1 Esta sección aplica para muros de mampostería simple de piezas artificiales. Adicionalmente, se considerarán como muros de mampostería simple aquellos que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento con castillos y dalas, no cumplan los requisitos de los Capítulos 6 y 7 de la NTC-Mampostería. Para el diseño de estructuras nuevas, no podrá utilizarse mampostería simple como material de rehabilitación de una edificación existente. Los requisitos de esta sección se utilizarán solamente para la evaluación de estructuras existentes. No se considerará como muros a aquellos elementos con espesor, t , menor que 100 mm. Para la revisión de esta modalidad de mampostería se usará un factor de comportamiento sísmico $Q=1.0$.

Comentario:

En caso de edificaciones de adobe, se recomienda consultar SMIE (2019).

6.4.1 Muros de carga de mampostería simple sujetos a acciones en el plano

6.4.1.1 Rigidez de muros de mampostería simple sujetos a acciones en el plano

6.4.1.1.1 La rigidez de muros de carga de mampostería simple sujetos a acciones se deberá determinar considerando las deformaciones axiales, a flexión y cortante.

6.4.1.1.2 Las piezas de mampostería y el mortero deberán considerarse como un medio homogéneo para definir la rigidez de los muros.

6.4.1.1.3 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los muros. Se aceptará reducir la rigidez lateral de cada muro con el factor de reducción λ_K del Apéndice B de esta Norma, según su modo de comportamiento y la intensidad del daño.

Comentario:

Si la estructura está dañada, el modo de comportamiento de los muros podrá ser evidente. Si no tiene daños o son ligeros, es conveniente revisar las resistencias para distintos modos de falla o comportamiento. El modo de falla que controle el desempeño del muro será el asociado a la resistencia menor.

6.4.1.2 Resistencia de muros de mampostería simple sujetos a acciones en el plano

6.4.1.2.1 Fuerzas y momentos para revisión

6.4.1.2.1.1 Las fuerzas y momentos se obtendrán a partir de los análisis indicados en 3.1.2 y 3.1.3 de la NTC-Mampostería, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente. La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería no reforzada deberá revisarse para el efecto de carga axial, fuerza cortante, momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

6.4.1.2.1.2 Se considerará a las fuerzas internas que obran sobre los muros de mampostería simple como controlados por fuerza. Por lo tanto, sus resistencias se calcularán con valores de resistencia de la mampostería del límite inferior, de conformidad con lo indicado en 3.4.5.8.4 de esta Norma.

6.4.1.2.2 Resistencia a compresión

6.4.1.2.2.1 La carga vertical resistente P_R de un muro de mampostería simple sin daño, se calculará con la ec. 6.4.1.2.2.1:

$$P_R = F_R F_E f'_m A_T \quad (6.4.1.2.2.1)$$

F_E se obtendrá de acuerdo con 3.1.2 de la NTC-Mampostería. F_R se tomará igual a 1.0 para fines de evaluación.

6.4.1.2.3 Resistencia a flexocompresión

6.4.1.2.3.1 La resistencia a flexocompresión se calculará, según la teoría de resistencia de materiales, suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f'_m . El factor de reducción F_R se tomará igual a 1.0.

6.4.1.2.4 Resistencia a cargas laterales

6.4.1.2.4.1 La fuerza cortante resistente, V_{mR} , de un muro de mampostería simple sin daño, se determinará con la ec. 6.4.1.2.4.1:

$$V_{mR} = F_R (0.5 v'_m A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v'_m A_T \quad (6.4.1.2.4.1)$$

F_R se tomará igual a 1.0 para fines de evaluación. P se deberá tomar positiva en compresión. La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical es de tensión, se tomará $V_{mR} = 0$.

Comentario:

Los factores de resistencia para revisar estructuras de mampostería simple, no confinada o no reforzada interiormente son unitarios a diferencia de los valores bajos que se usaron en diseño (iguales a 0.3) que consideraban el modo de comportamiento inherentemente frágil de esta modalidad constructiva. Este tipo de estructuras tienen casi nula capacidad para redistribuir fuerzas verticales y/o laterales una vez que se alcanza la resistencia, lo que incrementa las probabilidades de colapsos locales o totales.

6.4.1.2.4.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la resistencia a cargas laterales. Se aceptará usar el factor de reducción de resistencia λ_R del Apéndice B de esta Norma para disminuir la resistencia en función del modo de comportamiento y la intensidad del daño.

6.4.1.3 *Criterio de aceptación para muros de mampostería simple sujetos a acciones en el plano*

6.4.1.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería simple serán la resistencia lateral y la capacidad de deformación. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan. Sobre el criterio de aceptación de capacidad de deformación, se deberá cumplir con las distorsiones permisibles señaladas en la tabla 4.3.3.1 de la NTC-Sismo.

6.4.1.4 *Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería simple sujetos a acciones en el plano*

6.4.1.4.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación indicadas de a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería simple sujetos a acciones en el plano, ya sea solas o combinadas:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma).

6.4.2 *Muros de carga de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano***6.4.2.1** *Rigidez de muros de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano*

6.4.2.2.1 Se deberá cumplir con las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería. Se aceptará despreñar la rigidez de muros de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano.

6.4.2.2 *Resistencia de muros de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano*

6.4.2.3.1 La resistencia ante cargas laterales de un muro de carga de mampostería simple deberá revisarse para el efecto de carga axial y momentos flexionantes normales a su plano.

6.4.2.3 *Criterio de aceptación para muros de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano*

6.4.2.4.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería simple será la resistencia fuera del plano. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda.

6.4.2.4 *Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano*

6.4.2.5.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería simple sujetos a acciones fuera del plano, ya sea solas o combinadas:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma).

6.5 *Muros de carga de mampostería confinada*

6.5.1 Para que los muros sean considerados como confinados deberán cumplir con 6.2 de la NTC-Mampostería. En caso de que la estructura en estudio sea Clase C, de acuerdo con la clasificación de la tabla 2.6.2 de esta Norma, la estructura podrá analizarse mediante el Método Simplificado especificado en 9.4 de la NTC-Mampostería.

6.5.2 Muros de carga de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano

6.5.2.1 Rigidez de muros de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano

6.5.2.1.1 Se deberán utilizar las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería.

6.5.2.1.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los muros. Se aceptará reducir la rigidez lateral con el factor de reducción λ_K del Apéndice B de esta Norma, según su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.5.2.2 Resistencia de muros de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano

6.5.2.2.1 La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería confinada deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante y de momentos flexionantes en su plano. La resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro se deberá calcular de acuerdo con 6.4 de la NTC-Mampostería. La resistencia a cargas laterales se deberá calcular de acuerdo con 6.5 de la NTC-Mampostería.

6.5.2.2.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la resistencia a cargas laterales. Se aceptará usar el factor de reducción de resistencia λ_R del Apéndice B de esta Norma para disminuir la resistencia en función de su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.5.2.3 Criterio de aceptación para muros de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano

6.5.2.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería simple será la resistencia en el plano. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan.

6.5.2.4 Modelación de muros de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano mediante criterios de diseño por desempeño

6.5.2.4.1 Si se opta por evaluar y/o rehabilitar el edificio mediante criterios de diseño por desempeño, se deberán modelar los muros de acuerdo con las tablas 6.5.2.4.1.a y 6.5.2.4.1.b y la fig. 6.5.2.4.1.

Comentario:

Se permite modelar estructuras a base de muros de carga de mampostería confinada con criterios de diseño por desempeño. La propuesta se basa en experimentos ante cargas monótonas y cíclicas de muros de mampostería confinada con modo de comportamiento controlado por cortante. El modelo es aplicable a muros con castillos en sus bordes, refuerzo longitudinal de castillos hecho con varias barras de refuerzo, sin refuerzo horizontal en las juntas, sin aberturas y con relación altura-longitud entre 0.7 y 1.2 (Riahi et al., 2009).

Tabla 6.5.2.4.1 – Modelación de muros de mampostería confinada mediante criterios de diseño por desempeño

Parámetro	Ecuación
Carga de agrietamiento inclinado, V_{agr}	$V_{agr} = 0.424v'_m + 0.374\sigma \leq v'_m$ $(V_{agr} = 4.32v'_m + 3.82\sigma \leq v'_m)$
Resistencia a cortante, $V_{m\acute{a}x}$	$V_{m\acute{a}x} = 0.21v'_m + 0.363\sigma + 0.0141\sqrt{\rho_{estc}f_yestcfc'} \geq V_{agr}$ $(V_{m\acute{a}x} = 2.14v'_m + 3.7\sigma + 0.14\sqrt{\rho_{estc}f_yestcfc'} \geq V_{agr})$
Resistencia última, V_u	$V_u = 0.8 V_{m\acute{a}x}$
Distorsión de agrietamiento, δ_{agr}	$\delta_{agr} = \gamma \frac{V_{agr}}{\sqrt{f'_m}}, \quad \gamma = \begin{pmatrix} 1.13 - \text{piezas de arcilla} \\ 0.72 - \text{piezas de concreto} \end{pmatrix}$
Distorsión a la resistencia, $\delta_{m\acute{a}x}$	$\delta_{m\acute{a}x} = 0.65\delta_u$
Distorsión última, δ_u	$\delta_{ult} = \mu\gamma \frac{V_{m\acute{a}x}}{\sqrt{f'_m}}$ $\mu = \frac{0.5}{V_{m\acute{a}x}^2} + 1.3 \leq 6$

Tabla 6.5.2.4.1.b – Distorsión aceptable de muros de mampostería confinada modelados mediante criterios de diseño por desempeño

	Criterio de aceptación		
	Nivel de desempeño		
	OI	SV	PC
Distorsión, % (arcilla)	0.23	0.52	0.70
Distorsión, % (concreto)	0.19	0.44	0.59

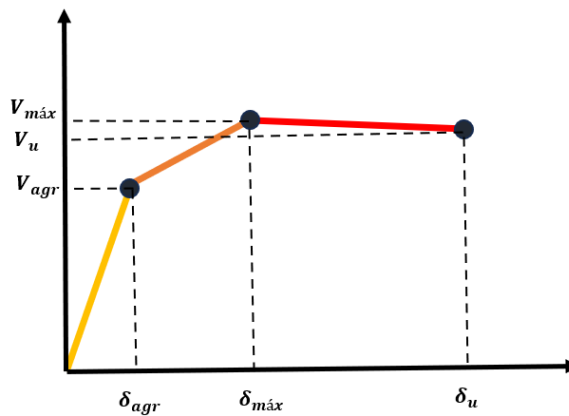


Figura 6.5.2.4.1 – Parámetros para modelar muros de mampostería confinada según criterios de diseño por desempeño

6.5.2.5 *Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano*

6.5.2.5.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano, ya sea solas o en combinación:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma).

6.5.3 *Muros de carga de mampostería confinada sujetos a acciones fuera del plano*

6.5.3.1 *Rigidez de muros de mampostería confinada sujetos a acciones fuera del plano*

6.5.3.1.1 Se deberán utilizar las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería.

6.5.3.1.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los muros. Se aceptará reducir la rigidez lateral con el factor de reducción λ_k del Apéndice B de esta Norma, según su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.5.3.2 *Resistencia de muros de mampostería confinada sujetos a acciones fuera del plano*

6.5.3.2.1 La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería confinada deberá revisarse para el efecto de carga axial y momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. La resistencia a flexocompresión se calculará de acuerdo con 4.1.8 de la NTC-Mampostería.

6.5.3.2.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la resistencia a cargas laterales. Se aceptará usar el factor de reducción de resistencia λ_R del Apéndice B de esta Norma para disminuir la resistencia en función de su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.5.3.3 *Criterio de aceptación para muros de mampostería confinada sujetos a acciones fuera del plano*

6.5.3.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería simple será la resistencia fuera del plano. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan.

6.5.3.4 *Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería confinada sujetos a acciones fuera del plano*

6.5.3.4.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería confinada sujetos a acciones en el plano, ya sea solas o en combinación:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma).

6.6 *Muros de carga de mampostería con refuerzo interior*

6.6.1 Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos del Capítulo 7 de la NTC-Mampostería. En caso de que la estructura en estudio sea Clase C, de acuerdo con la clasificación de la Tabla 2.6.2 de esta Norma, la estructura podrá analizarse mediante el Método Simplificado especificado en 9.4 de la NTC-Mampostería.

6.6.2 Muros de carga de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano**6.6.2.1 Rigidez de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano**

6.6.2.1.1 Se deberán utilizar las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería.

6.6.2.1.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los muros. Se aceptará reducir la rigidez lateral con el factor de reducción λ_k del Apéndice B de esta Norma, según su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.6.2.2 Resistencia de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano

6.6.2.2.1 La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería reforzada interiormente deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. La resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro se deberá calcular de acuerdo con 7.3 de la NTC-Mampostería. La resistencia a cargas laterales se deberá calcular de acuerdo con 7.4 de la NTC-Mampostería.

6.6.2.2.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la resistencia a cargas laterales. Se aceptará usar el factor de reducción de resistencia λ_R del Apéndice B de esta Norma para disminuir la resistencia en función de su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.6.2.3 Criterio de aceptación para muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano

6.6.2.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería con refuerzo interior será la resistencia ante cargas en el plano. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan.

6.6.2.4 Modelación de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano mediante criterios de diseño por desempeño

6.6.2.4.1 Si se opta por evaluar y/o rehabilitar el edificio mediante criterios de diseño por desempeño, se deberán modelar los muros de acuerdo con la versión vigente de ASCE 41, siempre que se demuestre que se cumplen los requisitos ahí establecidos.

6.6.2.5 Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano

6.6.2.5.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones en el plano:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento.

6.6.3 Muros de carga de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano**6.6.3.1 Rigidez de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano**

6.6.3.1.1 Se deberán utilizar las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería.

6.6.3.1.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los muros. Se aceptará reducir la rigidez lateral con el factor de reducción λ_k del Apéndice B de esta Norma, según su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.6.3.2 Resistencia de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano

6.6.3.2.1 La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería reforzada interiormente deberá revisarse para el efecto de carga axial y momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. La resistencia a flexocompresión se calculará de acuerdo con 4.1.8 de la NTC-Mampostería.

6.6.3.2.2 Se deberá considerar el efecto del daño en la resistencia a cargas laterales. Se aceptará usar el factor de reducción de resistencia λ_R del Apéndice B de esta Norma para disminuir la resistencia en función de su modo de comportamiento y la intensidad o severidad del daño.

6.6.3.3 Criterio de aceptación para muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano

6.6.3.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros de carga de mampostería con refuerzo interior será la resistencia. El criterio de aceptación de resistencia lateral será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan.

6.6.3.4 Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano

6.6.3.4.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a e) en estructuras con muros de carga de mampostería con refuerzo interior sujetos a acciones fuera del plano:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma).

6.7 Muros diafragma de mampostería

6.7.1 Este capítulo se aplica a la evaluación de muros diafragma rodeados por vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales. El diseño de muros diafragma nuevos deberá cumplir con el Capítulo 5 de la NTC-Mampostería.

6.7.2 Si se opta por añadir muros diafragma como técnica de rehabilitación, éstos deberán ser confinados o reforzados interiormente y deberán cumplir con las especificaciones del Capítulo 5 de la NTC-Mampostería.

Comentario:

Se ha visto, en ensayos experimentales, que los muros diafragma de mampostería simple pueden fallar fuera del plano una vez que han desarrollado algún tipo de agrietamiento durante un sismo. El confinamiento o el refuerzo interior reducen la vulnerabilidad del muro por falla fuera del plano y mejora el desempeño de los muros en su plano.

6.7.3 Muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.1 Rigidez de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.1.1 Se deberá tomar en cuenta la rigidez lateral de los muros diafragma para estimar la distribución de las fuerzas laterales en los elementos resistentes de la estructura. Para tal efecto, se deberá emplear cualquier modelo de análisis que satisfaga el criterio de 3.1.1 de la NTC-Mampostería. Optativamente, podrá utilizarse el modelo de la diagonal equivalente. En ese caso, se aceptará que el muro se sustituya por un elemento diagonal biarticulado a compresión cuya geometría se define en 5.2.3 de la NTC-Mampostería.

6.7.3.1.2 Para el cálculo de las distorsiones de entrepiso y su comparación con las distorsiones límite señaladas en la NTC-Sismo se deberá reducir la rigidez de los muros diafragma de acuerdo con 5.6.1 de la NTC-Mampostería.

Comentario:

Para el caso de muros diafragma de mampostería no se cuenta con factores λ_K , λ_R y λ_D ; sin embargo, se podrán tomar como referencia los factores λ_K , λ_R y λ_D del Apéndice B de esta Norma, asociados a muros de carga de mampostería contruidos con el mismo tipo de piezas y con modos de comportamiento similares.

6.7.3.2 Resistencia de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.2.1 Se revisará que las resistencias de diseño por aplastamiento, por deslizamiento y a tensión diagonal, calculadas en 5.3, 5.4 y 5.5 de la NTC- Mampostería, respectivamente, con $F_R=1.0$ sean iguales o superiores a la fuerza cortante de diseño. La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con 5.2 de la NTC-Mampostería.

6.7.3.2.2 Se deberá revisar la interacción marco-muro diafragma de acuerdo con 5.8 de la NTC-Mampostería.

6.7.3.3 Modelo de puntales y tensores de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.3.1 Se aceptará usar el método de puntales y tensores para la evaluación de la resistencia lateral de los muros diafragma.

6.7.3.4 Criterio de aceptación para muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.4.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros diafragma de mampostería serán la resistencia y la capacidad de deformación. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan. Sobre el criterio de aceptación de capacidad de deformación, se deberán cumplir con las distorsiones permisibles señaladas en la tabla 4.3.3.1 de la NTC-Sismo.

6.7.3.5 Modelación de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano mediante criterios de diseño por desempeño

6.7.3.5.1 Si se opta por evaluar y/o rehabilitar el edificio mediante criterios de diseño por desempeño, se deberán modelar los muros diafragma de acuerdo con la versión vigente de ASCE 41, siempre que se demuestre que se cumplen los requisitos ahí establecidos.

6.7.3.6 Técnicas de rehabilitación de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano

6.7.3.6.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a f) en estructuras con muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma)
- f) Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería (véase 9.13 de esta Norma).

6.7.4 Muros diafragma de mampostería sujetos a acciones fuera del plano

6.7.4.1 Rigidez de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones fuera del plano

6.7.4.1.1 Se deberán cumplir las especificaciones del Capítulo 3 de la NTC-Mampostería.

6.7.4.2 Resistencia de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones fuera del plano

6.7.4.2.1 Se deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano. Para lograrlo, se diseñará y detallará la unión entre el marco y el muro diafragma y se reforzará el muro con castillos o refuerzo interior. La resistencia a flexión perpendicular al plano del muro se calculará de acuerdo con 4.1.8 de la NTC Mampostería.

6.7.4.3 *Criterio de aceptación para muros diafragma de mampostería sujetos a acciones fuera del plano*

6.7.4.3.1 El criterio de aceptación para una estructura con muros diafragma de mampostería será la resistencia. El criterio de aceptación de resistencia será que la resistencia de diseño, usando $F_R=1.0$, sea al menos igual o mayor que la demanda calculada con los factores de carga que correspondan.

6.7.4.4 *Técnicas de rehabilitación de muros diafragma de mampostería sujetos a acciones fuera del plano*

6.7.4.4.1 Se podrán utilizar las técnicas de rehabilitación a) a f) en estructuras con muros diafragma de mampostería sujetos a acciones en el plano:

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2 de esta Norma)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3 de esta Norma)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4 de esta Norma)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma)
- e) Adición de elementos de confinamiento (véase 9.15 de esta Norma)
- f) Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería (véase 9.13 de esta Norma).

6.8 *Otras modalidades*

6.8.1 En el caso de muros de mampostería con contraventeo inclinado hecho a base de elementos de concreto (conocidas como “cruces de San Andrés”), se aceptará considerar la contribución de los elementos de concreto a la resistencia y rigidez laterales si se confirma en obra el adecuado anclaje a tensión del refuerzo longitudinal de dichos elementos en las columnas de borde.

Comentario:

Es usual encontrar edificios de concreto en los cuales se usaron contraventeos de concreto, rellenos o no de mampostería, con la idea de incrementar la resistencia y rigidez laterales. La efectividad de los elementos de contraventeo de concreto depende de la capacidad de transmitir fuerzas de tensión a los elementos de borde, normalmente columnas. Si la longitud de desarrollo de las barras, sean rectas o con dobleces, no es suficiente, la contribución a la resistencia y a la rigidez laterales del contraventeo será despreciable.

6.9 *Cimentaciones de mampostería*

6.9.1 *Tipos de cimentaciones de mampostería*

6.9.1.1 Cualquier tipo de cimentación de mampostería se deberá evaluar o rehabilitar de acuerdo con esta sección.

6.9.2 *Evaluación de cimentaciones de mampostería existentes*

6.9.2.1 La evaluación de una cimentación de mampostería se deberá realizar de acuerdo con el Capítulo 5 de esta Norma y las disposiciones del Capítulo 9 de la NTC-Mampostería en caso de que el cimiento esté hecho con piedras naturales.

6.9.3 *Técnicas de rehabilitación de cimentaciones de mampostería*

6.9.3.1 La rehabilitación de una cimentación de mampostería se deberá realizar de acuerdo con 5.7 de esta Norma.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

7. REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

7.1 Alcance

7.1.1 En este capítulo se establecen los requisitos específicos para la evaluación y rehabilitación sísmica de los elementos de concreto del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo de un edificio existente. Estos requisitos aplican a elementos existentes de concreto, elementos rehabilitados de concreto, y elementos nuevos de concreto. Las disposiciones de esta Norma no aplican a estructuras compuestas con perfiles metálicos rehabilitados con concreto.

7.1.2 En este capítulo se describirán los siguientes puntos:

- a) Procedimientos de levantamiento de información para la obtención de las propiedades de los materiales y evaluar la condición del edificio (véase 7.2)
- b) Requisitos generales de diseño y análisis para elementos de concreto (véase 7.3)
- c) Procedimientos de modelado, resistencia de los elementos, criterios de aceptación, y medidas de rehabilitación para marcos de concreto, marcos de concreto con muros diafragma de mampostería, muros de concreto, y marcos contraventados (véase 7.4 a 7.5)
- d) Procedimientos de modelado, resistencia, criterios de aceptación, y medidas de rehabilitación para diafragmas de concreto y cimentaciones de concreto (véase 7.6).

7.1.3 Las técnicas de rehabilitación y sus criterios específicos de análisis, diseño y de aceptación se encuentran en el Capítulo 9 de esta Norma.

Comentario:

Varias secciones de este capítulo están basadas en el documento ACI 369.1R(22).

Los criterios son aplicables a los distintos procedimientos de análisis que se hayan seleccionado. Lo correspondiente a usar criterios de diseño por desempeño sólo es aplicable si se opta por este método de evaluación y rehabilitación. El Proyectista y el Propietario o Poseedor han de tener presente que este tipo de evaluación y diseño de la rehabilitación es más complejo y costoso, de modo que se justifica para estructuras de grandes dimensiones y/o con estructuración y geometría complejas. También lo es si el Propietario o Poseedor opta porque el edificio exhiba un desempeño superior al mínimo requerido por las Normas.

7.2 Propiedades de los materiales e inspección de la condición de edificios de concreto

7.2.1 Requisitos generales

7.2.1.1 Las propiedades mecánicas para materiales colados en sitio se deberán obtener de dibujos, especificaciones y otros documentos disponibles para el edificio existente de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 3 y 4 de esta Norma. No será necesario realizar pruebas de materiales para edificios Clase C (tabla 2.6.2) y se aceptará el uso de las propiedades históricas.

7.2.2.2 Para edificios Clase A y B (tabla 2.6.2) se determinarán las propiedades de los materiales según lo señalado en 3.4.6.2.5.

7.2.2 Propiedades de los materiales y elementos colados en sitio

7.2.2.1 Propiedades de los materiales

7.2.2.1.1 Requisitos generales

7.2.2.1.1.1 Las siguientes propiedades de los materiales y elementos se deberán obtener de la estructura existente:

- a) Resistencia a la compresión del concreto
- b) Esfuerzo de fluencia y resistencia a la tensión del acero de refuerzo sin presfuerzo y presforzado, colado en sitio, anclas postinstaladas y aditamentos de conexiones metálicas.

7.2.2.1.1.2 Cuando sea necesario realizar pruebas de los materiales de acuerdo con el Capítulo 3 de esta Norma, las pruebas para cuantificar las propiedades de los materiales deberán cumplir con los requisitos de 3.4.6. La frecuencia del muestreo, incluyendo el número mínimo de pruebas para determinar las propiedades del material, deberán cumplir con los requisitos de 3.4.6.2.

7.2.2.1.2 Propiedades nominales o especificadas

7.2.2.1.2.1 Las propiedades nominales o las propiedades especificadas en el Proyecto Ejecutivo, específicamente en planos, se deberán tomar como el límite inferior de las propiedades del material. La resistencia a compresión esperada del concreto y el esfuerzo de fluencia esperado de conectores de acero se deberán calcular multiplicando el valor del límite inferior por el factor tomado de la tabla 7.2.2.1.2.1.a. Se permitirá utilizar factores alternativos cuando sea justificado por información de pruebas. Se aceptará usar los valores esperados para barras de refuerzo de distintos grados de la tabla 7.2.2.1.2.1.b, donde el parámetro F se emplea para calcular la rama de la zona de endurecimiento por deformación que ocurre en el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$. El esfuerzo de esta zona deberá calcularse con las ecs. 7.2.2.1.2.1.a y 7.2.2.1.2.1.b.

Tabla 7.2.2.1.2.1.a - Factores para pasar de propiedades del límite inferior a propiedades esperadas de resistencia del material

Propiedad del material	Factor
Resistencia a la compresión del concreto	1.20
Esfuerzo de fluencia del conector de acero	1.50

Tabla 7.2.2.1.2.1.b – Valores esperados de la curva esfuerzo-deformación unitaria de barras de refuerzo de distintos grados

Parámetros	Grado 42 ^[1]		Grado 56 ^[2]	
	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
f_y	450	4 500	600	6 000
f_{su}	730	7 300	780	7 800
f_{sh1}	600	6 000	720	7 200
E_s	200 000	2 000 000	200 000	2 000 000
ϵ_{sh}	0.0079		0.0093	
ϵ_{su}	0.1171		0.1001	
ϵ_{sh1} ^[3]	0.0248		0.0480	
F	4.03 (3.47) ^[4]		2.90	

^[1] NMX-B-506-CANACERO

^[2] Acero de baja aleación (NMX-B-457-CANACERO)

^[3] Deformación unitaria medida para $f_{sh}=600$ MPa (6 000 kg/cm²) para Grado 42 y $f_{sh} =750$ MPa (7 500 kg/cm²) para Grado 56

^[4] Valor del parámetro F calculado por Rodríguez y Botero (1995) con valores reales de los otros parámetros en muestras de aceros nacionales.

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^F \tag{7.2.2.1.2.1.a}$$

$$F = \frac{\log \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y}}{\log \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}} \tag{7.2.2.1.2.1.b}$$

Comentario:

Si la estructura existente está reforzada con barras de grados distintos a los indicados en la tabla 7.2.2.1.2.1.b (como Grados 28, 52 o barras TOR), es necesario determinar las propiedades esperadas (medias) mediante la obtención y ensayo de muestras físicas de conformidad con NMX-B-172-CANACERO-2018.

7.2.2.2 *Propiedades de los elementos*

7.2.2.2.1 Las propiedades de los elementos se establecerán de acuerdo con 3.4.5.10 de esta Norma.

7.2.3 *Inspección de la condición*

7.2.3.1 *Requisitos generales*

7.2.3.1.1 La inspección de la condición del edificio existente y las condiciones del sitio se deberán realizar de acuerdo con las especificaciones de este inciso y de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

7.2.3.2 *Inspección ocular de la condición del edificio*

7.2.3.2.1 Se deberá realizar una inspección ocular de conformidad con 3.4.1.7.1 de esta Norma.

7.2.3.3 *Inspección detallada de la condición del edificio*

7.2.3.3.1 La inspección detallada deberá seguir lo indicado en 3.4.1.7.2 de esta Norma.

7.2.3.3.2 El detallado del refuerzo se deberá observar y documentar.

7.2.3.4 *Pruebas adicionales*

7.2.3.4.1 Si se requieren pruebas destructivas o no destructivas adicionales para determinar en nivel de daño o la presencia de deterioro, o para entender la condición interna o la calidad del concreto, se deberán utilizar métodos aprobados por el Proyectista, con la autorización del Director y, en su caso, del Corresponsable.

7.2.3.5 *Bases del modelo numérico*

7.2.3.5.1 Los resultados de la inspección de la condición se deberán utilizar para cuantificar los elementos necesarios a) a e) para crear un modelo numérico del edificio:

- a) Propiedades y dimensiones de la sección de los elementos
- b) Configuración del elemento y la presencia de cualquier excentricidad o deformación permanente
- c) Configuración de la conexión y la presencia de cualquier excentricidad
- d) Presencia y efecto de alteraciones al sistema estructural desde la construcción original, incluyendo rehabilitaciones
- e) Interacción entre elementos no estructurales y su función en la resistencia de fuerzas inducidas por sismo.

7.2.3.5.2 Cualquier diferencia entre los registros de construcción disponibles y las condiciones existentes obtenidas de la inspección ocular se deberá considerar en el análisis estructural.

7.2.3.5.3 A menos que se observe agrietamiento del concreto, corrosión del refuerzo, u otros mecanismos de degradación en la inspección de la condición como la causa del daño o la reducción de la capacidad, el área de la sección transversal y otras propiedades de la sección se deberán suponer iguales a las señaladas en los dibujos de los planos de construcción y o memorias de diseño, si existen, después del ajuste por las condiciones existentes. Si ha ocurrido pérdida de material en la sección, la pérdida se deberá cuantificar a partir de una medición directa y las propiedades de la sección se deberán reducir respectivamente utilizando los principios de la mecánica estructural.

7.2.3.5.4 Si no se tienen planos o memorias, se aceptará descubrir el refuerzo longitudinal y transversal de elementos primarios representativos.

7.2.4 Propiedades de los nuevos materiales

7.2.4.1 Requisitos generales

7.2.4.1.1 Las propiedades de los materiales nuevos que se utilizarán para la rehabilitación se deberán especificar de acuerdo con esta Norma y con las Normas aplicables al material de conformidad con 7.2.4.1.2 a 7.2.4.1.5.

7.2.4.1.2 El concreto reforzado colado en sitio y concreto lanzado deberán cumplir con los requisitos de la NTC-Concreto.

7.2.4.1.3 El acero estructural deberá cumplir con los requisitos de la NTC-Acero.

7.2.4.1.4 Los sistemas de CPRF deberán cumplir con los requisitos de 4.8.9 y 9.8 de esta Norma.

7.2.4.1.5 La mampostería deberá satisfacer lo requerido en la NTC-Mampostería.

7.2.4.2 Límite inferior de las propiedades de los materiales

7.2.4.2.1 Para nuevos materiales, el límite inferior de las propiedades de los materiales se deberá definir por las propiedades del material especificadas en el Proyecto Ejecutivo.

7.2.4.2.2 Propiedades esperadas de los materiales

7.2.4.2.2.1 Concreto y acero de refuerzo. Las propiedades esperadas del concreto nuevo y el acero de refuerzo se deberán determinar de acuerdo con el Apéndice A de la NTC-Concreto. Se permitirán factores alternativos para convertir la resistencia especificada a esperada cuando datos experimentales aprobados por el Director, y en su caso, por el Corresponsable.

7.2.4.2.2.2 Acero estructural. Las propiedades esperadas de elementos nuevos de acero estructural se deberán determinar de acuerdo con la NTC-Acero.

7.2.4.2.2.3 Mampostería. Las propiedades esperadas de la mampostería se obtendrán del Capítulo 6 de esta Norma.

7.3 Hipótesis generales y requisitos

7.3.1 Modelado y diseño

7.3.1.1 Requisitos generales

7.3.1.1.1 Los nuevos elementos conectados a la estructura existente deberán cumplir con la NTC-Concreto, excepto cuando se indique lo contrario en esta Norma.

7.3.1.1.2 No se espera que los elementos originales y rehabilitados de un edificio existente cumplan todos los requisitos de la NTC-Concreto, pero se deberán evaluar utilizando los lineamientos de esta Norma. Se deberán identificar modos de comportamiento frágiles o de ductilidad baja dentro de la evaluación sísmica.

7.3.1.1.3 La evaluación de las demandas y capacidades de los elementos de concreto reforzado deberán incluir la consideración de las zonas donde la fuerza inducida por sismo y las cargas gravitacionales producen los efectos máximos; donde los cambios de la sección transversal o el refuerzo resulten en una reducción de la resistencia; y donde cambios abruptos en la sección transversal o el refuerzo, incluyendo traslapes, puedan producir concentraciones de esfuerzos que resulten en una falla prematura.

7.3.1.2 Rigidez

7.3.1.2.1 La rigidez del elemento se deberá calcular considerando fuerza cortante, flexión, fuerza axial, y las deformaciones por deslizamiento del refuerzo. Se deberá considerar el estado de esfuerzos del elemento, la extensión del agrietamiento ocasionado por cambios volumétricos debido a temperatura y contracción, los niveles de deformación bajo cargas

gravitacionales, y las fuerzas inducidas por sismo. Los efectos de las cargas gravitacionales considerando las rigideces efectivas del elemento se deberán determinar utilizando la NTC-Criterios.

7.3.1.2.1.1 Se deberá considerar el efecto del daño en la rigidez de los elementos. Se aceptará reducir la rigidez lateral con el factor de reducción λ_k de 3.4.42 y del Apéndice B de esta Norma, según el modo de comportamiento y la intensidad del daño.

7.3.1.2.2 Análisis lineales

7.3.1.2.2.1 Cuando las acciones de diseño se determinen utilizando los análisis estáticos lineales y dinámicos lineales del Capítulo 2 y 4 de esta Norma, se permitirá utilizar los valores de rigidez efectiva de la tabla 7.3.1.2.2 si los elementos no tienen daño o tienen daño ligero; en caso contrario, se deberán usar los valores de λ_k de 3.4.4.2 y del Apéndice B de esta Norma. Se aceptará usar un análisis más riguroso para determinar estos valores.

Tabla 7.3.1.2.2 – Valores de rigidez efectiva para análisis lineal (tomados de ACI 369.1R-22)

Elemento	Rigidez axial	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante
Vigas sin presfuerzo ^[1]	$1.0E_cA_g$	$0.3EcI_g$	$0.4EcA_w$
Vigas con presfuerzo ^[1]	$1.0E_cA_g$	EcI_g	$0.4EcA_w$
Columnas con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.5A_gf_{cE}^{[2]}$	$1.0E_cA_g$	$0.7EcI_g$	$0.4EcA_w$
Columnas con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.1A_gf_{cE}'$ o con tensión ^[2]	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_sA_s$ (tensión)	$0.3EcI_g$	$0.4EcA_w$
Uniones viga-columna	$1.0EcEA_g$	Véase 7.4.3.2.1	
Losas planas sin presfuerzo	—	Véase 7.8	$0.4EcEA_g$
Losas planas con presfuerzo	—	Véase 7.8	$0.4EcEA_g$
Diafragmas (en el plano) sin presfuerzo ^[4]	$0.25EcA_g$	$0.25EcI_g$	$0.25EcA_g$
Diafragmas (en el plano) con presfuerzo ^[4]	$0.5EcA_g$	$0.5EcI_g$	$0.4EcA_g$
Muros sin agrietamiento con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.3A_gf_{cE}^{[2], [3]}$	$1.0EcA_g$	$1.0EcI_g$	$0.4EcA_w$
Muros sin agrietamiento con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.05A_gf_{cE}'$ o con tensión ^{[2], [3]}	$1.0EcA_g$	$0.5EcI_g$	$0.4EcA_w$
Muros con agrietamiento ^{[2], [5]}	$1.0EcA_g$ (compresión) $1.0E_sA_s$ (tensión)	$0.25EcI_g$	$0.15EcA_w$
Vigas de acoplamiento con refuerzo longitudinal o diagonal	$1.0EcA_g$	$0.05 (I_n/h) EcI_g$ $\leq 0.20 EcI_g$	$0.2EcA_w$

^[1]Para vigas T, I_g puede tomarse como el doble del valor de I_g del alma sola. En caso contrario, I_g se deberá obtener con el ancho efectivo definido en 7.3.1.3.

^[2]Para columnas y muros con compresión axial con valores entre los límites señalados, la rigidez a flexión se deberá determinar a partir de una interpolación lineal. Si no se realiza una interpolación lineal, se deberá utilizar el valor más conservador de rigidez efectiva. Se permitirá utilizar P_{UG} para evaluar la rigidez, donde P_{UG} es la fuerza axial de diseño del elemento evaluada con base en combinaciones de carga gravitacionales.

^[3]Se permite considerar que los muros están agrietados debido a demandas sísmicas en acciones a flexión cuando las demandas por flexión exceden M_{agr} y/o en acciones por cortante donde las demandas de esfuerzos cortante exceden $0.17\sqrt{f_{cE}}$ en MPa, ($0.5\sqrt{f_{cE}}$ en kg/cm²). Se podrá suponer que todos los muros tienen agrietamiento.

^[4]Los valores de rigidez efectiva dentro del plano de diafragmas aplican cuando la flexibilidad del diafragma es considerada de acuerdo con la tabla 7.3.1.2.2.

^[5]Valores alternativos de rigidez dependientes de la carga axial y la cuantía de refuerzo longitudinal en el elemento de borde se permiten de acuerdo con 7.3.

7.3.1.2.3 Análisis no lineales

7.3.1.2.3.1 Cuando las fuerzas internas sean determinadas utilizando análisis no lineales, la respuesta carga-deformación del elemento se deberá modelar utilizando relaciones carga-deformación no lineales si el la fuerza interna o comportamiento está controlado por deformación. Estas relaciones deberán incluir la rigidez efectiva, resistencia esperada, capacidad de deformación, y respuesta histerética bajo cargas o deformaciones reversibles.

7.3.1.2.3.2 Se permitirán relaciones lineales si la resistencia de fluencia esperada del elemento no se excede en cada análisis del sismo.

7.3.1.2.3.3 Para análisis estático no lineal, la relación carga-deformación mostrada en la fig. 7.3.1.2.3.3 se deberá combinar con las formas de histéresis generales especificadas en 7.3.1.2.3.9.

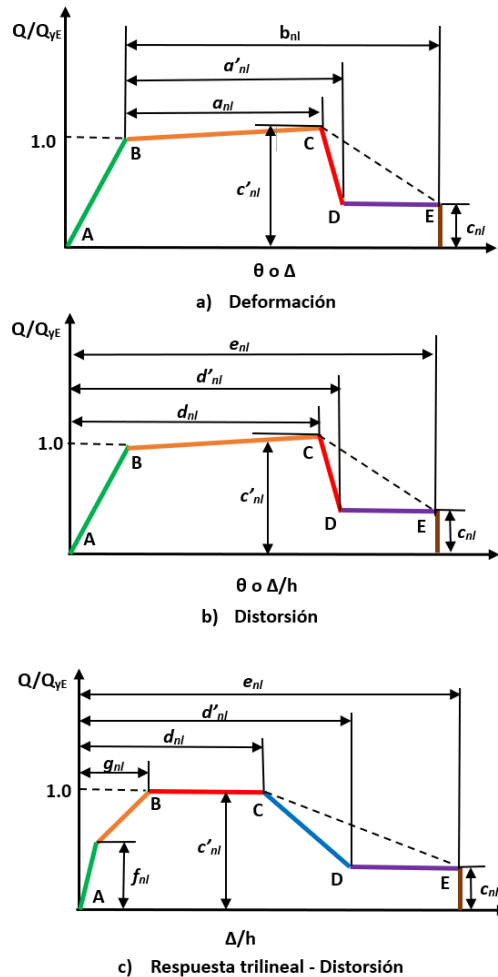


Figura 7.3.1.2.3.3 - Relación carga-deformación para elementos o elementos de concreto (adaptada de ACI369.1R-22).

7.3.1.2.3.4 Alternativamente, se permitirá obtener la relación carga-deformación no lineal a partir de resultados experimentales de elementos: a) sometidos a los efectos de las cargas gravitacionales e historias de cargas o deformaciones

laterales similares a los esperados en los elementos del edificio; y b) que exhiban modos de respuesta similares a los esperados en los elementos y subsistemas del edificio. Cuando se utilicen resultados experimentales para definir las relaciones acción-deformaciones no lineales, las demandas de deformación obtenidas analíticamente no deberán exceder la deformación máxima impuesta en el elementos o subsistemas utilizado para la calibración del modelo.

7.3.1.2.3.5 La pendiente entre los puntos A y B en la fig. 7.3.1.2.3.3.a y 7.3.1.2.3.3.b o entre los puntos A y F en la fig. 7.3.1.2.3.3.c se deberá determinar de acuerdo con la tabla 7.3.1.2.3.5 o determinar utilizando la rigidez secante a la fluencia basada en resultados experimentales. El punto B deberá tener una ordenada igual a la resistencia de fluencia esperada del elemento.

Tabla 7.3.1.2.3.5 - Valores de rigidez efectiva para análisis no lineales (tomados de ACI 369.1R-22)^[1]

Elemento	Rigidez axial	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante
Vigas sin presfuerzo ^[2]	$1.0E_cA_g$	$0.2E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Vigas con presfuerzo ^[2]	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Columnas con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.5A_gf_{cE}'$ ^[3]	$1.0E_cA_g$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Columnas con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.1A_gf_{cE}'$ o con tensión ^[3]	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_sA_s$ (tensión)	$0.2E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Diafragmas (en el plano) sin presfuerzo ^[4]	$0.25E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.25E_cA_g$
Diafragmas (en el plano) con presfuerzo ^[4]	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Muros sin agrietamiento con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.3A_gf_{cE}'$ ^{[3], [5]}	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Muros sin agrietamiento con compresión ocasionada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.05A_gf_{cE}'$ o con tensión ^{[3], [5]}	$1.0E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Muros con agrietamiento ^{[5], [6]}	$1.0E_cA_g$ (compresión) $1.0E_sA_s$ (tensión)	$0.25E_cI_g$	$0.15E_cA_w$
Vigas de acoplamiento con refuerzo longitudinal o diagonal	$1.0E_cA_g$	$0.05 (l_n/h) E_cI_g$ $\leq 0.20 E_cI_g$	$0.2E_cA_w$

^[1]Los valores tabulados para rigidez axial, a flexión y a cortante se deberán aplicar conjuntamente para definir la rigidez efectiva de un elemento, al menos que se justifiquen otras combinaciones. Para otros elementos no cubiertos en esta tabla, se permitirá utilizar los valores de la tabla 7.3.1.2.2.

^[2]Para vigas T, I_g puede tomarse como el doble del valor de I_g del alma sola. En caso contrario, I_g se deberá obtener con el ancho efectivo definido en 7.3.1.3.

^[3]Para columnas y muros con compresión axial con valores entre los límites señalados, la rigidez a flexión se deberá determinar a partir de una interpolación lineal. Si no se realiza una interpolación lineal, se deberá utilizar el valor más conservador de rigidez efectiva. Se permitirá usar P_{VG} para evaluar la rigidez, donde P_{VG} es la fuerza axial de diseño del elemento evaluada con base en combinaciones de carga gravitacionales.

^[4]Los valores de rigidez efectiva dentro del plano de diafragmas aplican cuando la flexibilidad del diafragma es considerada de acuerdo con la tabla 7.3.1.2.2.

^[5]Se permite considerar que los muros están agrietados debido a demandas sísmicas en acciones a flexión cuando las demandas por flexión exceden M_{agr} , en acciones por cortante donde las demandas de esfuerzos cortante exceden $0.17\sqrt{f_{cE}'}$ en MPa, $(0.5\sqrt{f_{cE}'})$ en kg/cm² o ambos. Se podrá suponer que todos los muros tienen agrietamiento.

^[6]Se permiten valores alternativos de rigidez dependientes de la carga axial y la cuantía de refuerzo longitudinal en el elemento de borde de acuerdo con 7.6.4.

7.3.1.2.3.6 El punto C en la fig. 7.3.1.2.3.3 deberá tener una ordenada igual a la resistencia esperada del elemento incluyendo el efecto deformación-endurecimiento, y una abscisa igual a la deformación en la cual ocurre una degradación significativa de la resistencia.

7.3.1.2.3.7 El punto D en la fig. 7.3.1.2.3.3 deberá tener una ordenada igual a resistencia residual del elemento y una abscisa igual a la deformación donde se alcanza la resistencia residual. El punto E en la fig. 7.3.1.2.3.3 deberá tener una ordenada igual a la resistencia residual del elemento. Para acciones donde la falla resulta en un colapso estructural, la abscisa deberá ser igual a la deformación donde el elemento pierde su capacidad de resistir cargas gravitacionales. Para otras acciones, la abscisa deberá ser igual a la deformación donde el elemento pierde su resistencia residual. Si el punto D es desconocido, se permitirá unir los puntos C y E con una línea recta, como se ilustra en la fig. 7.3.1.2.3.3 con una línea punteada.

7.3.1.2.3.8 Las formas generales de histéresis a) a c) se deberán utilizar para los análisis con el procedimiento dinámico no lineal:

- a) Tipo A: forma de histéresis representando el comportamiento de elementos con adelgazamiento bajo
- b) Tipo B: forma de histéresis representando el comportamiento de elementos con adelgazamiento moderado
- c) Tipo C: forma de histéresis representando el comportamiento de elementos con adelgazamiento significativo.

7.3.1.2.3.9 Si los elementos estructurales son modelados utilizando modelos de plasticidad concentrada o plasticidad distribuida, las relaciones fuerza-desplazamiento o esfuerzo-deformación se deberán ajustar para alcanzar el comportamiento esperado del elemento basado en la longitud de la articulación plástica supuesta o la longitud de la integración utilizada en el análisis.

7.3.1.2.3.10 En los modelos con sección tipo fibra no lineal se deberá demostrar que el cálculo de la respuesta carga-deformación coincide significativamente con los resultados de pruebas físicas de elementos de concreto reforzado o subsistemas que exhiban mecanismo de respuesta consistentes con los esperados en los elementos o subsistemas modelados. Cuando los resultados obtenidos utilizando secciones tipo fibra no puedan ser validados utilizando datos experimentales, las relaciones esfuerzo-deformación o el mallado de los elementos fibra que componen los modelos con sección tipo fibra se deberán modificar de tal manera que la respuesta pronosticada coincida significativamente con los valores generalizados de esfuerzo-deformación en 7.3.1.2.3.8.

7.3.1.2.3.11 Para elementos bajo la combinación de carga axial y carga lateral bidireccional, se deberá considerar el efecto de la combinación de las cargas en la resistencia y la capacidad de deformación del elemento.

7.3.1.3 Vigas y muros con patines

7.3.1.3.1 En vigas que consisten en un alma y un patín construido monolíticamente, la combinación de la rigidez y la resistencia para flexión y carga axial se deberá calcular considerando el ancho efectivo del patín de acuerdo con 5.2.1.4.2 de la NTC-Concreto.

7.3.1.3.2 Cuando el patín se encuentre a compresión, el concreto y el refuerzo dentro del ancho efectivo deberán ser considerados como efectivos para resistir flexión y carga axial. Cuando el patín se encuentre en tensión, el refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo del patín y desarrollado más allá de la sección crítica se deberá considerar completamente efectivo para resistir flexión y cargas axiales. La sección del patín que se extiende más allá del ancho del alma se deberá suponer que no resiste cortante.

7.3.1.3.3 En muros, el ancho efectivo del patín se deberá calcular utilizando 8.7.6 de la NTC-Concreto.

7.3.2 Resistencia y capacidad de deformación

7.3.2.1 Requisitos generales

7.3.2.1.1 El comportamiento de una estructura y las fuerzas internas que obran en ella se deberán clasificar como controlados por deformación o controlados por fuerza. Cuando los criterios de aceptación lineales o no lineales no se especifiquen en las tablas, los comportamientos o acciones internas se deberán tomar como controlados por fuerza a menos de que se realicen pruebas del elemento. Las resistencias para los comportamientos o fuerzas internas controlados por deformación o controlados por fuerza se deberán calcular con 7.3.2.2 y 7.3.2.3, respectivamente.

7.3.2.1.2 Los elementos se deberán clasificar como de baja, media o alta demanda de ductilidad, de acuerdo con 7.3.2.4.

Comentario:

Cuando las resistencias y capacidades de deformación se obtengan de datos experimentales, las pruebas deberían ser representativas de las proporciones, detalles y niveles de esfuerzos del elemento y cumplir con 7.6.1 de ASCE 41.

La clasificación del comportamiento o acciones internas como controlados por fuerza o deformación es consistente con la clasificación del Apéndice A de la NTC-Concreto. Se entiende una acción interna como una fuerza interna, es decir, fuerza axial, fuerza cortante, fuerza de aplastamiento, momento flexionante o momento torsionante.

7.3.2.2 Comportamientos controlados por deformación

7.3.2.2.1 Las resistencias utilizadas para acciones controladas por deformación se deberán tomar como iguales a las resistencias esperadas R_E obtenidas experimentalmente o calculadas utilizando principios aceptados de mecánica. Al menos que se especifique en esta Norma, se aplicarán los procedimientos especificados en la NTC-Concreto para calcular las resistencias, con la excepción de que el factor de resistencia F_R se deberá tomar igual a la unidad para fines de evaluación. Para elementos construidos con concreto ligero, R_E se deberá modificar de acuerdo con 2.3.3.4 de la NTC-Concreto para concreto ligero.

7.3.2.3 Comportamientos controlados por fuerza

7.3.2.3.1 Las resistencias utilizadas para comportamientos controlados por fuerza se deberán tomar como resistencias del límite inferior R_{LI} , obtenidas experimentalmente o calculadas utilizando principios establecidos de mecánica. Cuando se utilicen cálculos para definir la resistencia del límite inferior, se deberán utilizar los valores estimados del límite inferior de las propiedades de los materiales. Al menos que se especifiquen otros procedimientos en esta Norma, se permitirán los procedimientos especificados en la NTC-Concreto para calcular las resistencias, con la excepción de que el factor de resistencia F_R se deberá tomar igual a la unidad para fines de evaluación. Para elementos construidos con concreto ligero, R_E se deberá modificar de acuerdo con 2.3.3.4 de la NTC-Concreto para concreto ligero.

Comentario:

Las resistencias del límite inferior se definen como la media menos una desviación estándar de la resistencia esperada dentro del rango de deformaciones y cargas cíclicas bajo las cuales el elemento de concreto será probablemente sometido.

7.3.2.4 Clasificación de la demanda de ductilidad del elemento

7.3.2.4.1 En la tabla 7.3.2.4.1 se clasifican los elementos en función de su demanda de ductilidad como baja, media o alta basada en valor máximo del cociente demanda-capacidad, para procedimientos de análisis lineales o la ductilidad de desplazamiento calculada para procedimientos de análisis no lineales.

Tabla 7.3.2.4.1 - Clasificación de la demanda de ductilidad del elemento

Máximo valor del cociente demanda-capacidad o la ductilidad de desplazamiento	Descripción
Menor que 2	Baja demanda de ductilidad
2 a 4	Moderada demanda de ductilidad
Mayor que 4	Alta demanda de ductilidad

7.3.3 Cargas a flexión y axiales

7.3.3.1 Resistencia a flexión

7.3.3.2.1 La resistencia a flexión de los elementos con y sin cargas axiales se deberá calcular de acuerdo con la NTC-Concreto o con otro método racional demostrado, como un análisis de la sección utilizando modelos constitutivos apropiados del concreto y el refuerzo.

7.3.3.2 Capacidad de deformación

7.3.3.2.1 La capacidad de deformación de los elementos con y sin cargas axiales se deberá calcular considerando las deformaciones por cortante, flexión y deslizamiento del refuerzo, o basados en los criterios de aceptación de esta Norma.

7.3.3.3 Vigas y muros con patines monolíticos

7.3.3.3.1 Las resistencias y capacidades de deformación de las vigas y muros con patines monolíticos se deberán calcular considerando el concreto y el refuerzo longitudinal desarrollado dentro del ancho efectivo del patín, como se define en 7.3.1.3.

7.3.3.4 Elementos con una longitud de desarrollo inadecuada

7.3.3.4.1 Las resistencias y capacidades de deformación se deberán determinar considerando la longitud de desarrollo disponible del refuerzo longitudinal. Cuando el refuerzo longitudinal tenga una longitud de desarrollo que es insuficiente para el desarrollo del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, la resistencia a flexión se deberá calcular considerando la limitación de la capacidad de esfuerzo de la barra como se define en 7.3.5.

7.3.3.5 Efecto del cortante en la resistencia y la capacidad de deformación del elemento

Cuando la capacidad de deformación a flexión se calcule a partir de principios básicos de mecánica, se deberá considerar la reducción de la capacidad de deformación debido al cortante aplicado. Cuando se utilicen modelos numéricos para la deformabilidad a flexión que no consideren directamente el efecto del cortante en la capacidad de deformación y el cortante de diseño sea igual o mayor que $0.5\sqrt{f'_c}A_w$ ($1.5\sqrt{f'_c}A_w$), donde A_w es el área del alma de la sección. La capacidad de deformación a flexión de diseño no deberá exceder 80 por ciento del valor calculado utilizando el modelo numérico.

7.3.3.6 Interacción de la carga axial y flexión

7.3.3.6.1 Para columnas o muros de concreto bajo la combinación de carga axial y flexión biaxial, la resistencia combinada se deberá evaluar considerando la flexión biaxial. Cuando se utilicen análisis lineales, la carga axial P_u se deberá calcular como acción controlada por fuerza o acción controlada por deformación de acuerdo con el Capítulo 4 de esta Norma. Los momentos de diseño M_u se deberán calcular respecto a cada uno de los dos ejes ortogonales. La resistencia combinada se deberá basar en los principios de mecánica con la aplicación de los momentos flexionantes calculados como M_{ux}/m_x y M_{uy}/m_y respecto los ejes x y y , respectivamente. La aceptación se deberá basar en los momentos flexionantes aplicados que se encuentren dentro de la envolvente de resistencia esperada calculada con un nivel de carga axial de P_u si el elemento está a compresión, o P_u /(mínimo de m_x y m_y) si el elemento está en tensión.

7.3.3.7 Límites de deformación unitaria útil

7.3.3.7.1 Límites utilizables de deformación unitaria útil para concreto sin confinamiento

7.3.3.7.1.1 Para acciones internas controladas por fuerza y deformación en elementos sin refuerzo transversal confinante, el esfuerzo máximo útil en el extremo de la fibra a compresión del concreto utilizado para calcular la resistencia a momento y carga axial no deberá exceder a) y b):

- 0.002 para elementos en casi compresión pura
- 0.005 para otros elementos.

7.3.3.7.1.2 Se podrán utilizar valores mayores del esfuerzo máximo útil en la fibra extrema a compresión cuando sea justificado por evidencia experimental.

7.3.3.7.2 Límites de deformación unitaria útil para concreto con confinamiento

7.3.3.7.2.1 Para acciones internas controladas por deformación y fuerza en elementos con concreto confinado, la deformación máxima útil en la fibra extrema a compresión del concreto utilizada para calcular la resistencia a flexión y carga axial se deberá basar en evidencia experimental y se deberán considerar las limitaciones debido a la fractura del refuerzo transversal, pandeo del refuerzo longitudinal, y degradación de la resistencia del elemento a niveles altos de deformación. En el caso de comportamientos controlados por flexión en elementos con concreto confinado, se permitirá adoptar los límites de deformación unitaria para concreto sin confinamiento.

7.3.3.7.3 Límites de deformación unitaria útil para el refuerzo

7.3.3.7.3.1 Para acciones internas controladas por deformación, las deformaciones unitarias máximas a compresión en el refuerzo longitudinal utilizadas para calcular la resistencia a momento y carga axial no deberán ser mayores que 0.02, y las deformaciones unitarias máximas a tensión en el refuerzo longitudinal no deberá ser mayores que 0.05. No se deberán utilizar resultados de pruebas monótonas para determinar los límites de deformación del refuerzo. Si se utiliza evidencia experimental para determinar los límites de deformación del refuerzo, se deberán incluir en las pruebas los efectos de la fatiga de ciclo bajo, así como la separación y el tamaño del refuerzo transversal.

7.3.4 Cortante y torsión

7.3.4.1 Resistencia

7.3.4.1.1 Las resistencias a cortante y torsión se deberán calcular de acuerdo con el Capítulo 5 de la NTC-Concreto, con la excepción de las modificaciones de esta Norma.

7.3.4.2 Resistencia de elementos con alta separación del refuerzo

7.3.4.2.1 A menos que se mencione lo contrario, donde la separación longitudinal del refuerzo transversal sea mayor que la mitad del peralte efectivo del elemento medido en la dirección del cortante, se deberá suponer que el refuerzo transversal tiene efectividad reducida para resistir cortante o torsión por un factor de $2(1 - s/d)$. Donde la separación longitudinal del refuerzo transversal es mayor que el peralte efectivo del elemento medida en la dirección del cortante, el refuerzo transversal se deberá suponer como inefectivo para resistir cortante o torsión.

7.3.4.3 Elementos con refuerzo transversal traslapado

7.3.4.3.1 Para vigas y columnas, el refuerzo transversal traslapado se deberá suponer no mayor que 50 por ciento efectivo en regiones con demanda de ductilidad media e inefectivo en regiones con demanda de ductilidad alta.

7.3.4.4 Cortante por fricción

7.3.4.4.1 La resistencia a cortante por fricción se deberá calcular de acuerdo con 5.7 de la NTC-Concreto considerando la carga axial esperada por efecto de cargas permanentes. Cuando la rehabilitación involucre la adición de concreto sobre cabeza, empleando el relleno con concreto, el coeficiente de cortante por fricción μ se deberá tomar igual a 70 por ciento del valor especificado en 5.7.1.2 de la NTC-Concreto.

7.3.5 Desarrollo y traslapes del refuerzo

El desarrollo de barras rectas, barras con doblez, y barras unidas mediante traslape se deberá calcular de acuerdo con el Capítulo 14 de la NTC-Concreto.

7.3.5.1 Barras corrugadas con longitud de desarrollo inadecuada

7.3.5.1.1 Las barras corrugadas rectas, con doblez y traslapadas que satisfagan los requisitos de desarrollo del Capítulo 14 de la NTC-Concreto utilizando las propiedades esperadas de los materiales deberán ser capaces de desarrollar su esfuerzo de fluencia, excepto cuando se realice un ajuste de acuerdo con a) y b) siguientes:

- El desarrollo de barras rectas traslapadas en tensión sin consideración de las clases del traslape (véase 14.5.2.1 de la NTC-Concreto) se podrá utilizar como la longitud de traslape requerida
- Para columnas donde barras corrugadas rectas y traslapadas pasen por zonas donde se esperan deformaciones inelásticas y daño, la longitud de la barra dentro de esas zonas se deberá considerar efectiva para anclaje únicamente hasta que ocurren deformaciones inelásticas. En esos casos, la longitud de desarrollo obtenida utilizando los procedimientos de la NTC-Concreto se deberá comparar con la longitud de desarrollo disponible degradada L_{d-deg} . Esta longitud de desarrollo se obtendrá restando de la longitud de desarrollo L_d una distancia de $2/3d$ desde el punto de máxima demanda de flexión en cualquier dirección en la que se anticipe el daño dentro de la columna, con el peralte efectivo, d , calculado en la dirección de la mayor dimensión de la sección transversal.

7.3.5.2 Resistencia de barras corrugadas con longitud de desarrollo o traslape inadecuado

7.3.5.2.1 Cuando las barras corrugadas existentes rectas corrugadas, con doblez, o traslapadas no cumplan con los requisitos de 7.3.5.1, el esfuerzo a tensión en las barras de refuerzo existente se deberá calcular con la ec. 7.3.5.2.1:

$$f_s = 1.25 \left(\frac{L_b}{L_d} \right)^{2/3} f_{yLI} \leq f_{yLI/E} \quad (7.3.5.2.1)$$

7.3.5.2.2 Si el esfuerzo máximo aplicada en la barra es mayor que f_s en la ec. 7.3.5.2.1, los elementos se deberán considerar controlados por longitud de desarrollo o longitud de traslape inadecuada.

7.3.5.3 Resistencia de anclaje y adherencia de barras corrugadas en articulaciones plásticas

7.3.5.3.1 En columnas donde las barras corrugadas longitudinales rectas y traslapadas pasen a través de zonas donde se esperan deformaciones inelásticas y daño, la longitud de la barra dentro de esas zonas se deberá considerar efectiva para desarrollo únicamente hasta que ocurren deformaciones inelásticas. En esos casos, si $f_s = f_{yLI/E}$ de la ec. 7.3.5.2.1, la capacidad degradada del refuerzo f_{s-deg} considerando la pérdida de capacidad de desarrollo en la zona dañada se deberá evaluar utilizando una longitud de desarrollo disponible degradada (L_{d-deg}) que se resta de L_d una distancia de $2/3d$ desde el punto de la demanda a flexión máxima en cualquier dirección donde se anticipa daño dentro de la columna, según la ec. 7.3.5.3.1:

$$f_{s-deg} = 1.25 \left(\frac{L_{d-deg}}{L_d} \right)^{2/3} f_{yLI} \leq f_{yLI/E} \quad (7.3.5.3.1)$$

7.3.5.3.2 En casos donde $f_s = f_{yLI/E}$ de la ec. 7.3.5.2.1 pero el esfuerzo máximo aplicado en la barra corrugada longitudinal es mayor que f_{s-deg} dado en la ec. 7.3.5.3.1, las columnas se deberán considerar controladas por un desarrollo o de traslape inadecuada y la resistencia del refuerzo existente se deberá tomar como $f_{yLI/E}$.

7.3.5.4 Resistencia y capacidad de deformación de elementos con barras corrugadas con una longitud de desarrollo o traslape inadecuada para análisis no lineales

7.3.5.4.1 En análisis no lineales para barras rectas con una longitud de desarrollo o traslape inadecuada en vigas y columnas se permitirá suponer que el refuerzo mantiene el esfuerzo máximo calculado con la ec. 7.3.5.2.1 hasta niveles de deformación definidos por a_{nt} en la tabla 7.4.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.b y tabla 7.4.2.2.2.c.

7.3.5.5 Resistencia y capacidad de deformación de elementos con barras corrugadas con una longitud de desarrollo o traslape inadecuada para análisis lineales

7.3.5.5.1 Para procedimiento lineales, el esfuerzo máximo calculado con la ec. 7.3.5.2.1 se deberá utilizar para el cálculo de las resistencias. Para elementos distintos a vigas y columnas controlados por una longitud de desarrollo o de traslape inadecuada y con un doblez, el esfuerzo en el acero se deberá suponer igual a $1.0f_s$ para una demanda de ductilidad o cociente demanda-capacidad igual a 1.0 e igual a $0.2f_s$ para una demanda de ductilidad o cociente demanda-capacidad igual a 2.0. La resistencia de barras rectas corrugadas, discontinuas embebidas en secciones de concreto o uniones viga-columna, con un recubrimiento sobre la barra embebida no menor que $3d_b$, se deberá calcular con la ec. 7.3.5.5.1:

$$f_s = \frac{17}{d_b} L_e \leq f_{yLI} \quad (7.3.5.5.1)$$

$$\left(f_s = \frac{170}{d_b} L_e \leq f_{yLI} \right)$$

donde f_s es menor que f_{yLIE} . Donde el esfuerzo calculado en la barra ocasionado por cargas de diseño sea mayor que f_s , se deberá suponer que el esfuerzo de desarrollo máximo se degrada de $1.0f_s$, a una demanda de ductilidad o CDC igual a 1.0 y a $0.2f_s$ con una demanda de ductilidad o CDC igual a 2.0. En vigas con una longitud embebida del refuerzo del lecho inferior en las uniones viga-columna menor que los requisitos del Capítulo 8 de la NTC-Concreto, la resistencia a flexión se deberá calcular considerando el límite del esfuerzo de la ec. 7.3.5.5.1.

7.3.5.6 Resistencia de anclaje y adherencia de barras lisas

7.3.5.6.1 Para barras lisas, con doblez, y traslapadas, la longitud de desarrollo y de traslape se deberán tomar como el doble de los valores indicados en la NTC-Concreto, a menos que se justifique otro valor mediante pruebas aprobadas por el Proyectista, del Director y, en su caso, el Corresponsable.

7.3.5.7 Resistencia de anclaje y adherencia de barras postinstaladas

7.3.5.7.1 En las barras postinstaladas utilizadas en la rehabilitación sísmica se deberá suponer que alcanzan el esfuerzo de fluencia cuando se cumplan con las siguientes condiciones a) a c):

- Los agujeros para las barras postinstaladas se limpiaron para retirar el polvo de la perforación
- La profundidad embebida o de anclaje, L_e , no es menor que $10d_b$
- La separación mínima de las barras postinstaladas no es menor que $4L_e$ y la distancia al borde mínima no es menor que $2L_e$.

7.3.5.7.2 Los valores de diseño de barras postinstaladas que no satisfagan estas condiciones se deberán verificar con datos experimentales. Se deberán obtener pruebas de campo para asegurar que las resistencias de diseño sean desarrolladas de acuerdo con 7.2.

7.3.6 Conexiones con el concreto existente

7.3.6.1 Las conexiones utilizadas para conectar dos o más elementos se deberán clasificar de acuerdo con el sistema de conexión como coladas en sitio o postinstaladas y se deberán evaluar y diseñar de acuerdo con 14.10 de la NTC-Concreto considerando las modificaciones de esta sección. Las propiedades de las anclas y conectores existentes y los sistemas de conexión se deberán obtener de acuerdo con 7.3.6.6. Estas especificaciones no aplican a conexiones en articulaciones plásticas.

7.3.6.2 La resistencia de anclas coladas en sitio o postinstaladas se deberá calcular utilizando los procedimientos del de 14.10 de la NTC-Concreto utilizando un factor de resistencia, F_R , igual a 1.0 para fines de evaluación. Para anclas postinstaladas, los requisitos del fabricante también se deberán aplicar.

7.3.6.3 Anclas coladas en sitio y sistemas de conexión

7.3.6.3.1 Todos los comportamientos de elementos en anclas coladas en sitio y sistemas de conexiones se deberán considerar como controlados por fuerza. La resistencia del límite inferior de las anclas y las conexiones deberán ser las resistencias nominales como se especifica en 14.10 de la NTC-Concreto para las conexiones de elementos estructurales. El factor de amplificación para considerar la sobrerresistencia se deberá tomar igual a la unidad para las conexiones de elementos estructurales.

7.3.6.4 Anclas y conectores postinstalados

7.3.6.4.1 Todos los comportamientos de elementos en sistemas de conexión con anclas y conectores postinstalados se deberán considerar controlados por fuerza. El límite inferior de la resistencia de las anclas y conectores postinstalados deberá ser la resistencia nominal, como se especifica en 14.10 de la NTC-Concreto, o la media menos una desviación estándar de los últimos valores publicados en informes experimentales aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable para las conexiones de los elementos estructurales. El factor de amplificación para considerar la sobrerresistencia, se deberá tomar igual a la unidad para las conexiones de elementos estructurales.

7.3.6.5 Pruebas de carga

7.3.6.5.1 Las pruebas de anclas y conectores deberán realizarse de acuerdo con ASTM E3121/E3121M, con las adaptaciones necesarias para realizar pruebas en sitio. No es necesario probar las anclas hasta alcanzar la falla. Las pruebas de carga de anclas y conectores mecánicos y anclas coladas en sitio se deberán realizar como una prueba sin confinamiento como se describe en ASTM E3121/E3121M. Para anclas y conectores adhesivos o químicos, las pruebas de carga se permiten realizar como pruebas confinadas de acuerdo con ASTM E3121/E3121M.

7.3.6.5.2 Cuando la aplicación de pruebas de carga no sea posible sin la afectación local del elemento estructural al cual las anclas y conectores están ahogados, se podrán realizar pruebas de torque de anclas mecánicas y coladas en sitio. La relación entre el torque y la tensión del conector se deberá establecer por el Proyectista y deberá ser aprobado por el Director y, en su caso, el Corresponsable con el auxilio de un Especialista certificado si fuera necesario, basado en la prueba de un ancla representativa sobre la cual el torque aplicado y la tensión son medidos.

7.3.6.5.3 La prueba de carga en tensión se deberá especificar por el Especialista certificado, pero no deberá exceder el menor de a) a c):

- 1.33 veces el valor máximo de tensión de S_{uF} para un ancla en una conexión anclada común o 1.33 veces la resistencia máxima a tensión de una sola ancla del conjunto
- $2N_{cb}/3$
- $0.8A_b F_{y-conector}$. Cuando no se cuente con la información de la resistencia del conector se deberá tomar como 250 MPa (2 500 kg/cm²).

7.3.6.5.4 La profundidad de anclaje h_{ef} utilizada para calcular N_{cb} se permite que se establezca utilizando pruebas no destructivas. Cuando se utilicen pruebas no destructivas para determinar la profundidad del ancla o conector, se deberán investigar las anclas seleccionadas para las pruebas de carga y un número equivalente del mismo conjunto que no fue seleccionado para las pruebas de carga. El uso de planos de las instalaciones es permitido para establecer la profundidad de anclas coladas en sitio. Las especificaciones de la instalación no se deberán utilizar para establecer la profundidad de anclaje para anclas postinstaladas al menos que se tengan disponibles los registros de inspección.

7.3.6.5.5 Cuando la profundidad de anclaje es desconocida, el valor de h_{ef} se podrá tomar como 4.5 veces el diámetro del ancla o conector para el cálculo de N_{cb} . La resistencia del concreto, f'_c , utilizada para calcular la resistencia del ancla o conector, se deberá basar en la resistencia esperada del concreto de pruebas u otros medios proporcionados en esta Norma.

7.3.6.5.6 La prueba de carga se deberá mantener por un mínimo de 5 minutos. La deformación del ancla o conector perpendicular a la superficie de concreto no deberá ser mayor que 1.5 mm durante la prueba. Después de que la carga se retira, no deberá quedar un desplazamiento permanente. N_{um} se deberá tomar como la carga resistida sin falla por todas las anclas del conjunto. Para anclas con pruebas de carga confinadas o mediante la aplicación de un torque, el valor se deberá tomar como 0.7 veces la carga.

7.3.6.5.7 Si cualquier ancla del conjunto no resiste la carga aplicada sin una deformación permanente o desconchamiento del concreto, se deberán probar seis anclas adicionales del conjunto por cada vez que no se logre resistir la carga. Si una falla adicional ocurre, el valor de carga se deberá tomar como el mínimo del conjunto.

7.3.6.5.8 La resistencia de las anclas se deberá determinar utilizando 14.10 de la NTC-Concreto con el valor de N_{cb} tomado como $0.75N_{um}$.

7.3.6.6 Resistencia a cortante del ancla

7.3.6.6.1 La resistencia de las anclas para resistir cortante se deberá calcular utilizando 14.10 de la NTC-Concreto con una profundidad de anclaje de 4.5 veces el diámetro. La resistencia esperada del concreto se deberá utilizar para calcular V_b . La resistencia cortante calculada no deberá considerar la presencia de refuerzo en el borde a menos que su resistencia se confirme con pruebas no destructivas.

7.3.6.7 Pruebas de carga a la falla

7.3.6.7.1 Se podrán ensayar las anclas y conectores de un conjunto hasta alcanzar la falla. Las anclas probadas hasta la falla no se deberán reutilizar. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con ASTM E3121/E3121M. El límite inferior de la resistencia de las anclas del conjunto se deberá tomar como la resistencia característica de acuerdo con ACI CODE-355.2 y ACI CODE-355.4.

7.4 Marcos de concreto

7.4.1 Tipos de marcos resistentes a momento

7.4.1.1 Los marcos colados monolíticamente, incluidos los marcos monolíticos de concreto creados mediante la adición de material nuevo, se abordan en esta sección, incluidos los marcos resistentes a momento de viga-columna de concreto reforzado, los marcos viga-columna de concreto postensados resistentes a momento y las losas apoyadas en columnas resistentes a momento.

7.4.1.2 Las clasificaciones de marcos de 7.4.1.3 a 7.4.1.5 considera edificios existentes, edificios nuevos, edificios existentes que han sido rehabilitados, marcos previstos como parte del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo y marcos no previstos como parte del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo en el diseño original.

7.4.1.3 Marcos viga-columna de concreto reforzado resistentes a momento

7.4.1.3.1 Los marcos viga-columna de concreto reforzado resistentes a momento, tratados en 7.4.2, están definidos por las condiciones a) a c):

- a) Los elementos del marco son vigas con o sin losa, columnas y sus conexiones
- b) Los marcos son monolíticos y permiten la transferencia de momento y cortante entre vigas y columnas
- c) El refuerzo primario en los elementos que contribuyen a la resistencia a fuerzas inducidas por sismo no está presforzado.

7.4.1.4 Marcos viga-columna de concreto postensado resistentes a momento

7.4.1.4.1 Los marcos resistentes a momento de vigas y columnas de concreto postensado, tratados en 7.4.3, se definen por las condiciones a) a c):

- a) Los elementos del marco son vigas (con o sin losa), columnas y sus conexiones
- b) Los marcos son monolíticos y permiten la transferencia de momento y cortante entre vigas y columnas
- c) El refuerzo primario en vigas que contribuyen a la resistencia a la fuerza inducida por sismo incluye el refuerzo postensado con o sin refuerzo no presforzado.

7.4.1.5 *Sistemas losa-columna resistentes a momento*

7.4.1.5.1 Los sistemas losa-columna resistentes a momento, abordados en 7.4.4, están definidos por las condiciones a) a c):

- a) Los elementos del marco son losas con o sin vigas en la dirección transversal, columnas y sus conexiones
- b) Los sistemas son monolíticos y permiten la transferencia de momento y cortante entre losas y columnas
- c) El refuerzo primario en las losas que contribuyen a la resistencia a la fuerza inducida por sismo incluye refuerzo no presforzado, refuerzo presforzado o ambos.

Comentario:

Los marcos de concreto resistentes a momento se definen como elementos compuestos principalmente de elementos horizontales de marcos como vigas, losas o ambos; elementos verticales de marcos como columnas; y uniones y conexiones que conectan los elementos horizontales y verticales del marco. Para resistir las fuerzas inducidas por sismo, estos elementos actúan solos o en conjunto con muros, contraventeos u otros elementos.

7.4.2 *Marcos viga-columna de concreto reforzado resistentes a momento*

7.4.2.1 *Hipótesis generales de modelado*

7.4.2.1.1 Modelo numérico del elemento. El modelo numérico para un elemento de marco tipo viga-columna deberá representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de vigas, columnas, uniones viga-columna y otros elementos del marco, incluidas las conexiones con otros elementos.

7.4.2.1.2 Modo de comportamiento del elemento. Se deberá considerar la falla potencial en el desarrollo de flexión, cortante y refuerzo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento. Se incluirá la interacción con otros elementos, incluidos los elementos no estructurales.

7.4.2.1.3 Modelos de elementos lineales. Se permitirán modelos numéricos que representen un marco tipo viga-columna utilizando elementos lineales con propiedades concentradas en los centroides de los elementos. Cuando los ejes de las vigas y columnas no se intersecan, se deberán considerar los efectos de excentricidad entre los ejes de los marcos. Cuando la línea central del elemento más estrecho cae dentro del tercio medio del elemento del marco adyacente medido transversalmente a la dirección del marco, no es necesario considerar esta excentricidad. Cuando ocurran excentricidades mayores, el efecto deberá representarse ya sea por reducciones en la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación efectivas o por el modelado directo de la excentricidad.

7.4.2.1.4 Modelos de elementos de unión viga-columna. Se considerará que una unión viga-columna es monolítica cuando ésta se representa como una zona que tiene dimensiones horizontales iguales a las dimensiones de la sección transversal de la columna y dimensión vertical igual al peralte de la viga. La unión viga-columna deberá modelarse de acuerdo con 7.4.2.2 o según lo justifique la evidencia experimental. El modelo de la conexión entre las columnas y la cimentación se seleccionará en función de los detalles de la conexión columna-cimentación y la rigidez del sistema cimentación-suelo.

7.4.2.1.5 Losas. Se deberá considerar la acción de la losa como un diafragma que interconecta elementos verticales. La acción de la losa como patín de una viga compuesta se deberá considerar al desarrollar las capacidades de rigidez, resistencia y deformación del modelo de elementos de la viga según 7.3.1.3.

7.4.2.1.6 Modelado del comportamiento inelástico La acción inelástica se deberá restringir a los elementos y acciones enumerados en la tabla 7.4.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.b, tabla 7.4.2.2.2.c, excepto cuando se demuestre mediante pruebas y análisis experimentales que otra acción inelástica es aceptable para el nivel de desempeño seleccionado.

7.4.2.2 *Rigidez viga-columna de concreto reforzado de marcos resistentes a momento*

7.4.2.2.1 *Análisis estático y dinámico lineales*

7.4.2.2.1 Rigidez de la viga. Las vigas se deberán modelar considerando las rigideces a flexión y cortante, incluido el efecto de la losa como patín monolítico de acuerdo con 7.3.1.3. Consúltase 7.3.1.2 para calcular las rigideces efectivas.

7.4.2.2.1.2 Rigidez de la columna. Las columnas se deberán modelar considerando las rigideces a flexión, cortante y fuerza axial. Consúltese 7.3.1.2 para calcular las rigideces efectivas.

7.4.2.2.1.3 Rigidez de la unión viga-columna. Cuando la rigidez de la unión no se modele explícitamente, se permitirá que se modele implícitamente mediante el ajuste de un modelo de elementos a ejes:

- a) Cuando $\frac{\sum M_{CoIE}}{\sum M_{BE}} > 1.2$, los desplazamientos de la columna son rígidos y los desplazamientos de viga no lo son
- b) Cuando $\frac{\sum M_{CoIE}}{\sum M_{BE}} < 0.8$, los desplazamientos de viga son rígidos y los desplazamientos de columna no lo son
- c) Cuando $0.8 \leq \frac{\sum M_{CoIE}}{\sum M_{BE}} \leq 1.2$, la mitad de los desplazamientos de viga y columna se consideran rígidos.

M_{CoIE} se calculará considerando la fuerza axial de las cargas gravitacionales considerando la combinación de cargas permanentes y accidentales por sismo. Debido a que este enfoque de modelado sólo tiene en cuenta la flexibilidad de cortante de la unión, los valores de rigidez utilizados para las vigas y columnas deberán incluir la flexibilidad resultante del deslizamiento del elemento barra.

7.4.2.2.2 Análisis estático no lineal

7.4.2.2.2.1 Relaciones carga-deformación no lineales. Las relaciones carga-deformación no lineales deberán cumplir con 7.3.1.2.3.

7.4.2.2.2.2 Parámetros de modelado no lineal. Los parámetros de modelado no lineal para vigas, columnas y uniones viga-columna se proporcionan en la tabla 7.4.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.b, tabla 7.4.2.2.2.c y tabla 7.4.2.2.2.d.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 7.4.2.2.2.a - Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para análisis no lineales: vigas de concreto reforzado

Parámetros de modelación	Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, rad		
	Nivel de desempeño		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} , rad Relación de resistencia residual c_{nl}	OI	SV	PC
Vigas no controladas por longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente del refuerzo longitudinal a lo largo su longitud, o longitud de anclaje inadecuada en la unión viga-columna ^{[1], [2], [3], [4]}			
$a_{nl} = k_{sc} \left(0.0055 \frac{M_{yE}}{V_{MCyDE} d} + 0.40 p_t \frac{f_{yTE}}{f_c'} \right) - \theta_{yE} \geq 0.0$ $k_{sc} = 1 \geq 2 \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} - 1 \geq 0$	0.15 $a_{nl} \leq$ 0.005	0.5 b_{nl}	0.7 b_{nl}
$\text{Para } \begin{cases} \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f_c'}{8 p_t f_{yTE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl} \\ \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} > 1 & b_{nl} = a_{nl} + 4 \theta_{yE} * k_{sp} \geq b_{nl1} \end{cases}$			
$\text{Cuando } \begin{cases} s \leq \frac{d}{2} & k_{sp} = 1 \\ s > \frac{d}{2} & k_{sp} = 2 \left(1 - \frac{s}{d} \right) \geq 0 \end{cases}$			
$\text{Cuando } \begin{cases} \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & c_{nl} = 0.0 \\ \frac{V_{VOE}}{V_{MCyDE}} > 1 & c_{nl} = 0.2 \end{cases}$			
Vigas controladas por longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente del refuerzo longitudinal a lo largo de su longitud ^[3]			
$a_{nl} = \frac{1 p_t f_{yTE}}{8 p_l f_{yTE}} \leq 0.025 \text{ [1][5]}$	0.0	0.5 b_{nl}	0.7 b_{nl}
$b_{nl} = 0.06$			
$c_{nl} = 0.15 + 36 p_t \leq 0.2$			
Vigas controladas por anclaje inadecuado del refuerzo longitudinal en la unión viga-columna ^[3]			
$a_{nl} = 0.015$	0.005	0.02	0.03
$b_{nl} = 0.03$			
$c_{nl} = 0.2$			

^[1] $p_t f_{yTE}/f_c'$ no se tomará mayor que 0.15 en ningún caso ni mayor que 0.075 cuando los estribos no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para vigas con p_t menor que 0.0005.

^[2] La rotación de fluencia, θ_{yE} , se calculará de acuerdo con 7.4.2.2.3.

^[3] Se considera que las vigas están controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente donde el esfuerzo calculado en el acero en el traslape excede el esfuerzo del acero especificado por la ec. 7.3.5.2.1 o 7.3.5.3.1. Los parámetros de modelado para vigas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente nunca deberán exceder los de las vigas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente.

^[4] V_{VOE} deberá calcularse de acuerdo con 7.3.4.2.

^[5] a_{nl} para vigas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente se tomará como cero si la región del traslape no está atravesada por al menos dos grupos de estribos en toda su longitud.

Tabla 7.4.2.2.2.b - Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para análisis no lineales: columnas de concreto reforzado que no sean circulares con refuerzo helicoidal (zunchos) o estribos cerrados como se define en la NTC-Concreto

Parámetros de modelación	Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, rad		
	Nivel de desempeño		
Relación de resistencia residual c_{nl}	OI	SV	PC
Columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[1]			
$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \frac{P_{UD}}{A_g f'_c} + 0.63 p_t - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{CoIE}} \right) \geq 0.0$	0.15 $a_{nl} \leq 0.005$	0.5 b_{nl} ^[3]	0.7 b_{nl} ^[3]
Para $\frac{P_{UD}}{A_g f'_c} \leq 0.5$ $\left\{ \begin{array}{l} b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{P_{UD}}{0.8 A_g f'_c} \frac{1}{p_t} \frac{f'_c}{f_{yTE}}} - 0.01 \geq a_{nl} \end{array} \right.$			
$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \frac{P_{UD}}{A_g f'_c} \geq 0.0$			
Columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[4]			
$a_{nl} = \left(\frac{1}{8} \frac{p_t f_{yTE}}{p_l f_{yTE}} \right) \geq 0.0$ ^[5]	0.0	0.5 b_{nl} ^[2]	0.7 b_{nl} ^[2]
$b_{nl} = \left(0.012 - 0.085 \frac{P_{UD}}{A_g f'_c} + 12 p_t \right) \geq a_{nl}$ ^[6]			
$c_{nl} = 0.15 + 36 p_t \leq 0.4$			

^[1] p_t no se tomará mayor que 0.0175 en ningún caso ni mayor que 0.0075 cuando los estribos no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para columnas con p_t menor que 0.0005. V_{MCyDE}/V_{CoIE} no se tomará menor que 0.2. N_{UD} será la carga axial de compresión máxima que tenga en cuenta los efectos de las fuerzas laterales, se permitirá evaluar N_{UD} con base en un análisis de estado límite.

^[2] b_{nl} se reducirá linealmente para $P_{UD}/(A_g f'_c) > 0.5$ de su valor $P_{UD}/(A_g f'_c) = 0.5$ a cero en $P_{UD}/(A_g f'_c) = 0.7$ pero no será menor que a_{nl} .

^[3] $P_{UD}/(A_g f'_c)$ no se tomará menor que 0.1.

^[4] Se considerará que las columnas están controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente donde el esfuerzo del acero calculado en el traslape exceda el esfuerzo del acero especificada por la ecuación 7.3.5.2.1 o 7.3.5.3.1. Los parámetros de modelado para columnas controladas por una longitud de desarrollo o traslape insuficiente nunca deberá exceder los de las columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o traslape insuficiente.

^[5] p_t no se tomará mayor que 0.0075.

^[6] a_{nl} para columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente, se tomará como cero si la región de traslape no está atravesada por al menos dos grupos de estribos en toda su longitud.

Tabla 7.4.2.2.2.c - Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para análisis no lineales: columnas circulares de concreto reforzado con refuerzo helicoidal (zunchos) o estribos circulares como se define en NTC-Concreto

Parámetros de modelación	Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, rad		
	Nivel de desempeño		
Relación de resistencia residual c_{nl}	OI	SV	PC
Columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[1]			
$a_{nl} = \left(0.06 - 0.06 \frac{P_{UD}}{A_g f'_c} + 1.3p_t - 0.037 \frac{V_{MCyDE}}{V_{CoIE}} \right) \geq 0.0$	0.15 a_{nl} ≤ 0.005	0.5 b_{nl} ^[3]	0.7 b_{nl} ^[3]
Para $\frac{P_{UD}}{A_g f'_c} \leq 0.5$ $\left\{ b_{nl} = \frac{0.65}{5 + \frac{P_{UD}}{0.8A_g f'_c} \frac{1}{p_t} \frac{f'_c}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a_{nl} \right.$ ^[2]			
$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \frac{P_{UD}}{A_g f'_c} \geq 0.0$			
Columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[4]			
$a_{nl} = \left(\frac{1}{8} \frac{p_t f_{yIE}}{p_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$ ^[5] ≤ 0.025	0.0	0.5 b_{nl}	0.7 b_{nl}
$b_{nl} = \left(0.012 - 0.085 \frac{P_{UD}}{A_g f'_c} + 12p_t \right) \geq a_{nl}$ ^[6] ≤ 0.06			
$c_{nl} = 0.15 + 36p_t \leq 0.4$			

^[1] p_t no se tomará mayor que 0.0175 en ningún caso ni mayor que 0.0075 cuando los estribos no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para columnas con p_t menor que 0.0005. V_{MCyDE}/V_{CoIE} no se tomará por debajo de 0.2. P_{UD} será la carga axial de compresión máxima que tenga en cuenta los efectos de las fuerzas laterales. Alternativamente, se permitirá evaluar P_{UD} con base en un análisis de estado límite.

^[2] b_{nl} se reducirá linealmente para $P_{UD}/(A_g f'_c) > 0.5$ de su valor $P_{UD}/(A_g f'_c) = 0.5$ a cero en $P_{UD}/(A_g f'_c) = 0.7$ pero no será menor que a_{nl} .

^[3] $P_{UD}/(A_g f'_c)$ no se tomará menor que 0.1.

^[4] Se considerará que las columnas están controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente cuando el esfuerzo del acero calculado en el traslape excede el esfuerzo del acero especificado en 7.3.5.2.1 o 7.3.5.3.1. Los parámetros de modelado para columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente nunca deberán exceder los de las columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente.

^[5] p_t no se tomará mayor que 0.0075.

^[6] a_{nl} para columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente, se tomará como cero si la región de empalme no está atravesada por al menos dos grupos de estribos en toda su longitud.

Tabla 7.4.2.2.2.d - Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para análisis no lineales: uniones viga-columna de concreto reforzado

Condiciones			Parámetros de modelación ^[1]			Criterio de aceptación ^[1]		
			Ángulo de rotación plástica, rad		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, rad		
			Nivel de desempeño					
			OI	SV	PC			
a_{nt}	b_{nt}	c_{nt}						
Condición 1. Uniones interiores (Nota: para la clasificación de uniones revisar la fig. 7.4.3.2.3)								
$\frac{P}{A_g f_{cE}'}^{[2]}$	Refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{V_j}^{[4]}$						
≤0.1	C	≤1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.02	0.03
≤0.1	C	≥1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.015	0.02
≥0.4	C	≤1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.015	0.025
≥0.4	C	≥1.5	0.015	0.2	0.2	0.0	0.015	0.02
≤0.1	NC	≤1.2	0.005	0.2	0.2	0.0	0.015	0.02
≤0.1	NC	≥1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥0.4	NC	≤1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥0.4	NC	≥1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
Condición 2. Otras uniones (Nota: para la clasificación de uniones revisar la fig. 7.4.3.3.2)								
$\frac{P}{A_g f_{cE}'}^{[2]}$	Refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{V_j}^{[4]}$						
≤0.1	C	≤1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≤0.1	C	≥1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≥0.4	C	≤1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.015	0.02
≥0.4	C	≥1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.01	0.015
≤0.1	NC	≤1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01
≤0.1	NC	≥1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0075	0.01
≥0.4	NC	≤1.2	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥0.4	NC	≥1.5	0.0	0.0075	0.0	0.0	0.005	0.0075

^[1] Los valores que se encuentren fuera de los enumerados en la tabla se determinarán por interpolación lineal.

^[2] P es la fuerza axial de diseño en la columna por encima del nudo y A_g es el área bruta de la sección transversal de la unión.

^[3] C y NC son abreviaturas de refuerzo transversal que cumple y no cumple con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto, respectivamente. El refuerzo transversal de la unión cumple si los estribos están separados a una distancia menor o igual que $h_c/2$ dentro de la unión. De lo contrario, el refuerzo transversal se considera que no cumple.

^[4] V es la fuerza cortante obtenida de los análisis no lineales (estático y dinámico) y V_j es la resistencia a cortante de la unión. La resistencia a cortante se deberá calcular de acuerdo con 7.4.3.2.

7.4.2.2.2.3 Rotación de fluencia para vigas. Para el propósito de calcular los parámetros a_{nt} y b_{nt} con las ecuaciones de la tabla 7.4.2.2.2.a, la rotación de fluencia deberá tomarse como $\theta_{ye}=0.008$.

7.4.2.2.2.4 Modelos de elementos de vigas y columnas. Las vigas y columnas se deberán modelar usando modelos de articulaciones plásticas concentradas o distribuidas. Se permitirán otros modelos cuyo comportamiento represente el comportamiento de vigas y columnas de concreto reforzado sometidos a cargas sísmicas.

7.4.2.2.2.5 Modo de comportamiento de vigas y columnas. El modelo de viga y columna deberá ser capaz de representar una respuesta inelástica a lo largo de la longitud de dicho elemento, excepto cuando el equilibrio muestra que la fluencia está restringida a los extremos del elemento. Cuando se espera una respuesta no lineal en un modo que no sea flexión, el modelo deberá establecerse para representar tales efectos.

7.4.2.2.2.6 Relaciones carga-deformación. Las relaciones carga-deformación monótonas se deberán establecer de acuerdo con la relación carga-deformación que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3, con la excepción de que se permitirán diferentes relaciones cuando se verifiquen mediante experimentos.

7.4.2.2.2.7 Resistencia carga-deformación del elemento. La relación general carga-deformación deberá establecerse de manera que la resistencia sea consistente con las especificaciones de resistencia de 7.3.2.

7.4.2.2.2.8 Parámetro de deformación. Para vigas y columnas, el parámetro de deformación en la fig. 7.3.1.2.3.3 es la rotación de la articulación plástica. Para las uniones viga-columna, el parámetro de deformación es la deformación por cortante. Los valores del parámetro de deformación en los Puntos B, C y D deberán derivarse de experimentos o análisis racionales y deberán tener en cuenta las interacciones entre flexión, carga axial y cortante.

7.4.2.2.3 Análisis dinámico no lineal

7.4.2.2.3.1 Relaciones carga-deformación no lineales. Para análisis dinámico no lineal, el comportamiento histerético completo de cada elemento deberá modelarse utilizando propiedades verificadas mediante evidencia experimental. Se permitirá el uso de la relación carga-deformación descrita en la fig. 7.3.1.2.3.3 para representar la relación envolvente para el análisis.

7.4.2.2.3.2 Parámetros de modelado no lineal. Consúltese 7.4.2.2.2 para la aplicación de parámetros para columnas en la tabla 7.4.2.2.2.b y la tabla 7.4.2.2.2.c. Las propiedades de descarga y recarga deberán representar características significativas de degradación de la rigidez y la resistencia.

7.4.2.2.3.3 Modelos de elementos de vigas y columnas. Las vigas y columnas se deberán modelar utilizando modelos de articulaciones plásticas concentradas (plasticidad concentrada) o distribuidas. Se permitirán otros modelos cuyo comportamiento represente el comportamiento de elementos de vigas y columnas de concreto reforzado sometidos a cargas sísmicas.

7.4.2.2.3.4 Modo de comportamiento de vigas y columnas. El modelo de viga y columna deberá ser capaz de representar una respuesta inelástica a lo largo de la longitud dichos elementos, excepto cuando el equilibrio muestra que la fluencia está restringida a los extremos del elemento. Cuando se espera una respuesta no lineal en un modo que no sea la flexión, el modelo deberá establecerse para representar tales efectos.

7.4.2.2.3.5 Resistencia del elemento carga-deformación. La relación carga-deformación general deberá ser tal que la resistencia máxima sea consistente con las especificaciones de resistencia de 7.3.2 y 7.4.3.

7.4.3 Resistencia de marcos resistentes a momento conformados por vigas y columnas de concreto reforzado

7.4.3.1 Las resistencias de los elementos se deberán calcular de acuerdo con los requisitos generales de 7.3.2, modificados en este inciso. La resistencia del elemento se determinará considerando la falla potencial en flexión, carga axial, cortante, torsión, longitud de desarrollo de las barras y otras acciones en todos los puntos a lo largo de la longitud del elemento, bajo las acciones de las combinaciones de carga de gravedad de diseño y fuerza inducida por sismo.

7.4.3.2 Columnas

7.4.3.2.1 Para las columnas, se permitirá calcular la resistencia nominal a cortante V_{col} usando la ec. 7.4.3.2.1. En la primera ecuación, V_{col} está en N, mientras que la ecuación entre paréntesis está en kg.

$$V_{Col} = k_{n\ell} V_{ColE} = k_{n\ell} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yTE} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{cE}}}{M_u / V_u d} \sqrt{1 + \frac{P_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cE}}}} \right) 0.8 A_g \right] \quad (7.4.3.2.1)$$

$$\left(V_{Col} = k_{n\ell} V_{ColE} = k_{n\ell} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yTE} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{1.6 \sqrt{f_{cE}}}{M_u / V_u d} \sqrt{1 + \frac{P_{UG}}{1.6 A_g \sqrt{f'_{cE}}}} \right) 0.8 A_g \right] \right)$$

donde $k_{n\ell} = 1.0$ en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es menor o igual que 2, 0.7 en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es mayor o igual que 6, y varía linealmente para ductilidad de desplazamiento entre 2 y 6; λ es 0.75 para concreto ligero y 1.0 para concreto de peso normal; P_{UG} (ajustado a cero para fuerza de tensión); $M_u / V_u d$ es la relación más grande entre el momento y la fuerza cortante en el eje neutro de la columna bajo cargas de diseño considerando la combinación de cargas permanentes y accidentales por sismo, pero no se tomará mayor que 4 ni menor que 2; y $\alpha_{Col} = 1.0$ para $s/d \leq 0.75$, 0 para $s/d \geq 1.0$ y varía linealmente para s/d entre 0.75 y 1.

7.4.3.2.2 Se permitirán formulaciones alternativas para la resistencia de la columna que consideren los efectos de las deformaciones inelásticas cíclicas reversibles y que sean verificadas mediante evidencia experimental, aprobadas por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable.

7.4.3.2.3 Para columnas que satisfagan los requisitos de detallado del Capítulo 8 de la NTC-Concreto y para las cuales su comportamiento sea considerado como controlado por deformación, así como para columnas en las que el cortante se clasifique como comportamiento controlado por fuerza, se deberá permitir el uso de las ecuaciones de resistencia a cortante en una dirección del Capítulo 5 de la NTC-Concreto.

7.4.3.3 Uniones viga-columna

7.4.3.3.1 Área nominal de la sección transversal. Para las uniones viga-columna, el área nominal de la sección transversal del nudo A_j deberá definirse por una profundidad del nudo h_j igual al peralte de la columna en la dirección de análisis multiplicado por el ancho efectivo de la unión b_j igual al menor de los siguientes a) a c):

- a) $\frac{b_b + b_c}{2}$
- b) $b_b + \sum \frac{m_{je} h_c}{2}$
- c) b_c

Para uniones donde la excentricidad entre el eje central de la viga y el centroide de la columna excede $b_c/8$, se deberá usar $m_{je}=0.3$; para todos los demás casos, $m_{je}=0.5$. El término de suma deberá aplicarse en cada lado del nudo donde el borde de la columna se extiende más allá del borde de la viga. El valor $m_{je} h_c/2$ deberá tomarse mayor que la extensión de la columna más allá del borde de la viga. Si sólo hay una viga en la dirección de la carga, se tomará b_b igual al ancho de esa viga. Cuando vigas de diferentes anchos se conectan en lados opuestos de la columna en la dirección de la carga, b_b se deberá tomar como el promedio de los dos anchos.

7.4.3.3.2 Resistencia nominal a cortante del nudo. La resistencia nominal a cortante de la conexión, V_j , se calculará de acuerdo con la ecuación 7.4.3.3.2.a:

$$V_j = \lambda \gamma \sqrt{f_{cE}} A_j \tag{7.4.3.3.2.a}$$

donde λ es 0.75 para concretos ligeros y 1.0 para concreto de peso normal, A_j es el área efectiva de la unión con las dimensiones definidas anteriormente, y γ se define en la tabla 7.4.3.2.2.

Tabla 7.4.3.2.2 – Valores de γ para el cálculo de resistencia en el nudo

Refuerzo transversal ^[1]	Valores de γ , MPa (kg/cm ²)				
	Condición i: uniones interiores ^[2]		Condición ii: otros tipos de uniones		
	Nudo interior con vigas transversales	Nudo interior sin vigas transversales	Nudo exterior con vigas transversales	Nudo exterior sin vigas transversales	Nudo articulado con o sin vigas transversales
C	1.7 (5.3)	1.2 (4.0)	1.2 (4.0)	1.0 (3.2)	0.6 (2.1)
NC ^[3]	$1.2 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js}^{[4]}$ $\left(4.0 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js} \right)$	$1.0 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js}^{[4]}$ $\left(3.5 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js} \right)$	$0.8 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js}^{[4]}$ $\left(2.6 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js} \right)$	$0.8 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js}^{[4]}$ $\left(2.6 \sqrt{\frac{h_c}{h_b}} \kappa_{js} \right)$	0.3 (1.0)

^[1] C y NC son abreviaturas de refuerzo transversal que cumple y no cumple con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto. El refuerzo transversal de la unión cumple los estribos están espaciados a $\leq h_c/2$ dentro de la conexión. De lo contrario, el refuerzo transversal se considera que no cumple.

^[2] Para la clasificación de uniones, consulte la fig. 7.4.3.3.2.

^[3] Las resistencias de las uniones que no cumplen no se deberán considerar mayores que las resistencias de las uniones que si cumplen con la NTC-Concreto.

^[4] h_c/h_b no se tomará mayor que 1.0.

El factor por carga axial, k_{js} de la tabla 7.4.3.2.2 deberá calcularse de acuerdo con la ecuación 7.4.3.2.b.

$$k_{js} = 1 + \frac{4}{9} \left(\frac{P_{UF}}{A_g f_{cE}} - 0.15 \right) \tag{7.4.3.2.b}$$

donde $1 \leq k_{js} \leq 1.2$. Se permitirá el uso del factor por carga axial $k_{js}=1.0$ en la tabla 7.4.3.3.2. Para análisis estático y dinámico no lineales, se permitirá utilizar el análisis límite para calcular la fuerza axial máxima, incluidos los efectos sísmicos.

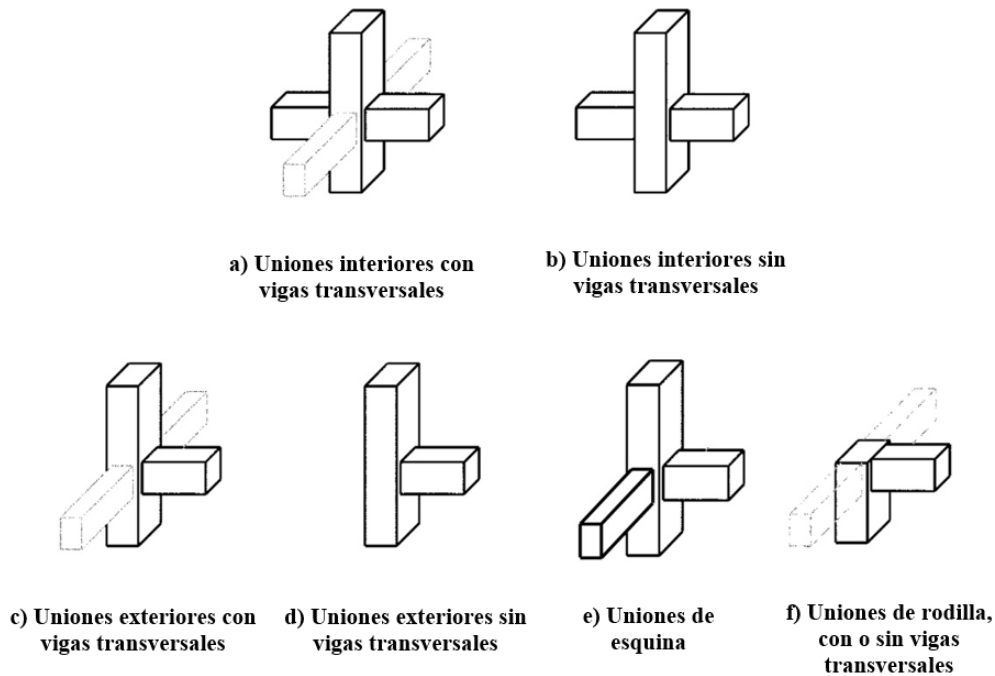


Figura 7.4.3.3.2 - Clasificación de uniones viga columna

7.4.3.3.3 Carga bidireccional. Se permite el uso de diagramas de elíptico para calcular la resistencia a corte de las uniones sujetas a carga lateral bidireccional, donde los semidiámetros de la elipse son las resistencias uniaxiales de la unión en las dos direcciones principales.

7.4.4 Criterios de aceptación para marcos de concreto reforzado

7.4.4.1 Análisis lineales estáticos y dinámicos

7.4.4.1.1 El comportamiento deberá clasificarse como controlado por deformación o controlado por fuerza.

7.4.4.1.2 Acciones de diseño. Las acciones de diseño sobre los elementos se determinarán con base en la NTC-Concreto. Cuando los valores calculados de la relación demanda-capacidad excedan la unidad, las siguientes acciones de diseño se determinarán de acuerdo con alguno de los incisos a) a c):

- a) Momentos, cortantes, torsiones y longitudes de desarrollo y traslapes correspondientes al desarrollo de la resistencia de los elementos en vigas y columnas
- b) Cortantes en uniones correspondientes al desarrollo de resistencia en vigas y columnas adyacentes
- c) Carga axial en columnas y uniones, considerando la acción plástica probable en los elementos por encima del nivel en el que se ubican las columnas o uniones.

7.4.4.1.3 Fuerzas de diseño. Las acciones de diseño se deberán comparar con las resistencias de acuerdo con la NTC-Concreto, con los factores *m* seleccionados de la tabla 7.4.4.1.5.a, tabla 7.4.4.1.5.b, tabla 7.4.4.1.5.c y tabla 7.4.4.1.5.d para vigas, columnas y uniones viga-columna.

7.4.4.1.3.1 Si se evalúa y/o rehabilita la estructura mediante el uso de versiones anteriores a NTC-Sismo 2023, o bien con la versión 2023 de la NTC-Sismo sin optar por una revisión por desempeño, se deberán usar los factores *m* asociados al nivel de desempeño *SV* para el sismo de diseño y al de *OI* si la estructura es del Grupo A.

7.4.4.1.4 Rotación de fluencia en vigas. Para todas las ecuaciones de la tabla 4.2.4.1.a el cálculo de los factores *m*, θ_{ye} deberá tomarse como 0.008.

7.4.4.1.5 Elementos de entrepiso débil. Cuando la relación demanda-capacidad promedio para columnas en un piso excede el valor promedio para vigas en el mismo nivel y a su vez excede el mayor de 1.0 y *m/2* para todas las columnas en todos los niveles, el entrepiso deberá definirse como un entrepiso débil. Para elementos de pisos débiles, se deberá cumplir uno de los siguientes puntos a) a c):

- a) Se repetirá la verificación de los valores promedio de la relación demanda-capacidad en el nivel, considerando todos los elementos primarios y secundarios en el nivel con un elemento de piso débil en el nivel. Si los valores promedio de la relación entre la demanda y la capacidad de los elementos verticales exceden el valor promedio de los elementos horizontales en el nivel y exceden 2.0, la estructura deberá reevaluarse mediante un procedimiento no lineal o rehabilitarse para eliminar esta deficiencia
- b) La estructura deberá ser reevaluada usando análisis estático o dinámico no lineales
- c) La estructura se rehabilitará para eliminar la condición de entrepiso débil.

Tabla 7.4.4.1.5.a - Criterios de aceptación para análisis lineales en vigas de concreto reforzado

Tipo de elemento	Factores <i>m</i> ^{[1][2]}		
	Nivel de desempeño		
	OI	SV	PC
Primario	$\frac{3}{8} \left(\frac{a_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right) \leq 2$	$\frac{9}{16} \left(\frac{a_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right)$	$\frac{9}{16} \left(\frac{b_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right)$
Secundario	$\frac{3}{8} \left(\frac{a_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right) \leq 2$	$\frac{9}{16} \left(\frac{b_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right)$	$\frac{3}{4} \left(\frac{b_{nl}}{\theta_{yE}} + 1 \right)$

^[1] Los factores *m* no deberán ser menores que 1.0.

^[2] La rotación de fluencia, θ_{yE} , deberá calcularse con 7.4.4.1.4.

Tabla 7.4.4.1.5.b - Criterios de aceptación para análisis lineales en columnas de concreto reforzado que no sean circulares, con refuerzo helicoidal (zunchos) o estribos cerrados, como se define en NTC-Concreto

$\frac{P_{UD}}{A_g f'_{cE}}$	p_t	$\frac{V_{MCyDE}}{V_{CoIE}}$	Factores $m^{[1]}$				
			OI	Nivel de desempeño			
				Tipo de elemento			
				Primario		Secundario	
			SV	PC	SV	PC	
Columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[2]							
≤0.1	≥0.0175	≥0.2 <0.6	1.7	3.4	4.2	6.8	8.9
≥0.7	≥0.0175	≥0.2 <0.6	1.2	1.4	1.7	1.4	1.7
≤0.1	≤0.0005	≥0.2 <0.6	1.5	2.6	3.2	2.6	3.2
≥0.7	≤0.0005	≥0.2 <0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≥0.0175	≥0.6 <1.0	1.5	2.7	3.3	6.8	8.9
≥0.7	≥0.0175	≥0.6 <1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≤0.0005	≥0.6 <1.0	1.3	1.9	2.3	1.9	2.3
≥0.7	≤0.0005	≥0.6 <1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≥0.0175	≥1.0	1.3	1.8	2.2	6.8	8.9
≥0.7	≥0.0175	≥1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤0.1	≤0.0005	≥1.0	1.0	1.0	1.1	1.7	2.1
≥0.7	≤0.0005	≥1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[2]							
≤0.1	≥0.0075		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
≥0.7	≥0.0075		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
≤0.1	≤0.0005		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
≥0.7	≤0.0005		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

^[1] Los valores intermedios de los mostrados en la tabla se determinarán por interpolación lineal.

^[2] Se considera que las columnas están controladas por una longitud de desarrollo o traslape inadecuado cuando la tensión de acero calculada en el traslape excede el esfuerzo especificado del acero. Los criterios de aceptación para las columnas controladas por una longitud de desarrollo o traslape inadecuados nunca deberán exceder los de las columnas no controladas por una longitud de desarrollo o traslape inadecuado.

Tabla 7.4.4.1.5.c—Criterios de aceptación para análisis lineales en columnas circulares de concreto reforzado, con refuerzo helicoidal (zunchos) o estribos circulares, como se define en la NTC-Concreto

$\frac{P_{UD}}{A_g f_{cE}}$	p_t	$\frac{V_{MCyDE}}{V_{Col0E}}$	Factores $m^{[1]}$				
			Nivel de desempeño				
			OI	OI			
				Primario		Secundario	
LS	CP	LS	CP				
Columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[2]							
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 0.2 < 0.6	1.7	4.8	6.2	8.9	11.6
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 0.2 < 0.6	1.4	2.1	2.6	2.1	2.6
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.2 < 0.6	1.6	3.2	4.0	3.2	4.0
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 0.2 < 0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 0.6 < 1.0	1.7	3.7	4.7	8.9	11.6
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 0.6 < 1.0	1.0	1.0	1.1	1.0	1.1
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.6 < 1.0	1.4	2.1	2.5	2.3	2.8
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 0.6 < 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 1.0	1.4	2.3	2.9	8.9	11.6
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	2.3	2.8
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente a lo largo de su altura libre ^[2]							
≤ 0.1	≥ 0.0075		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
≥ 0.7	≥ 0.0075		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
≤ 0.1	≤ 0.0005		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
≥ 0.7	≤ 0.0005		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

^[1] Los valores intermedios de los mostrados en la tabla se determinarán por interpolación lineal.

^[2] Se considera que las columnas están controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente cuando la tensión del acero de refuerzo calculada en el traslape excede el esfuerzo especificado del acero. Los criterios de aceptación para las columnas controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente nunca deberán exceder los de las columnas no controladas por una longitud de desarrollo inadecuada o una longitud de traslape insuficiente.

Tabla 4.2.4.1.d – Criterios de aceptación para análisis lineales en uniones viga-columna de concreto reforzado

Condición			Factores $m^{[1]}$				
			Nivel de desempeño				
			OI	Tipo de elemento			
				Primario		Secundario	
		SV	PC	SV	PC		
Condición i: Uniones interiores							
$\frac{P}{A_g f_c'}^{[2]}$	Refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{V_j}^{[4]}$					
≤0.1	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≤0.1	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≥0.4	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
Condición ii: Otros tipos de uniones							
$\frac{P}{A_g f_c'}^{[2]}$	Refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{V_j}^{[4]}$					
≤0.1	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≤0.1	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	C	≤1.2	1	1	1	3	4
≥0.4	C	≥1.5	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≤1.2	1	1	1	2	3
≤0.1	NC	≥1.5	1	1	1	2	3
≥0.4	NC	≤1.2	1	1	1	1.5	2
≥0.4	NC	≥1.5	1	1	1	1.5	2

^[1] Los valores intermedios de los mostrados en la tabla se determinarán por interpolación lineal.

^[2] P es la fuerza axial calculada en la columna, por encima de la unión.

^[3] **C** y **NC** son abreviaturas de refuerzo transversal que cumple y no cumple con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto, respectivamente. El refuerzo transversal del nudo cumple si los estribos están separados a $\leq h_c/2$ dentro de la unión. De lo contrario, el refuerzo transversal se considera que no cumple.

^[4] V es la fuerza cortante y V_j es la resistencia a cortante del muro. Estos se deberán calcular de acuerdo con 7.4.4.1 y 7.4.3.2, respectivamente.

7.4.4.1.5 Análisis estático y dinámico no lineales. Cuando el parámetro de deformación se toma como rotación en la zona de articulación plástica por flexión en vigas y columnas, la capacidad de rotación de la articulación plástica deberá tomarse de la tabla 7.4.2.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.2.b, y tabla 7.4.2.2.2.2.c. Cuando el parámetro de deformación es la distorsión por cortante de la unión viga-columna, las capacidades de deformación angular se definen en la tabla 7.4.2.2.2.2.d. Cuando se indique un comportamiento inelástico para un elemento o una acción no enumerada en la tabla 7.4.2.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.2.b, tabla 7.4.2.2.2.2.c y la tabla 7.4.2.2.2.2.d, el desempeño se considerará inaceptable. Se permitirán enfoques o valores alternativos cuando lo justifiquen las pruebas y los análisis experimentales.

7.5 Marcos de concreto postensado

7.5.1 Requisitos generales

7.5.1.1 El modelo numérico para un elemento de marco de concreto postensado deberá establecerse como se especifica en 7.4 para marcos resistentes a momento de concreto reforzado. Además de los posibles modos de comportamiento descritos en 7.4, el modelo de análisis deberá considerar la falla potencial del anclaje.

7.5.1.2 Los procedimientos de análisis descritos en la NTC-Concreto se aplican a marcos con vigas postensadas que cumplen las condiciones a) a c):

- El presfuerzo promedio f_{pc} calculado para un área igual al producto de la sección transversal y la dimensión perpendicular más corta de la viga no deberá exceder 5 MPa (50 kg/cm²) o $f'_{cE}/12$, el que resulte mayor, en zonas de comportamiento no lineal
- Los tendones de presfuerzo no proporcionan más de un cuarto de la resistencia en la cara de la unión para momentos positivos y negativos
- Se demuestre que los anclajes para tendones se han desempeñado satisfactoriamente para fuerzas inducidas por sismo en cumplimiento con los requisitos de la NTC-Concreto. Estos anclajes se colocarán fuera de las áreas de articulación o de las uniones, excepto en elementos donde la evidencia experimental demuestre que la conexión cumple con los objetivos de desempeño bajo las cargas de diseño.

Se aceptará utilizar procedimientos alternativos cuando no se cumplan estas condiciones.

7.5.2 Rigidez de marcos de concreto postensado

7.5.2.1 Análisis estático y dinámico lineales

7.5.2.1.1 Las vigas se modelarán considerando las rigideces a flexión y cortante, incluido el efecto de la losa actuando como patín en secciones monolíticas y compuestas. Las columnas se modelarán considerando las rigideces a flexión, cortante y fuerza axial. Consúltese 7.4.2 para modelar la rigidez de la conexión.

7.5.2.2 Análisis estático no lineal

7.5.2.2.1 Las relaciones carga-deformación no lineales deberán cumplir con la NTC-Concreto y los requisitos de marcos de concreto reforzado de 7.4.2.

7.5.2.2.2 Los valores de los parámetros de deformación en los Puntos B, C y D en la fig.7.3.1.2.3.3 deberán obtenerse mediante experimentos o análisis aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable, en los que se consideren las interacciones entre flexión, carga axial y cortante. Alternativamente, si el parámetro de deformación se toma como rotación en la zona de la articulación plástica por flexión y se cumplen las tres condiciones de 7.5.1, se permitirá que las capacidades de rotación de la articulación plástica de la viga sean las definidas en la tabla 7.4.2.2.2.a. Las columnas y las uniones deberán modelarse como se describe en 7.4.2.

7.5.2.3 Análisis dinámicos no lineales

7.5.2.3.1 Para los análisis dinámicos no lineales, el comportamiento histerético completo de cada elemento se modelará usando propiedades verificadas experimentalmente. Se tomará la fig. 7.3.1.2.3. para representar la envolvente para el análisis. Las propiedades de descarga y recarga deberán representar las características significativas de degradación de la rigidez y de resistencia afectadas por el presfuerzo.

7.5.3 Resistencia de marcos de concreto postensado

7.5.3.1 Las resistencias de los elementos deberán calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.3.2 y los requisitos adicionales de 7.4.2. Se deberán considerar los efectos del postensado en la resistencia.

7.5.3.2 En acciones internas controladas por deformación, se supondrá que la tensión del postensado es efectiva para determinar las acciones máximas que se pueden desarrollar durante la respuesta no lineal del marco. Para acciones internas controladas por fuerza, los efectos sobre la resistencia de la pérdida de presfuerzo se deberán considerar como una condición de diseño, donde tales pérdidas son posibles bajo combinaciones de carga que incluyen deformación inelástica.

7.5.3.3 Se deberá evaluar el efecto del postensado en las fuerzas internas en la conexión viga-columna.

7.5.4 Criterios de aceptación para marcos postensados de concreto reforzado

7.5.4.1 Los criterios de aceptación para marcos postensados de concreto reforzado deberán seguir los criterios para marcos de concreto reforzado especificados en 7.4.4.

7.5.4.2 Los parámetros de modelado y los criterios de aceptación se basarán en la tabla 7.4.2.2.2.a, tabla 7.4.2.2.2.b, tabla 7.4.2.2.2.c, tabla 7.4.4.1.5.a, tabla 7.4.4.1.5.b, tabla 7.4.4.1.5.c y tabla 7.4.4.1.5.d.

7.6 Marcos de concreto con muros diafragma

7.6.1 Tipos de marcos de concreto con muros diafragma

7.6.1.1 Este inciso trata de marcos resistentes a cargas gravitacionales con muros diafragma hechos de concreto o mampostería, construidos de tal forma que el muro y el marco interactúan cuando son sometidos a cargas gravitacionales y fuerzas inducidas por sismo.

7.6.1.2 Se considera que el muro diafragma se encuentra separado del marco cuando se cumplen los requisitos de separación mínima especificados en 8.2 de la NTC-Mampostería, Si todos los muros diafragma están separados del marco, el muro deberá ser analizado como un muro aislado de tipo no estructural, de acuerdo con los requisitos del Capítulo 6 de la NTC-Concreto y el Capítulo 8 de la NTC-Mampostería, según aplique.

7.6.1.2 Muros diafragma de mampostería

7.6.1.1.1 Deberán aplicarse las disposiciones del Capítulo 5 de la NTC-Mampostería

7.6.1.3 Muros diafragma de concreto

7.6.1.3.1 Las disposiciones de este inciso deberán aplicarse a los muros diafragma de concreto que interactúan con los marcos de concreto cuando éstos hayan sido construidos para rellenar el espacio interior de un marco sin continuidad del refuerzo de un piso a otro. El concreto del muro diafragma deberá ser evaluado de forma separada del concreto del marco.

7.6.2 Marcos de concreto con muros diafragma de mampostería

7.6.2.1 Requisitos generales

7.6.2.1.1 El modelo numérico de un marco de concreto con un muro diafragma de mampostería deberá representar la resistencia, la rigidez y la capacidad de deformación de las vigas, losas, columnas, conexiones viga-columna, muros de mampostería y todas las conexiones y elementos de los elementos. Se deberán considerar las potenciales fallas debidas a la flexión, al cortante, al deslizamiento de la mampostería, al anclaje, al desarrollo del refuerzo longitudinal o por aplastamiento del concreto de cualquier sección. También se deberá incluir la interacción con elementos no estructurales.

7.6.2.1.2 Para marcos de concreto con muros diafragma de mampostería que resisten fuerzas inducidas por sismo en su plano, se permitirá modelar la respuesta utilizando un modelo elástico lineal, considerando que el muro diafragma no se agrietará cuando sea sometido a las fuerzas inducidas por sismo de diseño. Si el muro no sufre agrietamiento cuando sea sometido a fuerzas sísmicas de diseño, se permitirá modelar el conjunto de marco y muro como un medio homogéneo.

7.6.2.1.3 Si el muro presenta agrietamiento cuando sea sometido a fuerzas inducidas por sismo de diseño, se permitirá utilizar el modelo de la diagonal equivalente de 5.2 de la NTC-Mampostería.

7.6.1.2.4 Los elementos del marco deberán ser evaluados para fuerzas generadas sobre éstas a partir de la interacción del marco con el muro diafragma. En marcos con muros diafragma de mampostería de altura completa, la evaluación deberá incluir el efecto de las fuerzas de compresión del puntal aplicadas a la columna y a la viga, de forma excéntrica a la unión viga-columna. En marcos con muros diafragma de mampostería a media altura, la evaluación deberá incluir la reducción de la longitud efectiva de la porción de la columna que se encuentre por encima del muro.

7.6.2.2 Rigidez de marcos de concreto con muros diafragma de mampostería

7.6.2.2.1 Análisis estático y dinámico lineales. En marcos de concreto de varias crujías, que tienen muros diafragma en algunas y carecen de éstos en otras, la rigidez de los muros diafragma y su impacto en el marco deberá representarse como se describe en el Capítulo 5 de la NTC-Mampostería. Las crujías sin muros deberán modelarse como marcos. Donde los muros diafragma sean discontinuos a lo largo de la altura, el efecto de esta discontinuidad sobre el desempeño de todo el edificio deberá ser evaluado. La rigidez efectiva del marco y la mampostería, según la NTC-Mampostería, deberá estar en concordancia con 7.3.1.

7.6.2.2.2 Análisis estático no lineal. La relación no lineal carga-deformación deberá seguir los requisitos de 7.3.1.2.3. Se permitirá el modelado de las vigas y columnas por medio de elementos armadura no lineales en partes rellenas del marco. El modelo deberá ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de toda la longitud de los elementos.

7.6.2.2.2.1 Las relaciones monótonas carga-deformación deberán concordar con la relación generalizada que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3. Como excepción, se permitirán diferentes relaciones cuando éstas sean verificadas por medio de ensayos aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable. Para representar la interacción entre el marco y el muro diafragma se deberán considerar las cantidades numéricas que se muestran en la fig. 7.3.1.2.3.3. De forma alternativa, para marcos monolíticos de concreto reforzado se permitirán los procedimientos a) a c):

- a) Para vigas y columnas en crujías sin muros diafragma, donde el parámetro de deformación se toma como la rotación en la zona de generación de la articulación plástica de flexión, la capacidad de rotación de la articulación plástica deberá definirse de acuerdo con las tablas 7.4.2.2.2.2.a, 7.4.2.2.2.2.b y 7.4.2.2.2.2.c
- b) Para muros diafragma de mampostería, los parámetros de deformación y los puntos de control deberán ser como se define en el Capítulo 5 de la NTC-Mampostería. Se aceptarán usar los parámetros en ASCE 41
- c) Para vigas y columnas en crujías con muros diafragma, donde el parámetro de deformación se toma como el alargamiento o el acortamiento de la viga o columna, la capacidad de deformación por tensión o compresión deberá ser la especificada en la tabla 7.6.2.2.2.1.

Tabla 7.6.2.2.2.1 - Parámetros de modelación y criterios de aceptación para análisis no lineales en marcos de concreto reforzado con muros diafragma

Condiciones	Parámetros de modelación ^[1]			Criterios de aceptación		
	Deformación total		Cociente de resistencia residual	Deformación total		
	d_{nl}	e_{nl}		Nivel de desempeño		
			c_{nl}	OI	SV	PC
i: Columnas modeladas como puntales ^[2]						
Columnas confinadas en toda su longitud ^[3]	0.02	0.04	0.4	0.003	0.03	0.04
Todos los otros casos	0.003	0.01	0.2	0.002	0.01	0.01
ii: Columnas modeladas como tensores ^[2]						
Columnas con buen confinamiento en los traslapes o sin traslapes	0.05	0.05	0.0	0.01	0.04	0.05
Todos los otros casos	^[4]	0.03	0.2	—	0.02	0.03

^[1] No se permitirá interpolar. Los parámetros se ilustran en la fig. 7.3.1.2.3

^[2] Si las reversiones de carga dan como resultado las dos condiciones, i y ii, para una sola columna, ambas condiciones deberán ser revisadas

^[3] Se permitirá considerar a una columna como confinada en toda su longitud cuando la cantidad del refuerzo transversal en la altura total del edificio, incluyendo las uniones, sea igual que al menos tres cuartos de lo requerido por el Capítulo 8 de la NTC-Concreto para elementos de borde de muros de cortante. La separación máxima del refuerzo no deberá ser mayor que $h/3$ o $8d_b$.

^[4] La potencial falla por traslapes deberá evaluarse directamente para determinar los criterios de modelado y aceptación.

7.6.2.2.3 Análisis dinámicos no lineales. La relación no lineal carga-deformación deberá modelar el comportamiento histerético completo de cada elemento utilizando propiedades verificadas mediante ensayos. Las propiedades de descarga y recarga deberán representar características de degradación de la rigidez y resistencia.

7.6.2.3 Resistencia de marcos de concreto con muros diafragma de mampostería.

7.6.2.3.1 La resistencia de los elementos de concreto reforzado deberá calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.3, así como modificados por otras disposiciones de esta Norma. La resistencia de los muros diafragma de mampostería deberá calcularse de acuerdo con los requisitos del Capítulo 5 de la NTC-Mampostería. Los cálculos de la resistencia deberán considerar los puntos a) a d):

- a) Las limitaciones impuestas por las vigas, columnas y uniones en las porciones no rellenas de del marco
- b) Fuerzas locales que el muro aplica sobre el marco
- c) La resistencia del muro diafragma
- d) Las conexiones con elementos adyacentes.

7.6.2.4 Criterios de aceptación para marcos de concreto con muros diafragma de mampostería

7.6.2.4.1 Análisis estático y dinámico lineales. En elementos primarios, el comportamiento controlado por deformación deberá estar restringido a acciones axiales y de flexión en vigas, losas y columnas, y a acciones de deformación lateral en los muros diafragma de mampostería. En los elementos secundarios, el comportamiento controlado por deformación deberá estar restringido a aquellas acciones identificadas en los Capítulos 6, 7 y 8 de la NTC-Concreto para un marco aislado, como corresponda, y para los muros diafragma de mampostería en el Capítulo 5 de la NTC-Mampostería.

7.6.2.4.1.1 Las acciones de diseño deberán ser determinadas como está prescrito en la NTC-Sismo. Donde los cocientes demanda-capacidad (*CDC*) calculados sean mayores que la unidad, se deberán determinar las acciones a) y b) siguientes:

- a) Las debidas a momentos, fuerzas cortantes, momentos torsionantes, longitudes de desarrollo y deslizamiento del refuerzo correspondientes a la resistencia en vigas, columnas y muros diafragma
- b) Carga axial de la columna correspondiente a la resistencia a flexión del marco con un muro diafragma que actúa como un muro en voladizo.

7.6.2.4.1.2 Los valores de los factores *m* deberán ser los especificados en la tabla 7.6.2.4.1.2. Se deberá suponer que los criterios de aceptación se cumplen para aquellos elementos con acciones de diseño menores que su resistencia.

7.6.2.4.2 Análisis estático y dinámico no lineales. En el modelo de diseño, la respuesta inelástica deberá estar restringida aquellos elementos y acciones permitidas para marcos como se especifica en los capítulos 6, 7 y 8 de la NTC-Concreto, y para muros diafragma de mampostería como se indica en el Capítulo 5 de la NTC-Mampostería.

Tabla 7.6.2.4.1.2 - Criterios de aceptación para análisis lineales – marcos de concreto reforzado con muros diafragma

Condiciones	Factores m ^[1]				
	Nivel de desempeño				
	Tipo de elemento				
	Primario			Secundario	
	OI	SV	PC	SV	PC
i: Columnas modeladas como puntales ^[2]					
Columnas confinadas en toda su longitud ^[3]	1	3	4	4	5
Todos los otros casos	1	1	1	1	1
ii: Columnas modeladas como tensores ^[2]					
Columnas con buen confinamiento en los traslapes o sin traslapes	3	4	5	5	6
Todos los otros casos	1	2	2	3	4

^[1] No se permitirá interpolar. Los parámetros se ilustran en la fig.7.3.1.2.3

^[2] Si las reversiones de carga dan como resultado las dos condiciones, i y ii, para una sola columna, ambas condiciones deberán ser revisadas

^[3] Se permitirá considerar a una columna como confinada en toda su longitud cuando la cantidad del refuerzo transversal en la altura total del edificio, incluyendo las uniones, sea igual que al menos tres cuartos de lo requerido por el Capítulo 8 de la NTC-Concreto para para elementos de borde de muros de cortante. La separación máxima del refuerzo no deberá ser mayor que $h/3$ o $8db$.

7.6.3 Marcos de concreto con muros diafragma de concreto

7.6.3.1 Requisitos generales

7.6.3.1.1 El modelo numérico de un marco de concreto con un muro diafragma de concreto deberá representar la resistencia, la rigidez y la capacidad de deformación de las vigas, losas, columnas, conexiones viga-columna, muros de concreto y todas las conexiones y elementos de los elementos. Se deberán considerar las potenciales fallas debidas a la flexión, al cortante, al anclaje, al desarrollo del refuerzo longitudinal o por aplastamiento del concreto de cualquier sección. También se deberá incluir la interacción con elementos no estructurales.

7.6.3.1.2 El modelo numérico se deberá establecer considerando la rigidez relativa y la resistencia del marco y del muro diafragma, así como el nivel de deformación y el daño asociado. Para niveles bajos de deformación y para casos en los que el marco es relativamente flexible, se permitirá modelar el muro diafragma como un muro, con aberturas cuando éstas existan. En otros casos, se permitirá modelar el sistema marco-muro utilizando una diagonal equivalente como se describe para marcos con muros diafragma de mampostería.

7.6.3.1.3 Los elementos del marco deberán ser evaluados para fuerzas que actúan sobre ellos mediante la interacción del marco con el muro diafragma. En marcos con muros diafragma a altura completa, la evaluación deberá incluir el efecto de las fuerzas de compresión del puntal aplicadas a la columna y a la viga, de forma excéntrica a la unión viga-columna. En marcos con muros diafragma de mampostería a media altura, la evaluación deberá incluir la reducción de la longitud efectiva de la porción de las columnas que se encuentren por encima del muro.

7.6.3.1.4 En marcos con muros diafragma en solo algunas crujías, la rigidez del muro diafragma y su impacto sobre el marco deberá representarse como se describe en este inciso. Cuando los muros diafragma den lugar a una discontinuidad a lo largo de la altura, se deberán evaluar los efectos de la discontinuidad sobre el desempeño de la estructura completa.

7.6.3.2 Rigidez de marcos con muros diafragma de concreto

7.6.3.2.1 Análisis estático y dinámico lineales. La rigidez efectiva se deberá calcular de acuerdo con 7.3.1.2.2.

7.6.3.2.2 Análisis estático no lineal. Las relaciones carga-deformación no lineales que se utilizarán en el análisis deberán seguir los requisitos de 7.3.1.2.3.

7.6.3.2.2.1 Las relaciones monótonas carga-deformación deberán concordar con la relación generalizada que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3. Como excepción, se permitirán diferentes relaciones cuando éstas sean verificadas por medio de ensayos aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable. Para representar la interacción entre el marco y el muro diafragma se deberán considerar las cantidades numéricas que se muestran en la fig. 3.1.2.2.3 y que deberán ser derivadas a partir de ensayos o procesos analíticos.

7.6.3.2.3 Análisis dinámicos no lineales. La relación no lineal carga-deformación deberá modelar el comportamiento histerético completo de cada elemento utilizando propiedades verificadas mediante ensayos. Las propiedades de descarga y recarga deberán representar características de degradación de la rigidez y resistencia.

7.6.3.3 Resistencia de marcos de concreto con muros diafragma de concreto

7.6.3.3.1 La resistencia de los elementos de concreto reforzado deberá calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.4.2, así como los modificados por otras disposiciones de esta Norma. Los cálculos de la resistencia deberán considerar los puntos a) a e):

- a) Las limitaciones impuestas por las vigas, columnas y uniones en las porciones no rellenas del marco
- b) La capacidad a tensión y compresión de las columnas que actúan como elementos de borde de los marcos con muros diafragma
- c) Fuerzas locales que el muro aplica sobre el marco
- d) La resistencia del muro diafragma
- e) Las conexiones con elementos adyacentes.

7.6.3.3.2 La resistencia del concreto de muros diafragma deberá determinarse considerando la resistencia a fuerza cortante del muro diafragma.

7.6.3.3.3 Cuando se suponga que el marco y el muro diafragma trabajan como un muro monolítico, la resistencia a flexión deberá estar basada en la continuidad del acero de refuerzo vertical en ambas columnas, actuando como elementos de borde, y en el muro diafragma, incluyendo el anclaje del refuerzo del muro en el marco que lo rodea.

7.6.3.4 Criterios de aceptación para marcos de concreto con muros diafragma de concreto.

7.6.3.4.1 Los criterios de aceptación para marcos de concreto con muros diafragma de concreto deberán cumplir con 7.6.2.4, 7.7 y 7.8.

7.7 Muros de concreto

7.7.1 Tipos de muros de concreto y elementos asociados

7.7.1.1 Las disposiciones del Capítulo 8 de la NTC-Concreto referente a muros de concreto deberán aplicarse a todos los muros de concreto y sus elementos asociados en todos en todo tipo de sistemas estructurales que incorporen muros de concreto. Estos tipos incluyen muros de concreto aislados, muros utilizados en sistemas de marcos y muros, muros acoplados y muros discontinuos. Se permitirá que los muros con aberturas se consideren como muros completos si las aberturas no influyen de forma significativa en la resistencia o en el comportamiento inelástico de estos. Los muros perforados se deberán definir como muros que tienen un patrón regular de aberturas, tanto horizontal como verticalmente, que dan lugar a una serie de segmentos verticales y horizontales anchos.

7.7.1.2 Las disposiciones de esta sección también deberán aplicarse a vigas de acoplamiento.

7.7.1.3 Muros monolíticos de concreto reforzado y segmentos de muros

7.7.1.3.1 Los muros monolíticos de concreto reforzado deberán conformarse de elementos verticales colados en sitio, ya sea acoplados o no acoplados, en formas abiertas o cerradas. Estos muros deberán tener sección transversal y acero de refuerzo relativamente continuos, y deberán proporcionar resistencia a fuerzas laterales y verticales, en contraste con los muros diafragma.

7.7.1.4 Columnas de concreto reforzado que soportan muros discontinuos

7.7.1.4.1 Las columnas de concreto reforzado que soportan muros discontinuos deberán analizarse de acuerdo con 7.4.2.

7.7.1.5 Vigas de acoplamiento de concreto reforzado

7.7.1.5.1 Las vigas de acoplamiento de concreto reforzado deberán evaluarse y rehabilitarse cumpliendo con los requisitos del Capítulo 9 de esta Norma.

7.7.2 Resistencia de muros de concreto reforzado, segmentos de muros y vigas de acoplamiento

7.7.2.1 La resistencia de los elementos deberá calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.3.2, y con las disposiciones adicionales de este inciso. En la determinación de la resistencia se deberá considerar un potencial mecanismo controlado por flexión, cortante o cortante por deslizamiento en cualquier punto, así como los efectos derivados de una longitud insuficiente del refuerzo, bajo una combinación de cargas gravitacionales y laterales.

7.7.2.2 Los elementos que se evalúen de acuerdo con este inciso con cuantía de refuerzo longitudinal u horizontal menor que 0.001 deberán considerarse de concreto simple, y la resistencia de las secciones deberá calcularse de acuerdo con el Capítulo 12 de la NTC-Concreto.

7.7.2.3 Para los cálculos de resistencia, la resistencia de los materiales deberá ser determinada utilizando propiedades esperadas de los materiales para un comportamiento controlado por deformación. Los cálculos de las resistencias a flexión, cortante y deslizamiento de los elementos de esta sección deberán utilizar propiedades esperadas de los materiales, ya que este comportamiento se considerará como controlado por deformación a menos que se indique lo contrario. Las fuerzas que se consideran para comportamiento controlado por fuerza deberán calcularse utilizando valores del límite inferior de resistencia de materiales.

7.7.2.4 Resistencia a flexión.

7.7.2.4.1 La resistencia de fluencia de muros o segmentos de muro, M_{Cy} , tal como es representada con el punto B de la fig. 7.3.1.2.3.3, deberá determinarse a partir del Capítulo 5 de la NTC-Concreto utilizando la resistencia de fluencia esperada basada en ensayos experimentales o con los valores de la tabla 7.2.2.1.2.1.b y un factor de resistencia, F_R , igual que 1.0. Para el cálculo de la resistencia a flexión se deberán usar los anchos efectivos de tensión y compresión definidos en 7.3.1.3, excepto que el valor de 7.3.1.3.1.d se cambiará a una décima parte de la altura del muro. Cuando se realice el cálculo de la resistencia última del muro, M_u , que se representa en el punto C de la fig. 7.3.1.2.3.3.b, los efectos de endurecimiento por deformación deberán ser tomados en cuenta con los valores de la tabla 7.2.2.1.2.1.b o utilizando datos experimentales y curvas esfuerzo-deformación de los materiales.

7.7.2.4.2 La longitud de los traslapes del refuerzo longitudinal primario a tensión deberá ser evaluada por medio de los procedimientos de 7.3.5. Las resistencias reducidas a flexión deberán calcularse en puntos donde los traslapes controlen el esfuerzo del refuerzo.

7.7.2.5 Resistencia a cortante.

7.7.2.5.1 La resistencia a cortante de un muro estructural o un segmento de muro, $V_{cydMuro}$, deberá determinarse a partir de los principios y de las ecuaciones dadas en 8.7.4 y 8.7.5 de la NTC-Concreto, con excepción que las restricciones de la separación, la cuantía y el número de capas del refuerzo no aplicarán en muros existentes. La resistencia a cortante en los puntos B y C de la fig. 7.3.1.2.3.3.c deberán ser iguales.

7.7.2.6 Resistencia a cortante por deslizamiento

7.7.2.3.1 La resistencia a cortante por deslizamiento de un muro estructural o de un segmento de muro, $V_{cyfMuro}$, deberá determinarse a partir de 5.7 de la NTC-Concreto, excepto que no es necesario que se aplique el límite superior de resistencia a la fricción por cortante especificado en la tabla 5.7.1.2.3.e de la NTC-Concreto. El esfuerzo que puede ser desarrollado en el refuerzo que cruza el plano de cortante por deslizamiento deberá calcularse considerando las reducciones respecto del anclaje de acuerdo con 7.3.5. Las cargas axiales deberán aplicarse cuando se realice la evaluación de la resistencia a cortante por deslizamiento de acuerdo con 7.3.3.

7.7.3 Análisis estático y dinámico lineales para muros de concreto reforzado y segmentos de muros

7.7.3.1 Modelado

7.7.3.1.1 El modelo numérico de un muro estructural o de un segmento de muro deberá representar la rigidez del elemento considerando las acciones a fuerzas axiales, de flexión y cortante. Deberán considerarse mecanismos de falla por flexión, por cortante y por longitud de desarrollo insuficiente del refuerzo en cualquier punto del muro.

7.7.3.1.2 La rigidez efectiva de los muros o de segmentos de muros deberá cumplir con 7.3.1.2. Los valores de rigidez efectiva contenidos en la tabla 7.3.1.2.2 serán permitidos a menos que éstos sean determinados a partir de un análisis más detallado. Para formas no planas de la sección transversal del muro, tales como secciones cajón, T, L, I, H y C, los anchos efectivos a flexión y compresión deberán ser los que se especifican en 7.3.1.3 para la evaluación de la rigidez, excepto que 7.3.1.3.1.d se cambiará a una décima parte de la altura del muro.

Tabla 7.7.3.1.2 - Valores alternativos de rigidez efectiva para muros de concreto agrietados

$\frac{P_{UG}}{A_g f'_c}$	$\rho_b^{[1], [2]}$	Rigidez a flexión ^[3]
≤ 0.05	≤ 0.01	0.20 $E_c I_g$
	≥ 0.03	0.30 $E_c I_g$
≥ 0.50	≤ 0.01	0.90 $E_c I_g$
	≥ 0.03	1.00 $E_c I_g$

^[1] ρ_b deberá considerarse igual que la cuantía de refuerzo longitudinal en el elemento de borde a tensión en caso de que los muros sean asimétricos respecto del eje centroidal de la sección transversal

^[2] Se permitirá utilizar un valor ρ_b de 0.02.

^[3] Para muros con compresión axial y cuantías que se encuentren dentro de los límites provistos, la rigidez a flexión deberá determinarse por interpolación lineal. Si no se realiza la interpolación, deberá utilizarse el valor de rigidez efectiva más conservador.

7.7.3.1.3 Se permitirá que se realice la modelación de los muros o segmentos de muros considerándolos como elementos viga-columna equivalentes en los que se representen deformaciones tanto por flexión como por cortante, pero la resistencia a la flexión y la capacidad de deformación estén desacopladas de la respuesta al cortante. En la resistencia de los elementos viga-columna equivalentes se deberá incluir la interacción entre la carga axial, y deberá calcularse con base en propiedades esperadas de los materiales. La zona rígida de la conexión de la viga en este elemento viga-columna equivalente deberá representar la distancia entre el centroide del muro y el extremo del muro en el que se hace la conexión con la viga.

7.7.3.1.4 Las uniones entre los muros y los elementos del marco deberán modelarse como elementos rígidos. El comportamiento de diafragma dentro y fuera del plano de las losas que interconectan muros y columnas del marco deberá ser representado en el modelo.

7.7.3.2 Criterios de aceptación

7.7.3.2.1 Las acciones de diseño que actúan sobre los elementos (flexión, fuerza cortante, fuerza axial o fuerzas de transferencia en barras de refuerzo ancladas o traslapadas) deberán determinarse tal como se describe en la NTC-Concreto. Cuando se realice la determinación de los valores apropiados para las acciones de diseño, se deberán tener en cuenta las cargas gravitacionales y las fuerzas máximas que se pueden transmitir considerando la acción no lineal en elementos adyacentes.

7.7.3.2.2 El comportamiento base de muros y segmentos de muros deberá estar en concordancia con la tabla 7.7.3.2.2 y clasificarse como controlado por deformación a menos que se indique lo contrario. Se permitirá que los muros con $H/L < 1.0$ se clasifiquen como controlados por cortante. Los elementos con una cuantía del refuerzo vertical u horizontal, p_l o p_t , inferior a 0.001 se clasificarán como controlados por fuerza.

Tabla 7.7.3.2.2 - Clasificación del comportamiento de muros y segmentos de muro

Criterio		Comportamiento de control esperado
$V_{CE}/(\omega_v V_u) < 1.0$	$V_{CydMuroE}/V_{CyfMuroE} \leq 1.0$	Cortante
	$V_{CydMuroE}/V_{CyfMuroE} > 1.0$	Flexo-cortante
$V_{CE}/(\omega_v V_{MCuE}) \geq 1.0$		Flexión

7.7.3.2.3 La resistencia a la flexión máxima esperada de un muro estructural o segmento de muro, M_{CuE} , se deberá utilizar para determinar la máxima demanda de fuerza cortante esperada en muros y segmentos de muro, V_{MCuE} , con el fin de determinar el comportamiento base de acuerdo con la ec. 7.7.3.2.3 Para muros en voladizo, la demanda máxima de cortante esperada, V_{MCuE} , no deberá ser menor que la magnitud de la fuerza lateral requerida para desarrollar la resistencia a la flexión máxima esperada, M_{CuE} , de la sección crítica del muro, pero no excederá la carga máxima que puede ser transferida al segmento del muro.

$$V_{MCuE} = \frac{M_{CuE}}{M_u} V_u \tag{7.7.3.2.3}$$

7.7.3.2.4 Para los segmentos de muros que no están en voladizo, la demanda de cortante máxima esperada, V_{MCuE} , deberá ser igual al cortante correspondiente al desarrollo de las resistencias a la flexión máximas esperadas positiva y negativa en los extremos opuestos del segmento de muro, pero no será necesario que excedan la carga máxima que puede ser entregada al segmento de la pared. El factor de amplificación (ω_v) de la tabla 7.7.3.2a deberá determinarse a partir de 8.7.4 de la NTC-Concreto, pero se permitirá que este sea considerado 1.0 para segmentos que no estén en voladizo y en lo que se espera que se desarrollen articulaciones de flexión tanto en los extremos superior e inferior.

7.7.3.2.5 Se permitirá el uso de factores m de la tabla 7.7.3.2.c para comportamiento en muros que estén controlados por cortante debido a deslizamiento en las juntas frías localizadas en la interfaz entre los muros y la cimentación que tengan una cuantía de refuerzo de cortante por fricción transversal a la junta de al menos 0.001. Como una alternativa a la tabla 7.7.3.2.b, se permitirá el uso de los factores m de las tablas 7.7.3.2.5.a y 7.7.3.2.5.b para muros con comportamiento controlado por flexión. Los valores d_{nl} y e_{nl} que deberán ser utilizados en las tablas de factores m se presentan en 7.7.4.1.1.1.

Tabla 7.7.3.2.5.a - Criterios de aceptación para análisis lineales: muros de concreto reforzado controlados por flexión

Tipo de elemento	Factores $m^{[1],[2]}$		
	Nivel de desempeño		
	OI	SV	PC
Primario	$\frac{\theta_{yE} + 0.1(d_{nl} - \theta_{yE})}{\theta_{yE}}$	$\frac{9}{16} \left(\frac{e_{nl}}{\theta_{yE}} \right)$	$\frac{5}{8} \left(\frac{e_{nl}}{\theta_{yE}} \right)$
Secundario		$\frac{3}{4} \left(\frac{e_{nl}}{\theta_{yE}} \right)$	$\frac{4}{5} \left(\frac{e_{nl}}{\theta_{yE}} \right)$

^[1] θ_{yE} deberá calcularse con la ec. 7.7.3.2.6.a. Se permitirá considerar θ_{yE} igual que 0.003 rad en esta tabla en lugar de utilizar la ec. 7.7.3.2.5. Los factores m para SV y PC no deberán ser menores que aquellos para OI y SV, respectivamente. Los factores m no deberán ser menores que 1.

^[2] Los criterios de aceptación para elementos primarios no deberá considerarse mayores que los correspondientes para elementos secundarios

Tabla 7.7.3.2.5.b - Criterios numéricos de aceptación para análisis lineales: muros de concreto y elementos controlados por cortante

Condiciones ^[1]	Factores m ^[2]				
	Nivel de desempeño				
	Tipo de elemento				
	Primario			Secundario	
	OI	SV	PC	SV	PC
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P_{UD}}{A_g f'_c} \leq 0.05$	2	2.5	3	4.5	6
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P_{UD}}{A_g f'_c} > 0.05$	1.5	2	3	3	4

^[1] El cortante se considerará como una acción controlada por fuerza para el caso de muros y segmentos de muros en los que el comportamiento inelástico está controlado por cortante y la fuerza axial de diseño sea mayor que $0.15A_g f'_c$. Se permitirá calcular la carga axial basada en un análisis de estado límite.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores listados en la tabla.

$$\theta_{yE} = \frac{M_{CyGE} M_u}{3 E_c I_{ef} V_u} \geq 0.002 \tag{7.7.3.2.5}$$

donde $E_c I_{ef}$ es la rigidez a flexión efectiva.

7.7.3.2.6 Con el propósito de determinar los factores m de las tablas 7.7.3.2.6.a y 7.7.3.2.6.b, los muros deberán considerarse que cumplen, C, cuando los detalles del muro satisfacen a) hasta e). En caso contrario, se considerará que el muro no cumple, NC, si no se cumple alguna de las condiciones:

- a) Al menos existen dos capas del refuerzo vertical y horizontal en el alma
- b) Una cuantía de refuerzo longitudinal mínima basada en la ecuación 7.7.3.2.6.a

$$\rho_{lb} \geq 0.50 \sqrt{f'_{cE}} / f_{yE} \tag{7.7.3.2.6.a}$$

$$\left(\rho_{lb} \geq 1.60 \sqrt{f'_{cE}} / f_{yE} \right)$$

- c) Que la cuantía mínima de refuerzo transversal en forma de estribos rectangulares $A_{sh}/(sb)$ o el cociente del volumen de refuerzo helicoidal entre el volumen de concreto confinado, ρ_s , no sea menor que 0.7 veces la calculada con las ecs. 7.7.3.2.b y 7.7.3.2.c

$$\frac{A_{sh}}{sb_{ch}} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}} \geq 0.09 \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}} \tag{7.7.3.2.6.b}$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}} \geq 0.12 \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}} \tag{7.7.3.2.6.c}$$

- d) El cociente de la separación del refuerzo transversal límite entre el menor diámetro del refuerzo longitudinal, $s/d_b \leq 8.0$
- e) La falla por traslapes queda excluida.

Tabla 7.7.3.2.6.a— Criterios numéricos de aceptación alternativos para análisis lineales: muros de concreto reforzado que cumplen (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto controlados por flexión

Condiciones		Factores $m^{[1]}$				
		Nivel de desempeño				
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{P_{UD}}{A_g f'_c}$	OI	Primario		Secundario	
			SV	PC	SV	PC
≤ 10	≤ 0.10	1.9	7.5	8.5	10	11
≤ 10	≥ 0.20		6.0	6.8	8.0	9.1
≥ 70	≤ 0.10	1.4	3.8	4.3	5.0	5.7
≥ 70	≥ 0.20		2.6	3.0	3.5	4.0

^[1] Se permitirá realizar interpolación lineal entre los valores dados en la tabla; sin embargo, no se aceptará la interpolación entre los valores especificados para muros que cumplen (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto (tabla 7.7.3.2.6.a) y muros que no cumplen (NC) (tabla 7.7.3.2.6.b).

Tabla 7.7.3.2.6.b— Criterios numéricos de aceptación alternativos: muros de concreto reforzado que no cumplen (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto controlados por flexión ^{[1], [2]}

Condiciones		Factores $m^{[3]}$				
		Nivel de desempeño				
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{P_{UD}}{A_g f'_c}$	OI	Primario		Secundario	
			SV	PC	SV	PC
≤ 10	≤ 0.10	1.6	6.6	7.4	8.8	9.9
≤ 10	≥ 0.20		3.9	4.5	5.3	6.0
≥ 60	≤ 0.10	1.2	2.8	3.2	3.8	4.3
≥ 60	≥ 0.20		1.9	2.1	2.5	2.8

^[1] Esta tabla aplica a segmentos de muros con $p_l \geq 0.001$. Para $0.0025 \geq p_l \geq 0.001$ y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2} \leq 20$, los criterios de aceptación se multiplicarán por un factor de reducción. El factor de reducción deberá ser 0.4 para $p_{lw} = 0.001$, $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2} \leq 10$ y 1.0 para $p_{lw} = 0.0025$ y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2} = 2020$. Deberá interpolarse el factor de reducción con respecto a p_{lw} y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$ deberá obtenerse para valores intermedios.

^[2] Esta tabla aplica para muros con una o múltiples capas de refuerzo.

^[3] Se permitirá obtener valores intermedios a los mostrados en la tabla mediante interpolación lineal; sin embargo, no se permite la interpolación para la obtención de valores para muros que cumplen (C) (tabla 7.7.3.2.6.a) y muros que no cumplen (NC) (tabla 7.7.3.2.6.b) con el Cap. 8 de la NTC-Concreto.

7.7.3.2.7 Se permitirán factores m alternativos cuando estos sean justificados por análisis y evidencia experimental.

7.7.4 Análisis estático y dinámico no lineales para muros y segmentos de muro

7.7.4.1 Modelado

7.7.4.1.1 Se permitirá el uso simultáneo de resortes rotacionales y traslacionales desacoplados para simular el comportamiento no lineal a flexión y cortante, respectivamente, para muros y segmentos de muro de acuerdo con 7.7.4.2.1. Las deformaciones en las secciones críticas del muro deberán evaluarse para verificar que la deformación al comienzo de la pérdida de resistencia lateral, incluidas las deformaciones por cortante y flexión, no supere el valor inferior del parámetro de modelado d_{nl} de los elementos de rotación y traslación que se indican en las tablas 7.7.4.1.1.1.a, 7.7.4.1.1.1.b y 7.7.4.1.1.1.c. También se requerirá satisfacer los criterios de aceptación de deformación adicionales de acuerdo con 7.7.4.2.

7.7.4.1.2 Los muros que sean asimétricos con respecto al centroide de la sección transversal en términos de geometría, cuantía del refuerzo, detallado, o todos éstos, deberán modelarse con diferentes curvas fuerza-deformación en las dos direcciones de carga principales.

7.7.4.1.3 El comportamiento base para muros y segmentos de muros deberá suponerse como de deformación controlada. No será necesario aplicar el factor de amplificación de cortante ω_v en la tabla 7.7.3.2.3, donde V_{MCu} se obtiene a partir de los procedimientos de análisis no lineal. Se permitirá el uso de la tabla 7.7.4.1.1.2 para acciones de muros controladas por cortante debido a deslizamiento en las juntas localizadas en la interfaz entre los muros y la cimentación que tengan una cuantía de refuerzo de cortante por fricción transversal a la junta de al menos 0.001.

7.7.4.2 *Análisis estático y dinámico no lineales empleando modelos carga-deformación de plasticidad concentrada.*

7.7.4.2.1 Las relaciones no lineales carga-deformación que se utilicen en análisis estático y dinámico no lineales deberán cumplir los requisitos de 7.3.1.2. Las relaciones carga-deformación monótonas y cíclicas para modelos numéricos que representan muros y segmentos de muros deberán concordar con las relaciones generalizadas definidas en 7.3.1 y mostradas en la fig. 7.3.1.2.3.3. Se permitirá determinar la rigidez inicial del punto A al punto B (que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3) utilizando las tablas 7.3.1.2.3.5 y 7.7.3.1.

7.7.4.2.2 Muros y segmentos de muros controlados por flexión. Para muros y segmentos de muros que muestran un comportamiento inelástico bajo cargas laterales controladas por flexión, se permitirá la siguiente aproximación: la relación carga-deformación de la fig. 7.3.1.2.3.3.b deberá utilizarse con las abscisas de la figura considerando que la rotación sobre la región articulación plástica, L_p , se encuentra en el extremo del elemento tal como se muestra en la fig. 7.7.4.2.2. La articulación plástica en el punto B de la fig. 7.3.1.2.3.3.b corresponde con la rotación de la articulación por fluencia, θ_{yhE} , y se deberá calcular como lo indica la ec. 7.7.4.2.2:

$$\theta_{yhE} = \left(\frac{M_{CyGE}}{E_c I_{ef}} \right) L_p \tag{7.7.4.2.2}$$

donde $E_c I_{ef}$ es la rigidez a la flexión efectiva calculada según la tabla 7.7.3.1, M_{CyGE} se calcula como se describe para M_{Cy} en 7.7.2.1 pero permitiendo combinaciones de carga solo por gravedad, y L_p es la longitud de la articulación plástica supuesta. El valor de L_p deberá establecerse igual al menor de 0.5 veces la longitud total del muro individual y la altura del piso en la ubicación de la articulación. Para los segmentos de muro, el valor de L_p deberá establecerse igual al menor de 0.5 veces la profundidad de flexión efectiva del elemento y 0.5 veces la longitud del elemento.

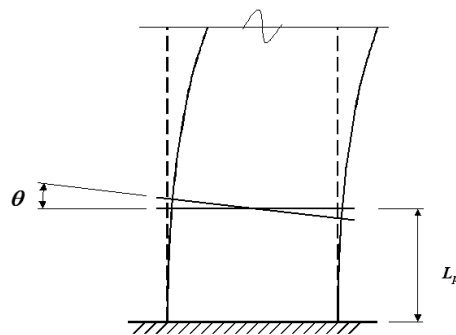


Fig. 7.7.4.2.2 - Rotación de articulación plástica donde la flexión controla la respuesta inelástica

Los valores de las variables c_{nt} , c'_{nt} , d_{nt} , d'_{nt} , y e_{nt} requeridas para definir la localización de los puntos C, D y E de la fig. 7.3.1.2.3.3.b serán los especificados en las tablas 7.7.4.2.a y 7.7.4.2.b.

7.7.4.2.3 Para análisis dinámicos no lineales, las rigideces y resistencias de descarga y recarga, y cualquier adelgazamiento de las curvas histeréticas de carga contra rotación, deberán reflejar el comportamiento observado experimentalmente para muros similares al que se investiga. Cuando los datos experimentales no estén disponibles para validar el comportamiento histerético completo de un elemento, incluida la rigidez y la resistencia de descarga y recarga y el adelgazamiento de la curva de histéresis carga-deformación, los modelos numéricos empleados deberán definir la respuesta en general de acuerdo con las

relaciones presentadas en 7.3.1 y tal como se especifican en las tablas 7.7.4.2.3.a y 7.7.4.2.3.b. Se permitirá el uso de la relación carga-deformación que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3.b para representar la envolvente de la respuesta para el análisis.

Tabla 7.7.4.2.3.a - Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales: muros de concreto reforzado y elementos asociados controlados por flexión que cumplen con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto

Condiciones ^[1]			d_{nl}	Criterio de aceptación	
				Nivel de desempeño	
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{\omega_v V_{MCyDE}^{[2]}}{A_{cv} \sqrt{f'_{cE}}}$, MPa (kg/cm ²)	Estribos sobrepuestos ^[3]		OI	
≤ 10	≤ 0.33 (1.1)	Sí	0.032	$\theta_{yE} + 0.1(d_{nl} - \theta_{yE})$	
≤ 10	≥ 0.5 (1.6)	Sí	0.026		
≥ 70	≤ 0.33 (1.1)	Sí	0.018		
≥ 70	≥ 0.5 (1.6)	Sí	0.014		
≤ 10	≤ 0.33 (1.1)	No	0.032		
≤ 10	≥ 0.5 (1.6)	No	0.026		
≥ 70	≤ 0.33 (1.1)	No	0.012		
≥ 70	≥ 0.5 (1.6)	No	0.011		

Condiciones ^[1]		c_{nl}	c'_{nl}	d'_{nl} ^[4]	e_{nl} ^[4]	Criterio de aceptación	
						Nivel de desempeño	
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{P_{UD}}{A_g f'_{cE}}$					SV	PC
≤ 10	≤ 0.10	0.5	1.15	0.036	0.040	0.75 e_{nl}	0.85 e_{nl}
≤ 10	≥ 0.20	0.1		0.030	0.032		
≥ 70	≤ 0.10	0.0		0.018	0.020		
≥ 70	≥ 0.20	0.0		0.014	0.014		

^[1] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores dados en la tabla; sin embargo, no se permitirá la interpolación entre los valores especificados para muros que cumplen (C) (tabla 7.7.4.2.3.a) y muros que no cumplen (NC) (tabla 7.7.4.2.3.b) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto.

^[2] No es necesario aplicar el factor de amplificación de cortante, ω_v , si V_{MCyDE} se obtiene de análisis no lineales.

^[3] La definición de estribos sobrepuestos se hará de acuerdo con la NTC-Concreto.

^[4] Los parámetros d'_{nl} y e_{nl} no deberán tomarse menores que d_{nl} .

Tabla 7.7.4.2.3.b - Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales: muros de concreto reforzado que no cumplen (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto y elementos controlados por flexión

Condiciones ^{[1], [2]}		d_{nl}	Criterio de aceptación				
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	Detallado ^{[3], [4], [5], [6]}		Nivel de desempeño				
			OI				
≤ 10	$\frac{A_{sh,propuesto}}{A_{sh,requerido}} \geq 0.5$ y $\frac{s}{d_b} \leq 9$	0.024	$\theta_{yE} + 0.1(d_{nl} - \theta_{yE})$				
≤ 10	$\frac{A_{sh,propuesto}}{A_{sh,requerido}} < 0.2$ y $\frac{s}{d_b} > 15$	0.019					
≥ 60	$\frac{A_{sh,propuesto}}{A_{sh,requerido}} \geq 0.5$ y $\frac{s}{d_b} \leq 9$	0.010					
≥ 60	$\frac{A_{sh,propuesto}}{A_{sh,requerido}} < 0.2$ y $\frac{s}{d_b} > 15$	0.008					
Condiciones ^{[1], [2], [6]}		c_{nl}	c'_{nl}	d'_{nl} ^[7]	e_{nl} ^{[7], [8]}	Criterio de aceptación	
$\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$	$\frac{P_{UD}}{A_g f'_c}$					Nivel de desempeño	
						SV	PC
≤ 10	≤ 0.10	0.4	1.15	0.032	0.035	0.75 e_{nl}	0.85 e_{nl}
≤ 10	≥ 0.20	0.1		0.020	0.021		
≥ 60	≤ 0.10	0.0		0.015	0.015		
≥ 60	≥ 0.20	0.0		0.010	0.010		

^[1] Esta tabla aplica para segmentos de muros con $p_{lw} \geq 0.001$. Para $0.0025 \geq p_{lw} \geq 0.001$ y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2} \leq 20$, los parámetros de modelado d_{nl} , d'_{nl} , y e_{nl} deberán multiplicarse por un factor de reducción. El factor de reducción será de 0.4 para $p_{lw} = 0.001$ y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2} \leq 10$ y 1.0 para $p_{lw} = 0.0025$ y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2} = 20$. Se permitirá la interpolación lineal del factor de reducción con respecto a p_{lw} y $\frac{L_m c_{DE}}{b_s^2}$ para valores intermedios.

^[2] Esta tabla aplica para muros con una o múltiples capas de refuerzo.

^[3] $A_{sh,requerido}$ se calculará con la NTC-Concreto. En el caso de elementos de borde con refuerzo transversal en forma helicoidal (zunchos) o estribos circulares, el término $A_{sh,propuesto}/A_{sh,requerido}$ deberá ser reemplazado por $\rho_{s,propuesto}/\rho_{s,requerido}$.

^[4] Si los valores de $A_{sh,propuesto}/A_{sh,requerido}$ y s/d_b se encuentran entre los límites indicados en esta tabla, se realizará una interpolación lineal de forma independiente para $A_{sh,propuesto}/A_{sh,requerido}$ y s/d_b , y el valor resultante más bajo se tomará el valor más bajo de d_{nl} .

^[5] Los valores de $A_{sh,propuesto}/A_{sh,requerido}$ y s/d_b se proporcionarán sobre una distancia horizontal que se extienda desde la fibra de compresión extrema hasta al menos $c_{DE}/3$.

^[6] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores dados en la tabla; sin embargo, no se permitirá la interpolación entre los valores especificados para muros que cumplan (C) con el Capítulo 8 (tabla 7.7.4.2.3.a) y muros que no cumplan (NC) (tabla 7.7.4.2.3.b) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto.

^[7] Los parámetros d'_{nl} y e_{nl} no deberán tomarse menores que d_{nl} .

^[8] Para muros sin refuerzo transversal en su borde y $P_{UD} > 0.08$, $A_g f'_c$, e_{nl} y d'_{nl} se multiplicarán por 0.8, pero no se tomarán menores que d_{nl} .

7.7.4.2.4 Muros y segmentos de muros controlados por fuerza cortante. Para muros y segmentos de muros cuya respuesta inelástica esté controlada por cortante, se permitirá la siguiente aproximación. Se utilizará la relación carga-deformación de la fig. 7.3.1.2.3.3.c, tomando el eje de las abscisas de la figura como la distorsión lateral. Alternativamente, se permitirá la relación carga-deformación de la fig. 7.3.1.2.3.3.b, tomando el eje de las abscisas de la fig. 7.3.1.2.3.3.b como la distorsión lateral. Para muros, esta distorsión será la distorsión de piso, como se muestra en la fig. 7.7.4.2.4. Para los segmentos de muro,

la fig. 7.7.4.2.4 representará la distorsión del elemento. Los valores de las variables d_{nl} , e_{nl} , f_{nl} , g_{nl} , y c_{nl} necesarios para definir los puntos B, C, D, E y F de la fig. 7.3.1.2.3.3.c serán los especificados en la tabla 7.7.4.2.4 para los elementos correspondientes.

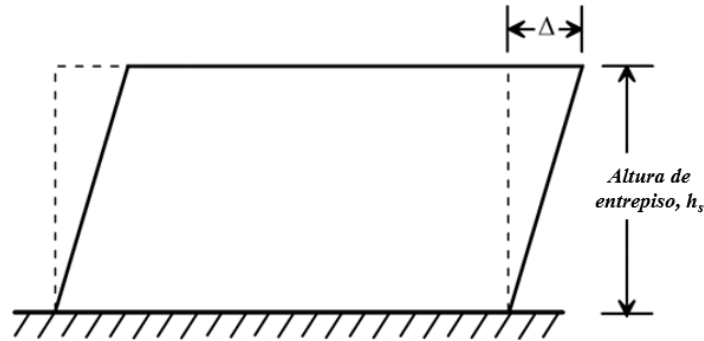


Figura 7.7.4.2.4 - Distorsión de entrepiso en un muro estructural donde el cortante controla la respuesta inelástica

Tabla 7.7.4.2.4 - Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para análisis no lineales: muros de concreto reforzado y elementos asociados controlados por cortante

Condiciones ^{[1], [2]}	Distorsión, %			Relación de resistencia		Distorsión total aceptable, %			
							Nivel de desempeño		
	d	e	g	c	f	OI	SV	PC	
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P_{UD}}{A_g f'_c} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0	
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P_{UD}}{A_g f'_c} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0	

^[1] Para muros de cortante y segmentos de muro donde el comportamiento inelástico está controlado por fuerza cortante, la carga axial sobre el elemento deberá ser menor o igual que $0.15A_g f'_c$ de lo contrario, el miembro deberá ser tratado como un elemento controlado por fuerza.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores de la tabla.

7.7.4.3 Análisis estático y dinámico no lineales que emplean modelos distintos al de carga-deformación de plasticidad concentrada

7.7.4.3.1 Se permitirá modelar muros y segmentos de muro que respondan principalmente a la flexión utilizando elementos sólidos, tipo fibra o elementos cascarón, o elementos viga-columna con modelos de sección tipo fibra de acuerdo con 7.3.1.2. Cuando los resultados de la simulación generados utilizando estos procedimientos de modelado no puedan validarse utilizando datos experimentales, las curvas esfuerzo-deformación que componen estos modelos deberán modificarse de modo que la respuesta prevista coincida en general con los valores generalizados de carga-deformación de 7.7.4.2.2.

7.7.4.4 Criterios de aceptación

7.7.4.4.1 Los elementos que experimenten respuesta inelástica deberán cumplir con los requisitos de la NTC-Concreto, y las rotaciones o distorsiones totales máximas de las articulaciones no deberán exceder los valores dados en las tablas 7.7.4.2.a, 7.7.4.1.b y 7.7.4.2.4 para el nivel de desempeño seleccionado, independientemente del enfoque de modelado analítico seleccionado en 7.7.4.1. En las secciones críticas del muro, el empleo de modelos numéricos de cortante y flexión

desacoplados deberá limitarse a un valor correspondiente a los criterios de aceptación inferiores permitidos en las tablas 7.7.4.2.a, 7.7.4.1.b y 7.7.4.2.4, para el **ODE** u **ODR** aplicable.

7.7.5 Análisis estático y dinámico lineales para vigas de acoplamiento de concreto reforzado

7.7.5.1 Modelado

7.7.5.1.1 Se utilizará un elemento tipo viga que incorpore deformaciones tanto de flexión como de cortante para modelar las vigas de acoplamiento. Para vigas de acoplamiento que tengan refuerzo diagonal que cumpla los requisitos del Capítulo 8 de la NTC-Concreto, sólo se permitirá un elemento de viga que represente la flexión. Deberá representarse en el modelo el comportamiento del diafragma en el plano y fuera del plano de las losas de concreto que interconectan muros de cortante y columnas del marco.

7.7.5.1.2 La rigidez efectiva de las vigas de acoplamiento deberá cumplir 7.3.1.2. El ancho efectivo a tensión o compresión para el acoplamiento de vigas coladas monolíticamente con losas deberá ser como se especifica en 7.3.1.3. Se permitirán los valores de rigidez efectiva dados en la tabla 7.3.1.2.2 para vigas no presforzadas, a menos que se determinen valores de rigidez alternativos mediante un análisis más detallado.

7.7.5.1.3 Las resistencias a flexión y a cortante de las vigas de acoplamiento deberán evaluarse utilizando los principios y ecuaciones contenidos en el Capítulo 8 de la NTC-Concreto, con el factor de resistencia **F_R** considerado igual a 1.0. Las resistencias esperadas y de límite inferior del refuerzo y del concreto se deberán utilizar para acciones controladas por deformación y fuerza, respectivamente.

7.7.5.2 Criterios de aceptación

7.7.5.2.1 Las vigas de acoplamiento deberán clasificarse como controladas por deformación o por fuerza. En las vigas de acoplamiento, el comportamiento controlado por deformación deberá limitarse a flexión o corte. Todos los demás comportamientos serán considerados como controlados por fuerza. Valores del criterio de aceptación se especifican en la tabla 7.7.5.2.1.a para vigas cuyo comportamiento está controlado por flexión y en la tabla 7.7.5.2.1.b si está gobernado por cortante.

7.7.5.2.2 Se permitirán factores **m** alternativos cuando estén justificado con pruebas y análisis experimentales.

Tabla 7.7.5.2.1.a - Criterios de aceptación para análisis lineales: vigas de acoplamiento de concreto reforzado controladas por flexión

Condición ^[1]		Factores m ^[2]				
		Nivel de desempeño				
Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal ^[3]	$\frac{v}{hb_w\sqrt{f'_{cE}}}$ [4], MPa (kg/cm ²)	OI	Tipo de elemento			
			Primario		Secundario	
			SV	PC	SV	PC
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que cumple (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	2	4	6	6	9
	≥ 0.5 (1.6)	1.5	3	4	4	7
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que no cumple (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	1.5	3.5	5	5	8
	≥ 0.5 (1.6)	1.2	1.8	2.5	2.5	4
Refuerzo diagonal	NA	2	5	7	7	10

^[1] Para vigas de acoplamiento secundarias que se extiendan menos de 2.5 m, con refuerzo inferior continuo en los apoyos, se permitirá duplicar los valores secundarios.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores de esta tabla.

^[3] El refuerzo longitudinal convencional consta de barras superiores e inferiores paralelas al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal que cumple consta de: (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento con

una separación menor o igual que $d/3$; y (b) la resistencia de los estribos cerrados y V_s mayor o igual que tres cuartas partes de la resistencia a cortante requerida de la viga de acoplamiento.

^[4] V es la fuerza cortante calculada, concurrente con el momento flexionante M .

Tabla 7.7.5.2.b - Criterios de aceptación para análisis lineales: vigas de acoplamiento de concreto reforzado controladas por cortante

Condición ^[1]		Factores m ^[2]				
		Nivel de desempeño				
Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal ^[3]	$\frac{V}{hb_w\sqrt{f_{cE}}}$ ^[4] , MPa (kg/cm ²)	OI	Tipo de elemento			
			Primario		Secundario	
			SV	PC	SV	PC
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que cumple (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	1.5	3	4	4	6
	≥ 0.5 (1.6)	1.2	2	2.5	2.5	3.5
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que no cumple (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	1.5	2.5	3	3	4
	≥ 0.5 (1.6)	1.2	1.2	1.5	1.5	2.5

^[1] Para vigas de acoplamiento secundarias que se extiendan menos de 2.5 m, con refuerzo inferior continuo en los apoyos, se permitirá duplicar los valores secundarios.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores de esta tabla.

^[3] El refuerzo longitudinal convencional consta de barras superiores e inferiores paralelas al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal que cumple consta de: (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento con una separación menor o igual que $d/3$; y (b) la resistencia de los estribos cerrados y V_s mayor o igual que tres cuartas partes de la resistencia a cortante requerida de la viga de acoplamiento.

^[4] V es la fuerza cortante calculada, concurrente con el momento flexionante M .

7.7.6 Análisis estático y dinámico no lineales para vigas de acoplamiento de concreto reforzado

7.7.6.1 Modelado

7.7.6.1.1 Para procedimientos de análisis no lineales, las vigas de acoplamiento deberán modelarse utilizando elementos sólidos, elementos tipo cascarón o elementos viga-columna que representen modelos de plasticidad concentrada o distribuida. La respuesta inelástica tendrá en cuenta la pérdida de resistencia a cortante y rigidez durante la carga cíclica reversible a grandes deformaciones. Cuando los datos experimentales no estén disponibles para permitir la validación de los modelos, la respuesta calculada deberá concordar, en general, con la relación carga-deformación en la fig. 7.3.1.2.3.3.b, con el eje de las abscisas de la fig. 7.3.1.2.3.3.b tomado como la rotación de la cuerda como se define en la fig. 7.7.6.1.1. Los valores de las variables d_{nt} , e_{nt} , f_{nt} , g_{nt} y c_{nt} necesarios para definir los puntos B, C, D, E y F en la fig. 7.3.1.2.3.3b serán los especificados en las tablas 7.7.6.2.1.a y 7.7.6.2.1.b para los elementos que corresponda.

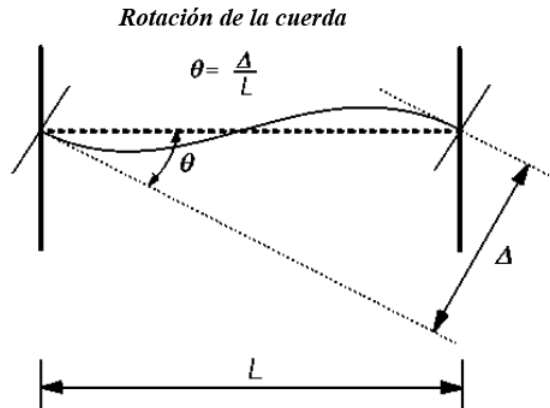


Figura 7.7.6.1.1 - Rotación de viga de acoplamiento entre muros de concreto

7.7.6.2 Criterios de aceptación

7.7.6.2.1 Los elementos que experimenten respuesta inelástica deberán satisfacer los requisitos del Capítulo 8 de la NTC-Concreto, y las rotaciones máximas de la articulación plástica y los ángulos de rotación de la cuerda no deberán ser mayores que los valores dados en las tablas 7.7.6.2.1.a y 7.7.6.2.1.b para el nivel de desempeño seleccionado.

Tabla 7.7.6.2.1.a - Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales: vigas de acoplamiento de concreto reforzado controladas por flexión

Condiciones ^[1]	$\frac{v}{hb_w\sqrt{f_{cE}'}}$ MPa (kg/cm ²)	Rotación de la articulación plástica, rad ^[2]		Relación de resistencia residual ^[2]	Rotación aceptable de articulación plástica, rad ^[2]		
		a	b		Nivel de desempeño		
Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal ^[3]				c	OI	SV	PC
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que cumple (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	0.025	0.050	0.75	0.010	0.025	0.050
	≥ 0.5 (1.6)	0.020	0.040	0.50	0.005	0.020	0.040
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que no cumple (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	0.020	0.035	0.50	0.006	0.020	0.035
	≥ 0.5 (1.6)	0.010	0.025	0.25	0.005	0.010	0.025
Refuerzo diagonal	NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

^[1] Para vigas de acoplamiento que se extienden menos de 2.5 m con refuerzo inferior continuo en los apoyos, se permitirá que los valores de los criterios de aceptación se dupliquen para el desempeño de SV y PC.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores presentados en la tabla.

^[3] El refuerzo longitudinal no presforzado consta de barras de acero superiores e inferiores paralelas al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal conforme consta de: (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento o con una separación menor o igual que $d/3$; y (b) resistencia de los estribos cerrados V_s mayor o igual que tres cuartas partes de la resistencia a cortante requerida de la viga de acoplamiento.

Tabla 7.7.6.2.1.b— Parámetros de modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales: vigas de acoplamiento de concreto reforzado controladas por cortante

Condiciones ^[1]	$\frac{V}{hb_w\sqrt{f'_{cE}}}$ MPa (kg/cm ²)	Rotación de la cuerda, rad ^[2]		Relación de resistencia ^[2]	Rotación aceptable de la cuerda, rad ^[2]		
		d	e		Nivel de desempeño		
Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal ^[3]				c	OI	SV	PC
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que cumple (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	0.020	0.030	0.60	0.006	0.020	0.030
	≥ 0.5 (1.6)	0.016	0.024	0.30	0.005	0.016	0.024
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal que no cumple (NC) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto	≤ 0.25 (0.8)	0.012	0.025	0.40	0.006	0.010	0.020
	≥ 0.5 (1.6)	0.008	0.014	0.20	0.004	0.007	0.012

^[1] Para vigas de acoplamiento que se extienden menos de 2.5 m con refuerzo inferior continuo en los apoyos, se permitirá que los valores de los criterios de aceptación se dupliquen para el desempeño de SV y PC.

^[2] Se permitirá la interpolación lineal entre los valores presentados en la tabla.

^[3] El refuerzo longitudinal no pretensado consta de acero superior e inferior paralelos al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal que cumple (C) con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto consta de: (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento con una separación menor o igual que $d/3$; y (b) resistencia de los estribos cerrados V_s mayor o igual que tres cuartas partes de la resistencia a cortante requerida de la viga de acoplamiento.

7.8 Columnas unidas por losas planas

7.8.1 Requisitos generales

7.8.1.1 El modelo numérico para un sistema de losas unidas por columnas deberá representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de las losas, columnas, conexiones losa-columna y otros elementos del sistema. La conexión entre las columnas y la cimentación se modelará con base en los detalles de la conexión columna-cimentación y la rigidez del sistema cimentación-suelo. Se deberá considerar la falla potencial en flexión, cortante, transferencia de momento cortante (cortante por punzonamiento) y por longitud de desarrollo insuficiente en cualquier sección a lo largo de la longitud de dicho elemento. Se deberán considerar los efectos de los cambios en la sección transversal, las aberturas de las losas y la interacción con los elementos estructurales y no estructurales.

7.8.1.2 Se permitirá el uso de un modelo numérico del sistema losa-columna basado en cualquiera de los siguientes enfoques a) a c) (véase Capítulo 3 de la NTC-Concreto):

- a) Modelo de ancho efectivo de viga: las columnas y losas se representan mediante elementos lineales (barras) rígidamente interconectados en la conexión losa-columna, donde el ancho de losa incluido en el modelo se ajusta para tener en cuenta la flexibilidad de la conexión losa-columna
- b) Modelo de marco equivalente: las columnas y losas se representan mediante elementos lineales (barras), y la rigidez de los elementos de columna o losa se ajusta para tener en cuenta la flexibilidad de la conexión losa-columna
- c) Modelo de elementos finitos: las columnas están representadas por elementos lineales (barras) y la losa por elementos tipo placa.

7.8.2 Rigidez de marcos conformados por columnas unidas por losas planas

7.8.2.1 Análisis estático y dinámico lineales

7.8.2.1.1 Las losas se modelarán considerando las rigideces a flexión, cortante y torsión (en la losa adyacente a la columna). Las columnas se modelarán considerando las rigideces a flexión, fuerza cortante y carga axial. Las conexiones losa-columna se modelarán elementos rígidos. Aunque las rigideces efectivas de los elementos se determinarán de acuerdo con 7.3.1.2, se permitirán ajustes basados en evidencia experimental.

7.8.2.2 Análisis estático no lineal

7.8.2.2.1 Las relaciones carga-deformación no lineales deberán cumplir con los requisitos de 7.3.1.2. Los parámetros de modelado no lineal para conexiones losa-columna se proporcionan en la tabla 7.8.2.2.1.

Tabla 7.8.2.2.1 – Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación de sistemas losa-columna

Condiciones		Parámetros de modelado ^[1]			Criterio de aceptación ^[1]		
		Ángulo de rotación plástica, rad		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, rad		
					Nivel de desempeño		
		a	b	c	OI	Elementos secundarios	
SV	PC						
Condición i: Conexiones losa-columna de concreto reforzado ^[2]							
$\frac{V_g^{[3]}}{V_o}$	Continuidad del refuerzo ^[4]						
0	Sí	0.035	0.05	0.2	0.01	0.035	0.05
0.2	Sí	0.03	0.04	0.2	0.01	0.03	0.04
0.4	Sí	0.02	0.03	0.2	0	0.02	0.03
≥0.6	Sí	0	0.02	0	0	0	0.02
0	No	0.025	0.025	0	0.01	0.02	0.025
0.2	No	0.02	0.02	0	0.01	0.015	0.02
0.4	No	0.01	0.01	0	0	0.008	0.01
0.6	No	0	0	0	0	0	0
>0.6	No	0	0	0	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]
Condición ii: Conexiones losa-columna postensadas ^[2]							
$\frac{V_g^{[3]}}{V_o}$	Continuidad del refuerzo ^[4]						
0	Sí	0.035	0.05	0.4	0.01	0.035	0.05
0.6	Sí	0.005	0.03	0.2	0	0.025	0.03
>0.6	Sí	0	0.02	0.2	0	0.015	0.02
0	No	0.025	0.025	0	0.01	0.02	0.025
0.6	No	0	0	0	0	0	0
>0.6	No	0	0	0	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]
Condición iii: Losas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo del claro ^[2]							
		0	0.02	0	0	0.01	0.02
Condición iv: Losas controladas por una conexión inadecuada en la junta losa-columna ^[2]							
		0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

^[1] Se aceptará la interpolación lineal.

^[2] Cuando más de una de las cuatro condiciones se presenten para un elemento, deberá emplearse el menor valor de los presentados en la tabla que corresponda con las características de dicho elemento.

^[3] V_g es el cortante por cargas de gravedad que actúa sobre la sección crítica de la losa, y V_o es la resistencia a cortante directo.

^[4] Se utilizará “Sí” cuando el área de barras inferiores principales continuas que pasan a través del armado de la columna en cada dirección sea mayor o igual que $0.5V_g/(F_R f_y)$. Cuando la losa sea postensada, se utilizará “Sí” cuando al menos uno de los tendones de postensado en cada dirección pase a través del armado de la columna. De lo contrario, se supondrá “No”.

^[5] La acción interna se considerará controlada por fuerza.

7.8.2.2.2 Los modelos estáticos no lineales deberán ser capaces de representar una respuesta inelástica a lo largo de la longitud del elemento, excepto cuando el equilibrio muestre que la fluencia está restringida a los extremos de dicho elemento.

7.8.2.2.3 Las relaciones carga-deformación idealizadas deberán modelarse utilizando la relación generalizada que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3. La relación carga-deformación deberá establecerse de manera que el parámetro de deformación que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3 es la rotación de la articulación plástica por flexión con los parámetros definidos en la tabla 7.4.2.2.2.2.b y la tabla 7.4.2.2.2.2.c. Para losas y conexiones losa-columna, el parámetro de deformación que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3 es la rotación plástica con los parámetros definidos en la Tabla 7.8.2.2. Se permitirán diferentes relaciones cuando se verifiquen mediante relaciones de respuesta cíclica obtenidas experimentalmente de subsistemas losa-columna.

7.8.2.3 *Análisis dinámicos no lineales*

7.8.2.3.1 Se deberán emplear los requisitos de 7.3.2 y de la NTC-Concreto para marcos resistentes a momento de vigas y columnas de concreto reforzado deberán aplicarse a los marcos resistentes a momento de losas y columnas.

7.8.3 *Resistencia de marcos conformados por columnas unidas por losas planas*

7.8.3.1 Las resistencias de los elementos deberán calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.4.2, modificados en esta sección. Para las columnas, deberá permitirse el uso de la evaluación de la resistencia a cortante de acuerdo con 7.4.2.

7.8.3.2 Las conexiones losa-columna deberán estudiarse ante posibles fallas en la transferencia de cortante y momento, considerando la acción combinada de flexión, fuerza cortante y momento torsionante actuando en la losa en la conexión con la columna.

7.8.3.3 Para conexiones interiores sin vigas transversales y conexiones exteriores con momento alrededor de un eje perpendicular al borde de la losa, se permitirá que la resistencia de transferencia de momento y cortante, o la resistencia del elemento de momento torsionante, se calcule como el mínimo a) o b):

- a) Resistencia calculada considerando la excentricidad del cortante en una sección crítica de la losa debido a la combinación de fuerza cortante y momento
- b) Resistencia de transferencia de momento igual a $\sum MSIE/\gamma f$, donde $\sum MSIE$ es la suma de las resistencias a la flexión positivas y negativas de una sección de losa; y γf es la fracción del momento resistido por flexión según la NTC-Concreto.

7.8.3.4 Para momentos alrededor de un eje paralelo al borde de la losa en conexiones exteriores sin vigas transversales, donde el cortante en la sección crítica de la losa causado por cargas de gravedad no exceda $0.75V_{CPunE}$ o el cortante en un apoyo de esquina no exceda $0.5V_{CPunE}$, la resistencia de transferencia de momento se permitirá que se tome como igual a la resistencia a la flexión de una sección de losa entre líneas que están a una distancia c_1 fuera de las caras opuestas de la columna o capitel.

7.8.4 *Criterios de aceptación para marcos conformados por columnas unidas por losas planas*

7.8.4.1 *Análisis estático y dinámico lineales*

7.8.4.1.1 El comportamiento de los elementos deberá clasificarse como controlado por deformación o controlado por fuerza. En los elementos primarios, el comportamiento controlado por deformación estará restringido a flexión en losas y columnas, y transferencia de cortante y momento en conexiones losa-columna. En elementos secundarios, se permiten comportamientos controlados por deformación en el desarrollo de la fuerza cortante y del refuerzo. Los criterios de aceptación para análisis lineales en losas y uniones losa-columna se presentan en la tabla 7.8.4.1.1. Todos los comportamientos restantes se clasificarán como controlados por la fuerza.

Tabla 7.8.4.1.1 – Criterios de aceptación para análisis lineales: losas en dos direcciones y uniones losa-columna

Condiciones		Factores $m^{[1]}$				
		Nivel de desempeño				
		OI	Tipo de elemento			
			Primario		Secundario	
SV	PC		SV	PC		
Condición i: Conexiones losa-columna de concreto reforzado ^[2]						
$\frac{V_g}{V_o}^{[3]}$	Continuidad del refuerzo ^[4]					
0	Sí	2	2.75	3.5	3.5	4.5
0.2	Sí	1.5	2.5	3	3	3.75
0.4	Sí	1	2	2.25	2.25	3
≥ 0.6	Sí	1	1	1	1	2.25
0	No	2	2.25	2.25	2.25	2.75
0.2	No	1.5	2	2	2	2.25
0.4	No	1	1.5	1.5	1.5	1.75
0.6	No	1	1	1	1	1
> 0.6	No	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]
Condición ii: Conexiones losa-columna postensadas ^[2]						
$\frac{V_g}{V_o}^{[3]}$	Continuidad del refuerzo ^[4]					
0	Sí	1.5	2	2.5	2.5	3.25
0.6	Sí	1	1	1	2	2.25
> 0.6	Sí	1	1	1	1.5	1.75
0	No	1.25	1.75	1.75	1.75	2
0.6	No	1	1	1	1	1
> 0.6	No	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]
Condición iii: Losas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo del claro ^[2]						
		— ^[5]	— ^[5]	— ^[5]	3	4
Condición iv: Losas controladas por una conexión inadecuada en la junta losa-columna ^[2]						
		2	2	3	3	4

^[1] Se permitirá la interpolación lineal de valores que no se encuentren entre los presentados en la tabla.

^[2] Cuando más de una de las cuatro condiciones se presenten para un elemento, deberá emplearse el menor valor de los presentados en la tabla que corresponda con las características de dicho elemento.

^[3] V_g es el cortante por cargas de gravedad que actúa sobre la sección crítica de la losa, y V_o es la resistencia a cortante directo.

^[4] Se utilizará “Sí” cuando el área de barras inferiores principales continuas que pasan a través del armado de la columna en cada dirección sea mayor o igual que $0.5V_g/(F_R f_y)$. Cuando la losa sea postensada, se utilizará “Sí” cuando al menos uno de los tendones de postensado en cada dirección pase a través del armado de la columna. De lo contrario, se supondrá “No”.

^[5] La acción interna se considerará controlada por fuerza.

7.8.4.1.2 Los factores m para los elementos del marco de losa-columna deberán seleccionarse de la tabla 7.4.4.1.5.b, la Tabla 7.4.4.1.5.c y la Tabla 7.4.8.1.1.

7.8.4.2 *Análisis estático y dinámico no lineales*

7.8.4.2.1 La respuesta inelástica deberá estar restringida a los comportamientos de la tabla 7.4.2.2.2.b y la tabla 7.4.2.2.2.c, excepto cuando se demuestre mediante pruebas y análisis experimentales que otros comportamientos inelásticos son aceptables para los niveles de desempeño seleccionados y tiene la aprobación del Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable. Otros comportamientos se definirán como controlados por la fuerza.

7.8.4.2.2 Las deformaciones inelásticas máximas permisibles deberán tomarse de la tabla 7.4.2.2.2.b y la tabla 7.4.2.2.2.c. Se permitirán valores alternativos cuando estén justificados por pruebas experimentales y análisis aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable.

7.9 **Marcos contraventeados**

7.9.1 *Tipos de marcos contraventeados*

7.9.1.1 Los marcos contraventeados de concreto reforzado deberán definirse como aquellos marcos con vigas, columnas y contraventeos diagonales monolíticos, no presforzados, de concreto reforzado que coinciden en las uniones viga-columna y que resisten las fuerzas inducidas por sismo principalmente mediante la acción de armadura.

7.9.1.2 Cuando haya muros diafragma de mampostería en marcos de concreto reforzado, también se aplicarán los requisitos para muros diafragma especificados en la NTC-Mampostería.

7.9.2 *Requisitos generales*

7.9.2.1 El modelo numérico para un marco contraventeado de concreto reforzado deberá representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de vigas, columnas, contraventeos y todas las conexiones y elementos del marco. Se deberán considerar las fallas potenciales por tensión, compresión (incluida la inestabilidad o pandeo), flexión, cortante, anclaje y desarrollo de refuerzo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento. Se incluirá la interacción con otros elementos estructurales y no estructurales.

7.9.2.2 Se permitirá el uso de modelos numéricos que representen la estructura con elementos lineales con propiedades concentradas en los ejes de dichos elementos. En marcos que tengan contraventeos sólo en algunas crujías, la restricción del contraventeo se representará en el modelo numérico como se especifica anteriormente, y las crujías no contraventeadas se modelarán como marcos de conformidad con las disposiciones aplicables en otras secciones de esta Norma según el tipo de marco. Cuando los contraventeos creen un marco discontinuo verticalmente, se deberán considerar los efectos de la discontinuidad en el desempeño general del edificio.

7.9.2.3 Las deformaciones inelásticas en los elementos primarios se limitarán a la flexión y la carga axial en vigas, columnas y contraventeos. Se permitirán otras deformaciones inelásticas en los elementos secundarios.

7.9.3 *Rigidez en marcos contraventeados*

7.9.3.1 *Análisis estático y dinámico lineales*

7.9.3.1.1 Se permitirá el modelado de vigas, columnas y contraventeos en partes contraventeadas del marco considerando únicamente las flexibilidades axiales a tensión y compresión. Las rigideces efectivas deberán obtenerse de 7.3.1.2.

7.9.3.2 *Análisis estático no lineal*

7.9.3.2.1 Las relaciones carga-deformación no lineales deberán cumplir los requisitos de 7.3.1.2. Las vigas, columnas y contraventeos en porciones contraventeadas se deberán modelar utilizando elementos tipo armadura no lineales u otros modelos cuyo comportamiento se haya demostrado que representa adecuadamente el comportamiento de los elementos de concreto dominados por la tensión axial y la carga de compresión. El modelo deberá ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de las longitudes de los elementos, así como dentro de las conexiones.

7.9.3.2.2 Las relaciones monótonas de carga-deformación deberán estar ligadas con la relación generalizada de carga-deformación que se muestra en la fig. 7.3.1.2.3.3, excepto que se permiten diferentes relaciones cuando se verifiquen mediante experimentos sancionados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable. La relación global carga-deformación deberá establecerse de manera que la resistencia sea consistente con las especificaciones para el cálculo de la resistencia de 7.3.2 y 7.4.2.

7.9.3.3 *Análisis dinámico no lineal*

7.9.3.3.1 Las relaciones carga-deformación no lineales en análisis dinámicos no lineales se modelarán a través del comportamiento histerético completo de cada elemento usando propiedades verificadas por evidencia experimental. Las propiedades de descarga y recarga deberán representar las características de degradación de la rigidez y la resistencia.

7.9.4 *Resistencia de marcos contraventeados*

7.9.4.1 Las resistencias de los elementos deberán calcularse de acuerdo con los requisitos generales de 7.3.2 y los requisitos adicionales de 7.4.2.2.3. Se considerará la posibilidad de inestabilidad de los contraventeos en compresión (pandeo).

7.9.5 *Criterios de aceptación para marcos contraventeados*

7.9.5.1 *Procedimientos de análisis estático y dinámico lineales*

7.9.5.1.1 En las edificaciones con marcos con contraventeo concéntrico construidos antes de 2018, se deberá cumplir con a) o b), según corresponda:

- 1) Si la estructura se diseñó como de ductilidad alta, los valores de Q y γ_{sv} para contraventeos concéntricos de ductilidad alta indicados en la tabla 4.3.1 de la versión 2023 de la NTC-Sismo, o su equivalente para versiones anteriores, deberán sustituirse por 2.0 y 0.008, respectivamente
- 2) Si la estructura se diseñó como de ductilidad media o se desconoce el nivel de ductilidad de diseño, los valores de Q y γ_{sv} para contraventeos concéntricos de ductilidad media indicados en la tabla 4.3.1 de la versión 2023 de la NTC-Sismo, o su equivalente para versiones anteriores, deberán sustituirse por 1.5 y 0.006, respectivamente.

7.9.5.1.2 Si el análisis se ejecuta bajo criterios de diseño por desempeño, el comportamiento deberá clasificarse como controlado por deformación o controlado por fuerza. En elementos primarios, los comportamientos controlados por deformación deberán estar restringidos a comportamientos de flexión en vigas y columnas, así como a carga axial. En elementos secundarios, los comportamientos controlados por deformación deberán estar restringidos a aquellas acciones identificadas para el marco contraventeado o aislado, según esta Norma.

7.9.5.1.3 Adicionalmente a 7.9.5.1.2, los factores m para marcos de concreto deberán ser como se especifica en otras secciones aplicables de esta Norma, y los factores m para vigas, columnas y puntales modelados para trabajar a tensión y/o a compresión. Los factores m deberán reducirse a la mitad de los valores de esa tabla, pero no es necesario que sean inferiores a 1.0, cuando se considera el pandeo del elemento. Se permitirán enfoques o valores alternativos cuando lo justifiquen las pruebas experimentales y los análisis, aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable.

7.9.5.2 *Análisis estático y dinámico no lineales*

7.9.5.2.1 Cuando se identifique un comportamiento inelástico para un elemento estructural o una acción que no cumpla con la NTC-Concreto, el desempeño se considerará inaceptable. Se permitirán enfoques o valores alternativos cuando lo justifiquen las pruebas experimentales y los análisis, aprobados por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable.

7.10 *Diafragmas de concreto*

7.10.1 *Elementos de diafragmas de concreto*

7.10.1.1 Los diafragmas de concreto transmiten fuerzas de inercia dentro de una estructura a elementos verticales resistentes a fuerzas inducidas por sismo. Los sistemas de diafragma de concreto estarán compuestos por losas, puntales, colectores y

cuerdas. Alternativamente, se permite que el comportamiento del diafragma sea modelado como una armadura en el plano horizontal. Los diafragmas que consisten en un firme de concreto sobre una lámina acanalada (losacero) deberán cumplir con los requisitos de la NTC-Acero.

Comentario:

Las losas deberán consistir en sistemas de concreto que, además de soportar las cargas gravitacionales, transmiten las fuerzas de inercia desarrolladas dentro de la estructura a un elemento vertical resistente a fuerzas inducidas por sismo y brinden arriostamiento fuera del plano a otras partes de la estructura.

Los colectores son elementos que sirven para transmitir las fuerzas de inercia dentro del diafragma a los elementos del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo. Los puntales son elementos de un diafragma estructural que se utilizan para proporcionar continuidad alrededor de una abertura en el diafragma. Los puntales y colectores deberán ser monolíticos con la losa, dentro del espesor de la losa o siendo más gruesos que la losa.

Las cuerdas del diafragma son elementos a lo largo del diafragma o de los bordes de las aberturas con refuerzo longitudinal concentrado y, en algunos casos, refuerzo transversal adicional, que actúan principalmente para resistir las fuerzas de tensión y compresión generadas por la flexión en el diafragma. Se permitirá que los muros exteriores sirvan como cuerdas siempre que exista la resistencia adecuada para transferir el cortante entre la losa y el muro.

7.10.2 Criterios de análisis, modelado y aceptación para diafragmas de concreto

7.10.2.1 Requisitos generales

7.10.2.1.1 El modelo numérico para un diafragma representará la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de cada elemento y del diafragma como un todo. Se deberá considerar la falla potencial en flexión, cortante, pandeo y adherencia o anclaje del refuerzo.

7.10.2.1.2 Se permitirá el modelado del diafragma como una viga horizontal continua o de simplemente apoyada por elementos de rigidez variable. La viga se modelará como rígida o flexible teniendo en cuenta las características de deformación del sistema real.

7.10.2.2 Rigidez de diafragmas de concreto

7.10.2.2.1 La rigidez del diafragma deberá determinarse utilizando un modelo elástico lineal y propiedades de sección bruta. El módulo de elasticidad utilizado deberá ser el del concreto como se especifica en el Capítulo 2 de la NTC-Concreto. Cuando la relación largo-ancho del diafragma exceda 2.0 (donde el largo es la distancia entre los elementos verticales), se deberán considerar los efectos de la flexibilidad del diafragma donde se asignen fuerzas laterales a los elementos verticales resistentes.

7.10.2.3 Resistencia de diafragmas de concreto

7.10.2.3.1 La resistencia de los elementos del diafragma de concreto deberá cumplir con los requisitos de 7.3.2.

7.10.2.3.2 La resistencia máxima de los elementos se determinarán considerando la falla potencial en flexión, carga axial, corte, torsión, adherencia, anclaje y otras acciones en todos los puntos de los elementos bajo las acciones de las combinaciones de diseño por carga gravitacional y carga lateral. La resistencia a cortante se deberá calcular como se especifica en el Capítulo 8 de la NTC-Concreto.

7.10.2.4 Criterios de aceptación para diafragmas de concreto

La flexión y fuerza cortante del diafragma se considerarán acciones internas controladas por deformación. Los criterios de aceptación para puntales, cuerdas y colectores deberán ser los especificados para los elementos del marco en 7.4.2. Las conexiones se considerarán controladas por fuerza.

7.11 Cimentaciones de concreto

7.11.1 Para el análisis, evaluación y rehabilitación de cimentaciones de concreto existentes consúltese el Capítulo 5 de esta Norma.

8. REQUISITOS ESPECÍFICOS DE EVALUACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO

8.1 Alcance

8.1.1 En este capítulo se establecen los requisitos específicos para la evaluación y rehabilitación sísmica de los elementos de acero del sistema resistente a fuerzas inducidas por sismo de un edificio existente. Estos requisitos aplican a elementos existentes de acero, elementos rehabilitados de acero y elementos nuevos de acero.

8.1.2 Este capítulo abarca los siguientes puntos a) a f):

- a) Propiedades de los materiales e inspección de la condición de edificios de acero (véase 8.2)
- b) Evaluación de estructuras existentes bajo cargas estáticas (véase 8.3)
- c) Evaluación de estructuras existentes dañadas por sismo (véase 8.4)
- d) Rehabilitación de estructuras de acero (véase 8.5).
- e) Métodos para la rehabilitación de estructuras dañadas por sismo (véase 8.6)
- f) Evaluación y rehabilitación de estructuras compuestas (véase 8.7).

8.1.3 Algunas técnicas de rehabilitación complementarias a las aquí indicadas y sus criterios específicos de análisis, diseño y de aceptación se encuentran en el Capítulo 9 de esta Norma.

8.1.4 Se aceptará evaluar y/o rehabilitar una estructura de acero de acuerdo con criterios de diseño por desempeño.

Comentario:

En ASCE-41 se encuentran requisitos de modelación numérica y criterios de aceptación para la evaluación y rehabilitación de estructuras de acero. Entre estos criterios están disponibles los valores del factor m para procedimientos de análisis lineal (PEL y/o PDL).

8.2 Propiedades de los materiales e inspección de la condición de edificios de acero

8.2.1 Requisitos generales

8.2.1.1 Las propiedades mecánicas de los materiales se deberán obtener de dibujos, especificaciones y otros documentos disponibles para el edificio existente de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 3 y 4 de esta Norma. No será necesario realizar pruebas de materiales para edificios Clase C (tabla 2.6.2) y se aceptará el uso de las propiedades históricas.

8.2.1.2 Para edificios Clase A y B (tabla 2.6.2) se determinarán las propiedades de los materiales según lo señalado en este inciso.

8.2.2 Propiedades de los materiales

8.2.2.1 Requisitos generales

8.2.2.1.1 Se deberán obtener las propiedades en tensión (3.4.6.5.1), la composición química (3.4.6.5.2), la tenacidad del material base (3.4.6.5.3), del material de soldadura (3.4.6.5.4) y de tornillos y remaches (3.4.6.5.5). Si es necesario, se obtendrá la resistencia a la compresión del concreto de conformidad con 7.2.

8.2.2.1.2 Además, cuando sea necesario realizar pruebas de los materiales de acuerdo con el Capítulo 3 de esta Norma, las pruebas para cuantificar las propiedades de los materiales deberán cumplir con los requisitos de 3.4.6. La frecuencia del muestreo, incluyendo el número mínimo de pruebas para determinar las propiedades del material, deberán cumplir con los requisitos de 3.4.6.2.

8.2.2.1.3 Para la evaluación de estructuras, se permiten grados de acero diferentes a los listados en 1.4 de la NTC-Acero.

8.2.2.2 *Propiedades nominales o especificadas*

8.2.2.2.1 Las propiedades nominales o las propiedades especificadas en el Proyecto Ejecutivo, específicamente en planos, se deberán tomar como el límite inferior de las propiedades del material. En el caso del concreto, se tomarán de 7.2.2.

8.2.2.3 *Propiedades esperadas*

8.2.2.3.1 Las propiedades esperadas del acero estructural se determinará de acuerdo con la tabla 16.1.1 de la NTC-Acero. Para el concreto, se tomarán de 7.2.2.

8.2.3 *Inspección de la condición*

8.2.3.1 *Requisitos generales*

8.2.3.1.1 La inspección de la condición del edificio existente y las condiciones del sitio se deberán realizar de acuerdo con las especificaciones de este inciso y de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

8.2.3.2 *Inspección ocular de la condición del edificio*

8.2.3.2.1 Se deberá realizar una inspección ocular de conformidad con 3.4.1.7.1 de esta Norma.

8.2.3.3 *Inspección detallada de la condición del edificio*

8.2.3.3.1 La inspección detallada deberá seguir lo indicado en 3.4.1.7.2 de esta Norma.

8.2.3.3.2 Se deberá observar y documentar el detallado de la estructura y de sus conexiones.

8.2.3.4 *Pruebas adicionales*

8.2.3.4.1 Si se requieren pruebas destructivas o no destructivas adicionales para determinar en nivel de daño o la presencia de deterioro, o para entender la condición interna o la calidad de los materiales, se deberán utilizar métodos aprobados por el Proyectista, con la autorización del Director y, en su caso, del Corresponsable.

8.2.3.5 *Bases del modelo numérico*

8.2.3.5.1 Los resultados de la inspección de la condición se deberán utilizar para cuantificar los elementos necesarios a) a e) para crear un modelo numérico del edificio:

- a) Propiedades y dimensiones de la sección de los elementos
- b) Configuración del elemento y la presencia de cualquier excentricidad o deformación permanente
- c) Configuración de la conexión y la presencia de cualquier excentricidad
- d) Presencia y efecto de alteraciones al sistema estructural desde la construcción original, incluyendo rehabilitaciones
- e) Interacción entre elementos no estructurales y su función en la resistencia de fuerzas inducidas por sismo.

8.2.3.5.2 Cualquier diferencia entre los registros de construcción disponibles y las condiciones existentes obtenidas de la inspección ocular se deberá considerar en el análisis estructural.

8.2.3.5.3 A menos que se observe agrietamiento del concreto, corrosión del acero estructural o barras de refuerzo, u otros mecanismos de degradación en la inspección de la condición como la causa del daño o la reducción de la capacidad, el área de la sección transversal y otras propiedades de la sección se deberán suponer iguales a las señaladas en los dibujos de los planos de construcción y o memorias de diseño, si existen, después del ajuste por las condiciones existentes. Si ha ocurrido pérdida de material en la sección, la pérdida se deberá cuantificar a partir de una medición directa y las propiedades de la sección se deberán reducir respectivamente utilizando los principios de la mecánica estructural.

8.2.3.5.4 Si no se tienen planos o memorias, se aceptará descubrir elementos primarios representativos.

8.2.4 Propiedades de los nuevos materiales

8.2.4.1 Requisitos generales

8.2.4.1.1 Las propiedades de los materiales nuevos que se utilizarán para la rehabilitación se deberán especificar de acuerdo con esta Norma y con las Normas aplicables al material de conformidad con 8.2.4.1.2 a 8.2.4.1.5.

8.2.4.1.2 El concreto reforzado colado en sitio y concreto lanzado deberán cumplir con los requisitos de la NTC-Concreto.

8.2.4.1.3 El acero estructural deberá cumplir con los requisitos de la NTC-Acero.

8.2.4.1.4 Los sistemas de CPRF deberán cumplir con los requisitos de 4.3.6.9 y 9.8 de esta Norma.

8.2.4.1.5 La mampostería deberá satisfacer lo requerido en la NTC-Mampostería.

8.2.4.2 Límite inferior de las propiedades de los materiales

8.2.4.2.1 Para nuevos materiales, el límite inferior de las propiedades de los materiales se deberá definir por las propiedades del material especificadas en el Proyecto Ejecutivo.

8.2.4.2.2 Propiedades esperadas de los materiales

8.2.4.2.2.1 Concreto y acero de refuerzo. Las propiedades esperadas del concreto nuevo y el acero de refuerzo se deberán determinar de acuerdo con el Apéndice A de la NTC-Concreto. Se permitirán factores alternativos para convertir la resistencia especificada a esperada cuando datos experimentales aprobados por el Director, y en su caso, por el Corresponsable.

8.2.4.2.2.2 Acero estructural. Las propiedades esperadas de elementos nuevos de acero estructural se deberán determinar de acuerdo con la NTC-Acero.

8.2.4.2.2.3 Mampostería. Las propiedades esperadas de la mampostería se obtendrán del Capítulo 6 de esta Norma.

8.3 Evaluación de estructuras existentes bajo cargas estáticas

8.3.1 Alcance

8.3.1.1 Estas disposiciones se aplican para la evaluación de una estructura de acero existente, ya sea para a) o b):

- a) Verificar la integridad de la estructura sujeta a un conjunto específico de cargas de diseño
- b) Determinar la resistencia disponible de un miembro que forma parte del sistema estructural.

8.3.1.2 La evaluación se realiza mediante un análisis estructural (véase 8.3.2), mediante pruebas de carga (véase 8.3.3), o mediante una combinación del análisis estructural y de pruebas de carga, según se indique por el Proyectista.

8.3.2 Evaluación mediante un análisis estructural

8.3.2.1 Datos de las dimensiones

8.3.2.1.1 Todas las dimensiones utilizadas en la evaluación se deberán determinar con un levantamiento en campo de la estructura que cumpla con 8.3.2.2 y 8.3.2.3, según aplique.

8.3.2.1.2 Alternativamente, cuando estén disponibles, se permite considerar las dimensiones de los planos de diseño o de construcción del proyecto con la verificación en campo de las dimensiones más relevantes.

8.3.2.2 Evaluación de la resistencia

8.3.2.2.1 Las fuerzas (efectos de carga) en miembros y conexiones se deberá determinar con un análisis estructural aplicable al tipo de estructura a evaluar.

8.3.2.2.2 Los efectos de las cargas se deberán determinar utilizando las combinaciones de carga que involucren a las cargas estáticas gravitacionales.

8.3.2.2.3 La resistencia disponible de los miembros y de las conexiones se deberán determinar conforme a las disposiciones de los Capítulos 5 al 10 de la NTC-Acero.

8.3.2.2.4 Remaches

8.3.2.2.4.1 Las resistencias de diseño en tensión o en cortante, $F_R R_n$, de un remache se determinarán de conformidad con 11.3.9 de la NTC-Acero, y los remaches bajo tensión y cortante combinados, cumplirán los requisitos de 11.3.10 de la NTC-Acero.

8.3.2.2.4.2 Se aceptará usar las resistencias en tensión o en cortante para remaches indicados en la tabla 8.3.2.2.4.2.

Tabla 8.3.2.2.4.2 - Resistencia de diseño en tensión o en cortante para los remaches ante carga estática

Descripción del remache	Resistencia nominal en tensión, MPa (kg/cm ²)	Resistencia nominal en cortante, MPa (kg/cm ²)
A502, grado 1, remaches instalados	319 (3 160)	170 (1 750)

8.3.2.3 Evaluación ante cargas de servicio

8.3.2.3.1 Cuando se requieran, las deformaciones ante cargas de servicio se deberán calcular y reportar.

8.3.3 Evaluación por pruebas de carga

8.3.3.1 Cuando se requiera comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga, la prueba de carga deberá realizarse según el Reglamento.

8.3.3.2 Cuando se realicen pruebas estáticas verticales de gravedad que actúan sobre pisos o techos existentes, el Proyectista primero deberá analizar la estructura, preparar un plan de pruebas y desarrollar un procedimiento escrito para la prueba. El plan deberá considerar colapso catastrófico y/o niveles excesivos de deformaciones permanentes, según lo defina el Proyectista, y deberá incluir procedimientos para predecir cualquier imprevisto durante la prueba.

8.3.3.1 Evaluación de las condiciones de servicio

8.3.3.3.1 Cuando se requieren pruebas de carga, la estructura se cargará incrementalmente hasta el nivel de carga de servicio. La carga de ensayo de servicio se mantendrá durante un período de una hora, y las deformaciones se reportarán al principio y al final del período de monitoreo de una hora.

8.3.4 Informe de la evaluación

8.3.4.1 Después de que se haya concluido la evaluación de una estructura existente, el Proyectista deberá preparar un informe para documentar la evaluación.

8.3.4.2 El informe deberá indicar si la evaluación se desarrolló mediante un análisis estructural, un ensayo de carga o por la combinación de ambas. Además, cuando se desarrolle un ensayo, el informe deberá incluir las cargas y las combinaciones de cargas consideradas y la relación observada entre la carga y la deformación, el tiempo y la deformación.

8.3.4.3 Toda la información relevante obtenida de los planos de diseño, informes de los ensayos del material y otras pruebas complementarias, deberán ser igualmente reportadas.

8.3.4.4 Finalmente, el informe deberá indicar si la estructura, incluyendo todos los miembros y sus conexiones, son adecuadas para soportar los efectos de las cargas.

8.3.4.5 El informe deberá incluir los resultados de una inspección realizada a las conexiones soldadas y/o atornilladas de conformidad con el criterio de 3.4.1.7.1.2.

8.4 Evaluación de estructuras existentes por sismo

8.4.1 Alcance

8.4.1.1 Las disposiciones de 8.4 tienen como objetivo fijar criterios para evaluar el daño en estructuras producido por un sismo, además de evaluar edificios potencialmente inseguros frente a los efectos de un futuro sismo.

8.4.2 Clasificación del daño

8.4.2.1 La intensidad de daño ocasionado por sismo puede clasificarse en cinco niveles: nulo, ligero, moderado, severo y pérdida total.

- a) Nulo
- b) Ligero. No hay distorsión de entrepiso permanente. Deformaciones menores en algunos elementos de conexión. No hay fracturas en las conexiones. La reparación será superficial.
- c) Moderado. Los daños estructurales representan una pérdida de la capacidad resistente entre 10 por ciento y 30 por ciento. Distorsiones de entrepiso permanentes de hasta 0.5 por ciento. Cantidades moderadas de fluencia y distorsión de algunas zonas de panel de columnas. Pandeo menor de algunas vigas. La rehabilitación de los elementos dañados requerirá su reparación y reforzamiento.
- d) Grave o severo. Los daños estructurales representan una pérdida de la capacidad resistente entre 30 y 80 por ciento. Muchos miembros de acero exceden su resistencia de fluencia, lo que resulta en una distorsión de entrepiso permanente de la estructura mayor o igual que 1 por ciento. Algunos miembros estructurales o conexiones pueden tener rotaciones de miembros permanentes importantes en conexiones, patines pandeados y fallas en conexiones. Es posible que algunas conexiones pierdan capacidad para soportar cargas de gravedad, lo que resulta en un colapso parcial. Desplomos de la estructura en más de 1 por ciento. La rehabilitación de los elementos dañados requerirá su reemplazo y reforzamiento.
- e) Pérdida total. Una parte significativa de los elementos estructurales han excedido sus capacidades últimas y/o muchos elementos estructurales críticos o conexiones han fallado, lo que da lugar a un peligroso desplazamiento lateral permanente, colapso parcial o colapso del edificio.

8.4.2.2 La decisión sobre el tipo de rehabilitación estructural de un edificio, además de considerar la intensidad de daño, deberá tener en cuenta el nivel de intensidad sísmica del sitio en cuestión.

8.4.3 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación y determinación de la necesidad de rehabilitación

8.4.3.1 Se deberá cumplir con lo especificado en 3.4.4.3.

8.4.4 Evaluación de estructuras con contraventeos concéntricos

8.4.4.1 En las edificaciones con marcos con contraventeos concéntricos construidos antes de 2018, se deberá cumplir con a) o b), según corresponda:

- a) Si la estructura se diseñó como de ductilidad alta, los valores de Q y γ_{sv} para contraventeos concéntricos de ductilidad alta indicados en la tabla 4.3.1 de la versión 2023 de la NTC-Sismo, o su equivalente para versiones anteriores, deberán sustituirse por 2.0 y 0.008, respectivamente

- b) Si la estructura se diseñó como de ductilidad media o se desconoce el nivel de ductilidad de diseño, los valores de Q y γ_{sv} para contraventeos concéntricos de ductilidad media indicados en la tabla 4.3.1 de la versión 2023 de la NTC-Sismo, o su equivalente para versiones anteriores, deberán sustituirse por 1.5 y 0.006, respectivamente.

8.5 Rehabilitación de estructuras de acero

8.5.1 Alcance

8.5.1.1 Esta sección aplica cuando se requiera recuperar la capacidad original o incrementarla de un elemento, de una conexión, o de un sistema estructural de acero. Se deberán cumplir las disposiciones de esta Norma y de la NTC-Acero.

Comentario:

Es frecuente el uso de normas, estándares y guías como las del American Institute for Steel Construction (AISC), de la American Welding Society (AWS), o de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés) que pueden complementar los requisitos de esta Norma y de la NTC-Acero. Su uso quedaría bajo la aprobación del Proyectista, Director y Corresponsable, en su caso.

8.5.2 Consideraciones generales

8.5.2.1 Se deberán considerar todos los factores que intervengan para lograr una rehabilitación adecuada, entre los que se deberán incluir la intensidad y el tipo del daño, la calidad de los materiales de la estructura existente y de los disponibles para la rehabilitación, la calidad de la ejecución de la estructura existente y de la técnica de rehabilitación, y los ensayos requeridos para garantizar un buen control de calidad.

8.5.2.2 Se deberá considerar en el análisis y en la evaluación de la estructura, que el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar, satisfaga el o los **ODE** u **ODR** de esta Norma.

8.5.2.3 Para garantizar la correcta ejecución y un buen control de calidad, los trabajos de reparación y refuerzo deberán ser realizados por personal certificado.

8.5.3 Reemplazo de elementos o componentes

8.5.3.1 Los elementos de acero o componentes de una conexión (tornillos, tuercas, pernos, placas, ángulos, etc.) que presenten daño estructural severo es necesario repararlos, reforzarlos, o sustituirlos con elementos nuevos, previa evaluación del plan de reparación y refuerzo.

8.5.3.2 Algunas posibles soluciones de reparación incluyen las indicadas en a) a h), aunque no se limita a ellas:

- Enderezamiento con calor. Este método no se puede usar cuando se tenga indicios de que el acero alcanzó una deformación unitaria mayor que 0.01, cuando exista evidencia de pandeo local, cuando el elemento tenga excesivos pliegues, o cuando el elemento vaya a estar sujeto a cargas cíclicas (a menos que se agreguen cubreplacas atornilladas)
- Enderezamiento mecánico en caliente. Se deberá limitar la temperatura del precalentamiento a 913 K (640° C). Deberá ser aplicado por personal calificado y que cuente con el equipo adecuado
- Enderezamiento mecánico en frío. Este método no se puede usar cuando se tenga indicios de que el acero alcanzó una deformación unitaria mayor que 0.05, cuando el elemento tenga fracturas, tenga excesivos pliegues, o cuando el elemento vaya a estar sujeto a cargas cíclicas
- Empleo de soldadura en algunos tipos de reparación, incluyendo incremento de la sección transversal al soldar elementos adicionales, reparación de defectos, fracturas no generadas por cargas cíclicas, o relleno de barrenos. No se deberá soldar acero que tenga un contenido de carbono equivalente a 0.50, o bien, con valores de tenacidad menores que 27 J (2.76 kg-m, 20 lb-pie) a 294 K (21° C) obtenido en la prueba de impacto Charpy en V
- Empleo de tornillos de alta resistencia, en conjunto con empalmes de placas de acero. Todos los tornillos deberán tener un apriete ajustado, y después deberán ser pretensados al límite indicado en 11.3.1 de la NTC-Acero
- Reemplazo de remaches por tornillos de alta resistencia pretensados en las conexiones
- Reemplazo parcial de segmentos de acero. Un reemplazo parcial puede consistir en un inserto o empalme, el cual puede unirse mediante soldaduras o mediante tornillos, pero no con ambos. No se deberán usar insertos o empalmes soldados en elementos sujetos a carga cíclica

- h) Reemplazo completo de elementos de acero. Un reemplazo completo del elemento estructural se deberá aplicar cuando el daño se presente en la mayor parte de la longitud del elemento, a menos que el plan de reparación sugiera una reparación alterna con la que se tenga el mismo desempeño.

Comentario:

Son ejemplos de daño estructural severo los siguientes: fractura en soldaduras, en tornillos, en pernos, y en la sección neta de elementos estructurales; pandeo local de placas, y en almas o patines de elementos estructurales; pandeo por flexión, torsión o flexotorsión de columnas, y pandeo lateral-torsional de vigas.

8.5.4 Reparación de daños por corrosión

8.5.4.1 Véase 10.7.

8.5.5 Reforzamiento

8.5.5.1 Cuando se requieran modificar las capacidades resistentes o de deformación de un elemento o sistema estructural, será necesario recurrir a su reforzamiento.

8.5.5.2 En caso de requerirse un reforzamiento en un elemento o en el sistema estructural, se deberá considerar los cambios de resistencia y rigidez, y tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se deberá revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen estados límite de servicio o de falla prematuramente, o bien, que puedan conducir a comportamientos desfavorables o inestables.

8.5.5.3 El análisis estructural deberá realizarse con las condiciones que reflejen el comportamiento de la estructura reforzada, incluyendo la influencia de los elementos que aportan rigidez, así como la influencia de los efectos de segundo orden, de las conexiones, y de otros componentes que contribuyan a las deformaciones de los elementos o del sistema estructural.

8.5.5.4 Algunas posibles soluciones de refuerzo incluyen las indicadas en a) a f), aunque no se limita a ellas:

- a) Adición de placas, como cubreplacas, placas de relleno, placas atiesadoras, diafragmas, placas de continuidad, placas de soporte, o bien de perfiles en los elementos originales para formar secciones armadas de mayor área e inercia. Estos componentes adicionales pueden conectarse a los elementos originales con soldaduras o con tornillos, y pueden reemplazar segmentos con corrosión, aumentar la resistencia, disminuir las deformaciones, o evitar efectos de pandeo
- b) Rigidización de conexiones viga-columna en marcos rígidos de acero, y su evaluación para garantizar que las conexiones viga-columna desarrollen una capacidad a rotación mayor que la supuesta en el diseño del sistema
- c) Adición de elementos que aporten rigidez lateral al sistema, tales como contravientos concéntricos, contravientos excéntricos, muros de placa de acero, muros de concreto, muros compuestos, entre otros (véanse 9.10, 9.11 y 9.12)
- d) Adición de marcos rígidos o marcos con contravientos al interior o exterior del edificio. Se pueden desarrollar marcos rígidos adicionales mediante la actualización de conexiones simples viga-columna a conexiones rígidas
- e) Adición de concreto en una configuración que permita a las vigas o las columnas de acero trabajen en acción compuesta con el concreto, y así aumentar su resistencia, rigidez, y capacidad de deformación. En este caso, se deberá garantizar que exista algún mecanismo de resistencia de la carga en la interfaz concreto-acero
- f) Adición de elementos que disipen energía, que aíslen la base, o que minimicen la respuesta estructural de la estructura (véanse 9.16 y 9.17).

Comentario:

Cuando se requiera incrementar la resistencia y rigidez de sistemas de piso debido a la acción de cargas gravitacionales se pueden utilizar algunos de los procedimientos siguientes:

- a) *Adicionar cubreplacas, barras de acero o perfiles C, T o I a los patines inferiores de las vigas de acero existentes cuando el acceso sea posible para soldarlos y así aumentar la rigidez*
- b) *Adicionar cables de acero pretensados a las vigas de acero para aumentar la capacidad.*
- c) *Adicionar conectores de cortante, soldados por encima de las vigas de acero mediante la perforación del núcleo u otros medios*
- d) *Recubrir con concreto las vigas de acero existentes para proporcionar resistencia adicional o protección contra incendios, verificar si es necesario añadir conectores de cortante antes de cubrir la viga.*

Al realizar el reforzamiento de columnas para soportar mayores cargas, ya sea que se le adicione placas u otras secciones, o bien sean ahogadas en concreto, y estén sometidas a cargas, es necesario verificar que la geometría

del refuerzo y la carga inicial no afecten la capacidad de la columna. Es recomendable que se reduzca la carga en la columna.

8.6 Métodos para la rehabilitación de estructuras por sismo

8.6.1 Alcance

8.6.1.1 Las disposiciones de esta sección se aplican a la rehabilitación sísmica de estructuras con marcos rígidos de acero. Se incluye un enfoque simplificado y un enfoque detallado. En el enfoque simplificado, se realizan modificaciones en las conexiones rígidas individuales para mejorar su capacidad al comportamiento inelástico dúctil y no se realizan análisis o evaluaciones en el sistema estructural. En el enfoque detallado, se realiza una evaluación completa de la capacidad sismorresistente de la estructura rehabilitada. Las actualizaciones pueden incluir modificaciones de conexión, proporcionar elementos suplementarios de resistencia a la fuerza lateral, como marcos arriostrados o muros de cortante, o introducir medidas de modificación de la respuesta, como aislamiento de base o dispositivos de disipación de energía.

8.6.2 Rehabilitación simplificada

8.6.2.1 En la rehabilitación simplificada, las conexiones dañadas o vulnerables se rehabilitan, usando una variedad de medidas, para proporcionar un comportamiento más confiable. No se realiza una evaluación general del comportamiento de la estructura. Si la estructura tal como se diseñó y construyó originalmente se ajusta a las disposiciones de la NTC-Acero, se rehabilitan las conexiones dañadas y las conexiones vulnerables a la fractura. El método simplificado de rehabilitación puede usarse para restaurar la estructura a su capacidad de diseño original.

8.6.2.2 En este método, las conexiones viga-columna del sistema resistente a fuerzas laterales de la estructura de marcos rígidos de acero se rehabilitan para proporcionar una capacidad de distorsión de entrepiso equivalente a la requerida para una nueva estructura con el mismo sistema estructural. Si la estructura de acero existente se diseñó con los requisitos señalados en el Capítulo 16 de la NTC-Acero y se seleccionó el factor de comportamiento sísmico correspondiente a su sistema estructural de acuerdo con la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo, las conexiones rehabilitadas deberán cumplir con las disposiciones y los criterios de diseño de las conexiones del Capítulo 16 de la NTC-Acero para garantizar la capacidad de distorsión de entrepiso requerida de acuerdo con la tabla 4.2 de la NTC-Sismo.

8.6.3 Rehabilitación detallada

8.6.3.1 Si después de realizar una evaluación detallada de la capacidad sismorresistente de la estructura con o sin daño se determina que hay un nivel de diseño inadecuado y no cumple con las disposiciones del Capítulo 16 de la NTC-Acero, entonces se deberá realizar una rehabilitación estructural para lograr la capacidad resistente requerida. Estas modificaciones incluyen medidas de mejora de las conexiones, como las disponibles para la rehabilitación simplificada, además de eliminar problemas globales de resistencia y rigidez de la estructura, la presencia de irregularidades u otras vulnerabilidades. Se deberá seguir un proceso iterativo en el que se realiza una evaluación del comportamiento del edificio considerando las reparaciones y el refuerzo propuestos, hasta lograr el nivel de diseño requerido conforme a los criterios del Capítulo 16 de la NTC-Acero. En la rehabilitación detallada se deberán utilizar algunos de los procedimientos escritos en 8.6.3.2 a la 8.6.3.8.

8.6.3.2 Rehabilitación de conexiones

8.6.3.2.1 Las conexiones se deberán rehabilitar con la NTC-Acero para estructuras de ductilidad alta o media.

Comentario:

La rehabilitación de las conexiones existentes tiene como objetivo mejorar la capacidad individual de soportar las deformaciones rotacionales esperadas con una probabilidad baja de daños inaceptables. Esto se logra cuando la relación de la capacidad de distorsión de las conexiones individuales es mayor que las demandas de entrepiso determinadas a partir de una evaluación numérica de la estructura. Las conexiones rehabilitadas usando requisitos para estructuras de ductilidad alta o media cambian su comportamiento de frágil a dúctil, lo que permite el uso de mayores capacidades globales de distorsión de entrepiso.

8.6.3.2.2 Capacidad de distorsión requerida

8.6.3.2.2.1 Deberá verificarse que la capacidad requerida de la distorsión del sistema de conexiones sea suficiente para soportar la distorsión total de entrepiso (elástica y plástica) que pueda inducirse en el marco por el sismo de diseño, según lo previsto por el análisis, que proporciona la capacidad resistente de conformidad con los procedimientos del Capítulo 16 de la NTC-Acero. Se deberán seleccionar los detalles de rehabilitación de conexión precalificados para el sistema apropiado, como se indica en el Capítulo 16 de la NTC-Acero.

Comentario:

Un marco se considera de ductilidad alta si los documentos de construcción indican que fue diseñado como un marco resistente a momento dúctil con $Q=4.0$, o si los documentos del diseño original indican que el diseño se realizó según 16.2.1. Un marco se considera como de ductilidad media ($Q=3.0$) si los documentos del diseño indican que fue diseñado según 16.2.2. Un marco se considera como de ductilidad baja ($Q=2.0$) si los documentos del diseño indican que fue diseñado según 16.2.3. Si no se dispone de documentación suficiente que permita determinar el sistema original de la estructura, se deberá suponer un sistema de ductilidad baja.

8.6.3.2.3 Rehabilitación de conexión precalificadas

8.6.3.2.3.1 Los detalles que deberán cumplir las conexiones a rehabilitar dependen del tipo de la conexión precalificada o aceptada y del sistema estructural (ductilidad alta, media o baja) para el que están precalificados. Para la conexión a rehabilitar se aceptará usar los detalles de precalificación aplicables que sean aprobadas por el Proyectista, el Director y, en su caso, el Corresponsable.

Comentario:

Los detalles de rehabilitación de algunos tipos de conexiones comunes usadas en marcos rígidos de acero, como la conexión rehabilitada con patines soldados no reforzada, la conexión soldada con cubreplacas, la conexión soldada acartelada inferior y la conexión soldada acartelada inferior y superior pueden consultarse en FEMA 351. También se recomienda revisar la publicación AISC 358-16.

8.6.3.3 Disminución o eliminación de irregularidades

8.6.3.3.1 Cuando se realiza una evaluación (según 8.4) en un edificio dañado con marcos rígidos de acero y se detecta una o más irregularidades estructurales se deberán tomar medidas para disminuirlas o eliminarlas. Algunas de las irregularidades pueden ser entrepisos débiles, irregularidades torsionales o sistemas estructurales discontinuos, que son causantes del daño o pueden conducir a una respuesta estructural deficiente debido a la concentración de fuerzas y a la demanda de deformación inelástica en las zonas con irregularidades.

8.6.3.3.2 Cualquier irregularidad estructural detectada se deberá considerar como indeseable cuando el análisis estructural realizado de conformidad con los criterios recomendados del Capítulo 16 de la NTC-Acero, indique que las demandas estructurales como la distorsión de entrepiso o la carga axial de las columnas, en la zona de la irregularidad exceden los criterios de desplazamientos o resistencias para el nivel de diseño deseado.

8.6.3.3.3 Las irregularidades indeseables detectadas, se deberán eliminar o reducir al introducir nuevos elementos estructurales o al fortalecer la rigidez de los elementos existentes. Ya sea que se incluyan nuevos elementos o que se modifiquen los existentes, se deberá realizar una reevaluación de toda la estructura para garantizar que la medida dará lugar a un diseño adecuado.

8.6.3.4 Incremento de rigidez lateral

8.6.3.4.1 Cuando se requiera incrementar la rigidez lateral global de un edificio de acero, ésta se puede lograr al rehabilitar algunas de sus conexiones, o bien mediante la introducción de elementos de rigidez en el edificio.

8.6.3.4.2 Cuando en el análisis se demuestra que existe un número suficiente de conexiones no-rígidas en el edificio existente que al convertirse en conexiones rígidas proporcionan la rigidez lateral requerida, se acepta esta solución como una medida del incremento de la rigidez lateral. Se deberá garantizar que las vigas y columnas afectadas cumplan con las resistencias requeridas conforme a los Capítulos 5, 6 y 7 de la NTC-Acero.

Comentario:

Aunque el reforzamiento de las conexiones a menudo resulta en cierta rigidez estructural, el incremento generalmente no es significativo y no proporciona reducciones sustanciales en la deformación lateral. Se puede lograr un incremento notable de la rigidez al convertir algunas conexiones viga-columna que no estaban conectadas originalmente para resistir momentos.

8.6.3.4.3 Cuando la medida para incrementar la rigidez lateral del sistema estructural consiste en agregar al sistema resistente a fuerzas sísmicas algunos de los sistemas reconocidos en el Capítulo 12 de la NTC-Acero, como por ejemplo sistemas con marcos contraventeados y/o muros de cortante (véanse 9.11 y 9.10, respectivamente), deberá revisarse la respuesta de la estructura rehabilitada. Se deberán revisar todos los elementos, incluidos los que se determinó que eran adecuados antes de la rehabilitación, ya que las fuerzas adicionales que soportan estos elementos al rigidizar la estructura pueden resultar en un comportamiento más pobre que el indicado anteriormente en las evaluaciones de la estructura original.

8.6.3.5 Incremento de resistencia

8.6.3.5.1 Si la evaluación de la respuesta de una estructura de acero con marcos rígidos indica un comportamiento inadecuado debido a una falta global de la capacidad resistente requerida para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, la rehabilitación de la estructura puede lograrse utilizando con los métodos utilizados para la rigidización.

8.6.3.5.2 Además, la resistencia global se puede lograr al añadir cubre-placas a los miembros del sistema resistente a fuerzas laterales para proporcionarles una resistencia adicional.

Comentario:

Por lo general, las estructuras de acero con marcos rígidos no exhiben una respuesta deficiente como resultado de una resistencia inadecuada para resistir las fuerzas laterales. Más bien, exhiben un desempeño deficiente porque son excesivamente flexibles, tienen irregularidades excesivas o tienen detalles y conexiones vulnerables.

8.6.3.6 Reducción de masa

8.6.3.6.1 Véase 2.5.5.10.

8.6.3.7 Dispositivos de disipación de energía

8.6.3.7.1 Véase 9.16

8.6.3.8 Sistemas de aislamiento sísmico

8.6.3.8.1 Véase 9.17.

8.6.3.9 Evaluación y, en su caso, rehabilitación de la cimentación

8.6.3.9.1 Cuando se incrementen las demandas de carga a la cimentación y/o se renivele el edificio, se deberá evaluar y, en su caso, rehabilitar de conformidad con el Capítulo 5.

8.7 Evaluación y rehabilitación de estructuras compuestas

8.7.1 Para la reparación y refuerzo de elementos compuestos en estructuras existentes deberán considerarse los criterios dados en el Capítulo 7 para los componentes de concreto y de acero de refuerzo, y de las secciones 8.1 a 8.5 para los componentes de acero estructural.

9. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN

9.1 Alcance

9.1.1 Este Capítulo es aplicable al análisis y diseño de las técnicas de rehabilitación más comunes para ser aplicadas en edificios. En el Capítulo 11 de esta Norma se incluyen los requisitos de construcción y en el Capítulo 12 los de supervisión y aseguramiento de la calidad. Cuando se requiera, se señalan los requisitos de las otras Normas que deberán cumplirse, así como excepciones a los mismos. En caso de conflicto entre los requisitos, prevalecerán los indicados en esta Norma. Las técnicas de rehabilitación comprendidas en esta Norma son de a) a p). En el comentario se explica la técnica y la deficiencia que se puede corregir con su uso.

- a) Reparación local de elementos estructurales (véase 9.2)
- b) Reparación de grietas mediante fluidos (véase 9.3)
- c) Reemplazo de elementos estructurales dañados (véase 9.4)
- d) Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos (véase 9.5)
- e) Encamisado de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado (véase 9.6)
- f) Encamisado de vigas, columnas o uniones con acero (véase 9.7)
- g) Encamisado de vigas, columnas o uniones con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF) (véase 9.8)
- h) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9)
- i) Adición de muros de concreto (véase 9.10)
- j) Adición de contraventeos de acero (véase 9.11)
- k) Adición de contraventeos de acero a base de cables postensados (véase 9.12)
- l) Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería (véase 9.13)
- m) Separación y recorte de pretilas en marcos de concreto o de acero (véase 9.14)
- n) Adición de elementos confinantes, castillos y dadas, a muros de mampostería (véase 9.15)
- o) Sistemas de protección pasiva (disipadores de energía) (véase 9.16)
- p) Aislamiento de base (véase 9.17).

9.1.2 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño sísmico

9.1.2.1 Las demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica (o capacidad de desplazamiento inelástico) para diseño serán determinadas del análisis de la estructura rehabilitada, suponiendo un comportamiento monolítico de las conexiones.

9.1.2.2 En el análisis de la estructura rehabilitada se deberá usar un factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$, salvo en los casos indicados en este capítulo. El dimensionamiento, diseño y detallado se hará como una estructura de ductilidad alta. Se aceptará detallar la estructura con los requisitos de ductilidad media si el Director, y en su caso el Corresponsable, lo aprueban.

9.1.2.3 Las distorsiones máximas permisibles corresponderán a las del sistema estructural rehabilitado, para un valor no mayor de $Q=2.0$ y de acuerdo con la tabla 2.7.2.

Comentario:

La tabla C9.1.2 relaciona los sistemas estructurales generalmente empleados en los edificios de la Ciudad de México, conformados a base de mampostería, concreto reforzado y acero estructural con las técnicas y procesos de rehabilitación descritas en este capítulo.

Se incluyen las técnicas de rehabilitación complementaria que son aquellas que no modifican sensiblemente la capacidad estructural del edificio y las que sí mejoran la respuesta local y global de la estructura ante sismo. Se especifica, para cada sistema estructural, la sección que se ha de revisar para cumplir con los requisitos mínimos de análisis y diseño de cada técnica de rehabilitación.

Se recomienda evaluar la conveniencia de utilizar una o varias técnicas y procesos de rehabilitación. Es frecuente que se apliquen varias técnicas para rehabilitar un edificio. Por ejemplo, en edificios de concreto con muros de mampostería, que tengan daño, se podrían reparar localmente los elementos (técnica a)), reparar las grietas mediante resinas (técnica b)), encamisar elementos con concreto (técnica e)), encamisar muros de mampostería (técnica h)), adicionar muros (técnica i)) y separar muros-pretil (técnica m)).

En esta Norma se pide que se estimen las fuerzas inducidas por sismos suponiendo un factor de comportamiento sísmico no mayor que $Q=2.0$, el cual está asociado a demandas bajas de ductilidad de los elementos. Esto se hace para ser conservadores sobre la estimación de fuerzas. En adición, se requiere que el diseño y detallado de los nuevos elementos de la rehabilitación se haga suponiendo una alta demanda de ductilidad. Si bien parecería contradictorio el criterio, requerir un diseño y detallado suponiendo deformaciones inelásticas significativas protege al edificio en caso de demandas mayores que las calculadas en el análisis. Además, es una medida adicional de protección debida al desconocimiento de las propiedades del edificio, de su nivel de daño, y de las implicaciones que tiene el daño en el comportamiento sísmico. Los daños en sismos recientes han evidenciado que un adecuado detallado de elementos estructurales incrementa la probabilidad de un buen desempeño ante sismo. En 9.1.2.2 se permite la aplicación de criterios menos estrictos de diseño y detallado, correspondientes a estructuras de ductilidad media, si se demuestra que el esquema de rehabilitación es capaz de alcanzar las demandas de distorsión con un detallado consistente con estructuras de ductilidad media.

En 9.1.2.3 se requiere que la distorsión máxima de diseño sea la distorsión permisible requerida en la NTC-Sismo. Así, si un marco de concreto es rehabilitado mediante nuevos muros de concreto y se usa la versión 2023 de la NTC-Sismo, la distorsión será la indicada en la tabla 4.3.1.1 de la NTC-Sismo para sistemas duales. En este caso, la distorsión para seguridad de vida será 0.005, por ejemplo. Si se usa otra versión de la NTC-Sismo para calcular las fuerzas inducidas por sismo, como las permitidas en la tabla 2.7.2, el límite de distorsión es el indicado en dicha versión.

Tabla C9.1.2 – Aplicabilidad de técnicas de rehabilitación según el material y el sistema estructural

Material y sistema estructural	Técnica de rehabilitación															
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	p
Mampostería simple	9.2		9.4	9.5			9.8	9.9						9.15		9.17
Mampostería confinada	9.2	9.3	9.4	9.5			9.8	9.9						9.15		9.17
Mampostería reforzada interiormente	9.2	9.3	9.4	9.5			9.8	9.9						9.15		9.17
Concreto colado en sitio	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8		9.10	9.11	9.12	9.13	9.14		9.16	9.17
Concreto prefabricado	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8		9.10	9.11	9.12	9.13	9.14		9.16	9.17
Marcos de acero contraventados			9.4	9.5					9.10	9.11	9.12	9.13	9.14		9.16	9.17
Marcos de acero con elementos hechos con perfiles de lámina doblados en frío			9.4	9.5					9.10	9.11	9.12	9.13	9.14		9.16	9.17
Marcos de acero con muros diafragma de mampostería	9.2	9.3	9.4	9.5			9.8	9.9	9.10	9.11	9.12	9.13	9.14	9.15	9.16	9.17
Marcos de acero con muros de concreto colados en sitio o muros de mampostería reforzada interiormente	9.2	9.3	9.4	9.5			9.8	9.9	9.10	9.11	9.12	9.13	9.14	9.15	9.16	9.17

9.2 Reparación local de elementos estructurales

9.2.1 Se aceptará reparar localmente los elementos de concreto o mampostería que muestran desconchamiento y aplastamiento.

9.2.2 En la evaluación y en el análisis, se deberá considerar el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar con la reparación para el modo de comportamiento, intensidad de daño y calidad de ejecución de la edificación. Esta consideración se vuelve más relevante si se usan materiales, técnicas y sistemas poco comunes. Se aceptará suponer que se restituye la resistencia a 100 por ciento y la rigidez a 90 por ciento.

9.2.3 Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes.

9.2.4 Si las losas planas exhiben agrietamiento por cortante en dos direcciones (punzonamiento), se podrán reparar localmente mediante la demolición del concreto dañado y la sustitución con nuevo concreto. Se deberá revisar la resistencia a cortante en dos direcciones con 5.6 de la NTC-Concreto. Si se requiere, se diseñará una zona maciza y refuerzo transversal de modo que se logre un incremento del perímetro crítico por cortante y, por tanto, a un aumento en la resistencia a cortante de la conexión. También se aceptará rehabilitar la losa mediante la construcción de ábacos, la adición de capiteles metálicos, postensado a través de la columna, o la colocación de compuestos poliméricos reforzados con fibras. Las dimensiones de la zona maciza y el tipo y cantidad de refuerzo transversal o de cualquier otro elemento de rehabilitación deberán quedar indicadas en el Proyecto Ejecutivo.

9.2.5 En el Capítulo 11 se presentan los requisitos de construcción para diversos tipos de reparaciones locales.

Comentario:

La reparación de un elemento de concreto consiste en la colocación de un material compatible con el concreto desconchado y aplastado. Usualmente, este material está hecho a base de morteros hidráulicos o de resina epoxi. En la guía ICRI 320.3R se pueden consultar las propiedades de los materiales de reparación más usuales.

En el caso de elementos de mampostería, la reparación local implica la sustitución de las piezas desconchadas y aplastadas.

El desempeño de la reparación depende, entre otros factores, de la intensidad del daño y de la calidad de la ejecución. En el Capítulo 11 de esta Norma se describen los procedimientos constructivos para: a) la reparación de elementos de concreto, b) la reparación de daños ligeros en muros de mampostería, c) la reparación de daños ligeros en losas y d) reparación de daños ligeros y moderados en losas planas.

La adición de una zona maciza y refuerzo transversal tiene como propósito aumentar el perímetro crítico y, con ello, incrementar la resistencia a cortante en dos direcciones. Otra opción que se ha utilizado es la colocación de un capitel metálico, unido a la columna mediante conectores postinstalados, con el objetivo de también aumentar el perímetro crítico. Los compuestos poliméricos reforzados con fibras se han adherido en la cara superior de losas para incrementar su resistencia a cortante en el plano del diafragma.

9.3 Reparación de grietas mediante fluidos

9.3.1 Se aceptará reparar las grietas mediante resinas, lechadas o morteros.

9.3.2 Los espesores de grietas aceptables bajo cargas de servicio dependen de su exposición y serán los mostrados en la tabla 9.3.2. Las grietas que cumplan estos espesores no requieren ser reparadas.

Tabla 9.3.2 - Espesor de grieta aceptable

Condición de Exposición	Ancho de grieta
	mm
Aire seco o membrana protectora	0.40
Humedad, aire húmedo, suelo	0.30
Productos químicos descongelantes	0.20
Agua de mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0.15
Estructuras para retención de agua	0.10

*Comentario:
La tabla se elaboró a partir de ACI 224.*

9.3.3 Requisitos de diseño

9.3.3.1 Antes de comenzar con la reparación se deberán evaluar las grietas, con el fin de conocer su origen, espesor, longitud y tipo de agrietamiento. Con esta información se decidirá el método de reparación. El método de reparación podrá ser mediante la inyección de resinas epoxi, con un mortero epoxi de reparación, un mortero de cemento-arena o cualquier otro material diseñado para el propósito.

9.3.3.2 Se aceptará considerar que la reparación de grietas en elementos de concreto y mampostería contribuya a la recuperación parcial de la resistencia, la rigidez y capacidad de deformación inelástica. Se podrán usar los valores de la tabla 9.3.3.2 dependiendo del tamaño de grieta. En la tabla 9.3.3.2 se indican algunas consideraciones adicionales por analizar por parte del Proyectista.

Tabla 9.3.3.2 - Niveles de recuperación de la capacidad estructural de un elemento reparado con resina epoxi, mortero epoxi o mortero de cemento

Material	Ancho de grieta, mm	Nivel de recuperación por ciento			Características
		Resistencia	Rigidez	Ductilidad	
a. Resina epoxi	0.05 - 5.0	70 - 90	30 - 80	75 - 90	Sensibilidad a altas temperaturas. Difícil de utilizar con material poroso
b. Lechada	> 5.0	70 - 90	50 - 80	70 - 90	Para grietas limpias, sin impurezas
c. Mortero epoxi	> 5.0	70 - 90	30 - 80	75 - 90	Sensible a altas temperaturas
d. Mortero de cemento		80 - 120	50 - 100	80 - 90	Para elementos con pocas grietas grandes

9.3.3.3 En el diseño de la rehabilitación de edificios se deberá suponer los valores más bajos de la tabla 9.3.3.2 a menos que el Director y, en su caso, el Corresponsable autoricen el valor del límite superior.

*Comentario:
Esta técnica consiste en inyectar una resina sintética a base de polímeros epoxi que, con los equipos adecuados, se puede utilizar para la reparación de grietas. Usualmente se aplica cuando el grado de deterioro del elemento es bajo y no se tiene desprendimientos de concreto significativos. También se pueden reparar las grietas mediante la colocación por gravedad de lechadas a base de cemento con aditivos para acelerar el fraguado, incrementar la resistencia y estabilizar el volumen.
La inyección de fluidos (resinas, lechadas, morteros) se emplea para reparar elementos estructurales de concreto agrietados. Sólo en algunos casos es económicamente viable usarla para reparar muros de mampostería; éste es el caso de muros de mampostería con piezas macizas y con un número reducido de grietas. Con la inyección sólo se puede obtener:
a) La restitución de parte de la capacidad estructural con la que contaba el elemento en su estado original.
b) La unión del concreto entre sí, con lo cual le regresa a su estado monolítico.
c) La protección del acero de refuerzo del elemento de concreto.
Esta técnica usualmente se combina con otras necesarias para incrementar la capacidad de la estructura.*

9.4 Reemplazo de elementos estructurales dañados

9.4.1 Esta técnica será aplicable en elementos con daño severo. Con el reemplazo de elementos estructurales dañados se podrá obtener la restitución de la capacidad estructural con la que contaba el elemento en su estado original.

9.4.2 Para lograr un adecuado comportamiento, se deberá promover una buena adherencia entre los materiales existentes y los nuevos. Se deberán considerar los cambios volumétricos debidos a la contracción por fraguado. Se usarán materiales del mismo tipo y con una resistencia al menos igual que la del material original. La eficiencia de esta técnica depende, entre otros factores, de la calidad de su ejecución. En el diseño de la cimbra se cuidará que el aire atrapado en el concreto nuevo pueda escapar como resultado de la vibración para compactarlo.

9.4.3 En 11.5.4 de esta Norma se presentan los procedimientos constructivos para reemplazo de: a) losas en volado con problemas de flecha y/o agrietamiento excesivo, y b) colocación de largueros adicionales o sustitución de largueros dañados.

Comentario:

Esta técnica consiste en el reemplazo de un elemento dañado por uno nuevo. Esta técnica se combina con otras si es necesario incrementar la capacidad de la estructura.

Para estructuras de concreto, la sustitución de un elemento con daño severo requiere la demolición del concreto dañado y la colocación de nuevo concreto, usualmente con características similares a las del concreto original. Para estructuras de mampostería, el procedimiento implica el reemplazo de un muro o viga. Si bien es conceptualmente factible, no es muy frecuente que se practique. El reemplazo de elementos de acero es más común en edificios de acero. Ejemplos de ello son la sustitución de una columna dañada por cortante y aplastamiento y de un larguero dañado por corrosión.

En laboratorio se han ensayado columnas con daño severo por cortante y reparadas con inyección de resina epoxi y con sustitución del concreto aplastado por mortero epoxi logrando la recuperación de la resistencia (Alcaraz-Vázquez et al., 2023).

9.5 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

9.5.1 Las anclas y conectores se diseñarán y colocarán de acuerdo con esta sección, para lograr un comportamiento monolítico, así como establecer un mecanismo de transferencia de fuerzas entre la estructura existente y el nuevo material o elemento.

9.5.2 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño sísmico

9.5.2.1 Las demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica (o capacidad de desplazamiento inelástico) para diseño serán determinadas según 9.1.2, suponiendo un comportamiento monolítico de las conexiones.

9.5.2.2 En el caso de estructuras existentes de concreto, se aceptará instalar:

- a) Anclas para unir elementos de concreto. Consistirá en la perforación del concreto existente, la limpieza del agujero, el llenado con resina epoxi y la colocación de una barra corrugada de acero dentro del agujero
- b) Conectores roscados para unir elementos de acero con elementos de concreto existentes. En lugar de colocar anclas, se instalarán conectores roscados ahogados en resina, o bien conectores de tipo expansivo.

9.5.2.3 En el caso de elementos nuevos de acero para conectarse a nuevos elementos de concreto, como en el caso de contraventeos con marco de acero, se aceptará instalar pernos tipo Nelson o bien barras con una tuerca en el extremo.

9.5.3 Requisitos de análisis

9.5.3.1 En el análisis se supondrá un comportamiento monolítico de las conexiones, a menos que se diseñen para deformarse.

9.5.4 Requisitos de diseño

9.5.4.1 Requisitos de diseño de anclas y conectores

9.5.4.1.1 Requisitos geométricos

9.5.4.1.1.1 Anclas

9.5.4.1.1.1 Deberá cumplirse lo indicado en a) a c):

- a) Se podrán emplear barras corrugadas ahogadas en resina epoxi para desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia. La profundidad del ancla dentro de la resina epoxi no será menor que $7d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra por anclar
- b) Las anclas deberán cumplir con lo siguiente:
 - 1) Diámetro – barras del no. 3 al no. 6
 - 2) Separación longitudinal, centro a centro – no será menor que $7.5d_b$, ni mayor que 300 mm

- 3) Si se colocan las anclas en dos filas o en tresbolillo, la separación transversal, medida centro a centro, será mayor o igual que $5.5d_b$ o $4d_b$, respectivamente
- 4) La distancia entre el centro del ancla y la cara del muro será mayor o igual que $2.5d_b$.
- c) Se aceptará usar valores distintos a los anteriores si el proveedor de las anclas y/o de la resina demuestra, a satisfacción del Director, y en su caso, del Corresponsable, que se logra un comportamiento (resistencia y rigidez) al menos similar al obtenido con los valores requeridos anteriormente.

9.5.4.1.1.2 Conectores

9.5.4.1.1.2.1 Se aceptará emplear conectores postinstalados en concreto. La profundidad de empotramiento efectiva, h_{ef} , no será menor que $5d_a$ ni mayor que $10d_a$, donde d_a es el diámetro del conector. En ningún caso será menor que 40 mm.

9.5.4.1.1.3 Conectores para encamisados de mampostería

9.5.4.1.1.3.1 Los requisitos geométricos de conectores para fijar una malla de alambre liso o corrugado soldado se especifican en 9.9 de esta Norma.

9.5.5 Procedimientos de diseño de anclas y conectores

9.5.5.1 Se diseñarán las anclas y conectores, por colocarse en elementos de concreto o de acero, mediante cualquiera de los procedimientos siguientes:

- a) Anclas y conectores postinstalados en concreto, de acuerdo con 14.10 de la NTC-Concreto
- b) Anclas y conectores adhesivos (químicos) en elementos de concreto, de acuerdo con las tablas, valores y ecuaciones de fabricantes de resina epoxi y conectores certificados por un organismo acreditado o que cuenten con un dictamen de idoneidad técnica elaborado por un organismo acreditado
- c) Ecuaciones de diseño de 9.5.5.3.a a 9.5.5.3.q.

9.5.5.2 Si se emplean valores sugeridos por fabricantes, se verificará que corresponden a valores de diseño tal que incluyan el factor de resistencia correspondiente.

9.5.5.3 Criterio optativo de diseño:

- a) Resistencia a fuerza cortante: La resistencia a fuerza cortante, V_a , es la fuerza resistida por un único conector en la interfaz de concreto. La resistencia a cortante será el menor valor entre V_{a1} y V_{a2} , que están determinados por la resistencia del acero y la resistencia del concreto, respectivamente.

1) Conectores expansivos

- a. Cuando $4d_a \leq L_e < 7d_a$

$$V_a = \min[V_{a1}, V_{a2}] \quad (9.5.5.3.a)$$

$$V_{a1} = 0.7f_{ya}A_{sa} \quad (9.5.5.3.b)$$

$$V_{a2} = 0.3\sqrt{E_c f_c'} A_{sa} \quad (9.5.5.3.c)$$

donde $v = V_a/A_{sa}$ no será mayor que 250 MPa (2 500 kg/cm²) y L_e es la longitud embebida del conector

b. Cuando $L_e \geq 7d_a$

$$V_a = \min[V_{a1}, V_{a2}] \quad (9.5.5.3.d)$$

$$V_{a1} = 0.7f_{ya}A_{sa} \quad (9.5.5.3.e)$$

$$V_{a2} = 0.4\sqrt{E_c f'_c} A_{sa} \quad (9.5.5.3.f)$$

Siendo $v = V_a/A_{sa}$ no mayor que 294 MPa (2 940 kg/cm²)

2) Conectores adhesivos (químicos)

a. Cuando $h_{ef} \geq 7d_a$

$$V_a = \min[V_{a1}, V_{a2}] \quad (9.5.5.3.g)$$

$$V_{a1} = 0.7f_{ya}A_{sa} \quad (9.5.5.3.h)$$

$$V_{a2} = 0.4\sqrt{E_c f'_c} A_{sa} \quad (9.5.5.3.i)$$

donde $v = V_a/A_{sa}$ no será mayor que 300 MPa (3 000 kg/cm²)

b) Resistencia a tensión: La resistencia a tensión N_a se define como la capacidad resistida por un único anclaje en la interfaz del concreto. La resistencia a tensión será el menor valor entre N_{a1} , que está determinado por la resistencia del acero, N_{a2} que está determinado por la falla del cono del concreto, y N_{a3} , controlado por la resistencia de la unión en el conector adhesivo (químico).

1) Conectores expansivos

$$N_a = \min[N_{a1}, N_{a2}] \quad (9.5.5.3.j)$$

$$N_{a1} = \min[f_{ya}A_{se}, f_y A_{s0}] \quad (9.5.5.3.k)$$

$$N_{a2} = 0.23\sqrt{f'_c} A_c \quad (9.5.5.3.l)$$

2) Conectores adhesivos (químicos)

$$N_a = \min[N_{a1}, N_{a2}, N_{a3}] \quad (9.5.5.3.m)$$

$$N_{a1} = f_y A_{s0} \quad (9.5.5.3.n)$$

$$N_{a2} = 0.23\sqrt{f'_c} A_c \quad (9.5.5.3.o)$$

$$N_{a3} = v_a \pi d_a l_e \quad (9.5.5.3.p)$$

$$v_a = 10\sqrt{(f'_c/21)} \quad (9.5.5.3.q)$$

Comentario:

Esta técnica pretende asegurar la adecuada transmisión de fuerzas mediante una conexión entre elementos existentes y los elementos estructurales nuevos de una estructura.

La decisión de colocar anclas (barras corrugadas ahogadas en resina epoxi) o conectores en elementos de concreto o de acero, dependerá del tipo de técnica de rehabilitación. Las técnicas de rehabilitación que requieren la colocación de anclas o conectores en estructuras de concreto son:

- a) Encamisados de concreto (véase 9.6 de esta Norma)*
- b) Encamisados de acero (véase 9.7 de esta Norma)*
- c) Encamisados de compuestos de polímeros reforzados con fibra (véase 9.8 de esta Norma)*
- d) Adición de muros de concreto (véase 9.10 de esta Norma)*
- e) Adición de contraventeos de acero (véase 9.11 de esta Norma)*
- f) Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería (véase 9.13 de esta Norma).*
- g) En estructuras de mampostería, los conectores se usan en el encamisado de muros de mampostería (véase 9.9 de esta Norma).*

Mediante el diseño y colocación de las anclas y conectores de acuerdo con esta sección, se pretende lograr un comportamiento monolítico, así como establecer un mecanismo de transferencia de fuerzas entre la estructura existente y el nuevo material o elemento.

Las anclas hechas a base de barras corrugadas postinstaladas y ahogadas en resina epoxi se han de aceptar si se demuestra un desempeño equivalente al de barras coladas in situ de igual diámetro y profundidad de anclaje. Ello incluye su resistencia a la adherencia, rigidez, estabilidad de largo plazo y la posibilidad de ser usadas en cualquier diámetro. En ACI CODE-355.4 se presentan requisitos de ensayos para anclas adheridas con materiales orgánicos. Se recomienda consultar el Comentario a 14.4.2 en la NTC-Concreto.

Los martillos rotatorios de impacto producen geometrías no uniformes del agujero que favorecen la adherencia. La instalación de conectores adhesivos en agujeros hechos mediante brocas de extracción de corazones pueden resultar en esfuerzos de adherencia sustancialmente menores que los valores característicos. Puesto que este efecto es dependiente del tipo de producto, el diseño de conectores instalados en agujeros hechos mediante brocas de extracción de corazones debe cumplir con los esfuerzos de adherencia determinados con ACI CODE-355.4. Los esfuerzos de adherencia característicos dependen de varios parámetros, entre ellos:

- a) Tipo y duración de la carga – La resistencia a la adherencia se reduce en fuerzas inducidas por sismo y de tensión sostenida*
- b) Agrietamiento en el concreto – La resistencia a la adherencia es mayor en concreto no agrietado*
- c) Tamaño del conector - La resistencia a la adherencia es de manera general inversamente proporcional al diámetro del conector*
- d) Método de perforación – La resistencia a la adherencia es dependiente de los métodos de perforación*
- e) Grado de saturación del concreto al momento de la perforación e instalación del conector – La resistencia a la adherencia puede disminuir con la saturación del concreto*
- f) Temperatura del concreto al momento de la instalación – La colocación de conectores en condiciones de baja temperatura puede resultar en un retraso del curado de la resina y una menor resistencia a la adherencia*
- g) Edad del concreto al momento de la instalación – La colocación de conectores en concretos a edad temprana puede resultar en una menor resistencia a la adherencia. Los conectores adhesivos están calificados para edades del concreto de al menos 21 días al momento de su colocación*
- h) Temperaturas máximas del concreto durante la vida útil del conector – Bajo condiciones específicas, una temperatura elevada puede resultar en una menor resistencia a la adherencia*
- i) Exposición química – Conectores usados en ambientes industriales pueden estar expuestos a elevados niveles de contaminantes que conduzcan a una menor resistencia a la adherencia a lo largo del tiempo.*

9.6 Encamisados de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado

9.6.1 Encamisado de vigas

9.6.1.1 El encamisado de vigas tendrá como objetivo alguno o ambos puntos a) y b):

- a) Encamisado de vigas para incrementar la capacidad de deformación y la resistencia a fuerza cortante. El refuerzo longitudinal no deberá ser continuo a través de las uniones. El encamisado estará separado del nudo por una junta con un espesor mínimo de 300 mm. El refuerzo transversal adicional está compuesto por estribos hechos de dos piezas
- b) Encamisado de vigas para incrementar la resistencia a flexión, cortante y la capacidad de deformación inelástica. El refuerzo longitudinal de las vigas encamisadas deberá ser continuo a través de las uniones y deberá anclarse en las columnas externas, hasta la cara posterior de la columna (cara más alejada de la zona crítica para calcular la longitud de desarrollo o de anclaje). Se podrá doblar el refuerzo longitudinal de la viga para rodear la columna y anclar el

refuerzo; en este caso, se deberá diseñar refuerzo transversal en la viga encamisada para que resista la fuerza generada por las barras dobladas considerando $1.25f_y$ de dichas barras.

9.6.2 Encamisado de columnas

9.6.2.1 El encamisado de columnas tendrá como objetivo alguno o ambos puntos de a) a b):

- Encamisado de columnas para incrementar la capacidad de deformación y la resistencia a fuerza cortante. El refuerzo longitudinal no deberá ser continuo en la altura del edificio. El encamisado deberá estar separado del piso y del techo de cada entrepiso por medio de una junta con espesor mínimo de 30 mm
- Encamisado de columnas para incrementar la resistencia a flexocompresión, cortante y la capacidad de deformación inelástica. El refuerzo longitudinal de las columnas encamisadas deberá ser continuo, desde la cimentación hasta el piso que requiera la rehabilitación (usualmente, todo el edificio). Se podrá doblar el refuerzo longitudinal de la columna para rodear la viga y anclar el refuerzo, como se muestra en la figura 9.6.2.1; en este caso, se deberá diseñar refuerzo transversal en la columna encamisada para que resista la fuerza generada por las barras dobladas considerando $1.25f_y$ de dichas barras.

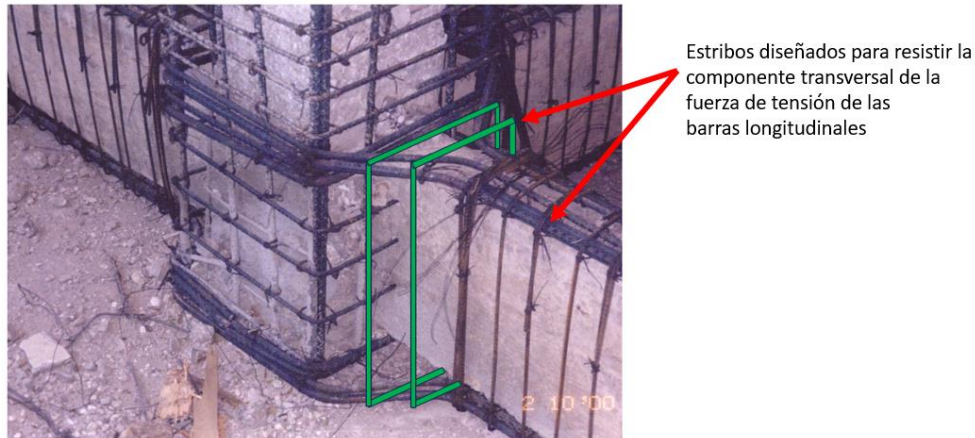


Figura 9.6.2.1 – Doble del refuerzo longitudinal en uniones viga-columna encamisadas con concreto reforzado.
Fuente: Cortesía de M. Jara (2023)

9.6.3 Encamisado de uniones

9.6.3.1 El concreto del nudo deberá ser confinado con estribos nuevos hechos por piezas o por medio de una armadura metálica hecha a base de ángulos verticales en las esquinas del nudo y soleras horizontales arriba de la losa y por debajo de las vigas.

Comentario:

El encamisado de vigas, columnas o uniones consiste en añadir una capa de concreto o mortero alrededor de los elementos existentes. El encamisado puede ser total si rodea al elemento en todas sus caras, o parcial. En el caso de columnas, es preferible que el encamisado sea total. Esta capa de concreto o mortero está reforzada por medio de barras corrugadas longitudinales y transversales, o por malla de alambre soldado.

El diseño de la rehabilitación depende del modo de comportamiento de los marcos existentes, el cual será identificado como resultado de la evaluación estructural de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

Los edificios que pueden ser rehabilitados para mejorar su desempeño sísmico mediante encamisados de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado son:

- Edificios con columnas cuyo modo de comportamiento está controlado por fuerza cortante y cuya falla puede afectar el desempeño sísmico de todo el edificio*
- Edificios a base de marcos resistentes a momento que posean una resistencia y/o rigidez lateral insuficiente ante las demandas sísmicas de diseño*
- Edificios con vigas y/o columnas cuyos traslapes del refuerzo existente son escasos*
- Edificios con pisos suaves/débiles, usualmente en la planta baja.*

El encamisado de vigas, columnas o uniones se emplea para incrementar la resistencia a flexión, flexocompresión, cortante, y la capacidad de deformación, sin cambiar el sistema estructural global. Específicamente, con el encamisado de las vigas o columnas se puede:

- a) Incrementar la capacidad de deformación y la resistencia a fuerza cortante o*
- b) Incrementar la resistencia a flexocompresión, cortante y la capacidad de deformación inelástica*
- c) Aumentar la rigidez de elementos y del sistema estructural.*

Si la deficiencia de la viga es por cortante o por insuficiente confinamiento para lograr una adecuada capacidad de rotación, se puede encamisar mediante refuerzo longitudinal y transversal. En este caso, el refuerzo longitudinal no se ancla en los extremos para evitar mayores demandas de flexión y, por lo tanto, de fuerza cortante, en un elemento cuya deficiencia es esa resistencia.

Donde se doble el refuerzo longitudinal de la viga en sentido horizontal, alrededor de la columna, se requieren estribos que eviten que las barras dobladas se enderecen al estar sometidas a tensión y rompan el concreto que las rodea.

Si un muro está en contacto con la columna existente, es posible que se requiera demoler parcialmente el muro para permitir el encamisado de la columna.

9.6.4 Requisitos de análisis

9.6.4.1 Se considerarán a) y b):

- a) Carga axial. Se supondrá que la carga axial es resistida por la columna existente y que la camisa nueva de concreto o mortero no resiste carga axial, a menos que se estime que las cargas gravitacionales aumenten significativamente durante la operación del edificio rehabilitado
- b) Factor de rigidez efectiva para análisis lineal. Se usará un factor de rigidez efectiva para la sección encamisada según la tabla 7.3.1.2.2 de esta Norma. Si el elemento original tiene daño moderado o severo, se aceptará ignorar la aportación de la rigidez del elemento original. Si el elemento fue inyectado con resina epoxi de acuerdo con 9.3, se podrá suponer el menor valor de la rigidez recuperada señalado en la tabla 9.3.3.2.

9.6.5 Requisitos de diseño

9.6.5.1 Materiales

9.6.5.1.1 Se considerarán a) y b):

- a) La resistencia mínima especificada del concreto de la camisa será de 25 MPa (250 kg/cm²) o 5 MPa (50 kg/cm²) mayor que la resistencia del concreto de la estructura existente, la que resulte en el valor mayor
- b) Se usará concreto Clase 1. No se permitirá el uso de concreto Clase 2.

9.6.5.2 Vigas

9.6.5.2.1 Se considerarán a) a g):

- a) Requisitos geométricos:
 - 1) El claro libre no deberá ser menor que cuatro veces el peralte de la viga encamisada
 - 2) El ancho de la viga encamisada b_b deberá ser menor o igual que el ancho de la columna b_c
 - 3) El espesor mínimo de la capa de concreto de la camisa será de 80 mm
 - 4) El recubrimiento mínimo se definirá según 4.13 y 4.14 de la NTC-Concreto
 - 5) Se revisará que la distancia libre entre barras longitudinales y la superficie de concreto existente no sea menor que lo indicado en 14.2.1 de la NTC-Concreto
 - 6) La separación entre barras no será menor que lo requerido en 14.2.1 de la NTC-Concreto.
- b) Refuerzo longitudinal:
 - 1) Las barras longitudinales tendrán un diámetro mínimo del no. 4
 - 2) La cuantía de refuerzo longitudinal de la viga, considerando la suma de las cuantías del refuerzo existente y del nuevo no excederá de 0.025 si se usan barras Grado 42
 - 3) Se cumplirá con 8.3.3 de la NTC-Concreto

- c) Refuerzo transversal para confinamiento:
- 1) Se cumplirá con 8.3.4 de la NTC-Concreto. Los estribos deberán estar hechos de dos piezas, cada una rematada en sus extremos con dobleces estándar (según 14.3 de la NTC-Concreto). El diámetro mínimo del estribo será del no. 3.
- d) Refuerzo transversal para cortante:
- 1) El refuerzo transversal para fuerza cortante se diseñará según los requisitos de 8.3.5 de la NTC-Concreto
 - 2) Se exceptúa el cumplimiento de colocar estribos de una pieza. Los estribos deberán estar hechos por dos piezas que estén rematadas en sus extremos con dobleces de, al menos, 135 grados, seguidos de un tramo recto no menor que seis diámetros de largo ni de 80 mm. El diámetro mínimo del estribo del no.3
 - 3) Se aceptará colocar grapas adheridas o ahogadas con resina epoxi dentro del núcleo de la columna original como refuerzo para resistir fuerza cortante. Se diseñarán de acuerdo con 4.7 de esta Norma.
- e) Cortante rasante:
- 1) En caso de encamisados parciales, se revisará la necesidad de colocar conectores o anclas para resistir el cortante rasante. Se deberán satisfacer los requisitos de 4.7 de esta Norma
 - 2) No se permitirá soldar el refuerzo transversal o longitudinal existente al nuevo refuerzo
 - 3) La superficie del elemento se deberá preparar para alcanzar una rugosidad cresta-valle de 6 mm (0.25 pulg).
- f) Resistencia a flexión:
- 1) Se aceptará calcular la resistencia a flexión mediante las hipótesis de la NTC-Concreto y suponer una sección transversal de mismas dimensiones que la viga encamisada y con una resistencia a la compresión equivalente dada por la ec.9.6.5.2.a

$$f_c'_{eq} = \frac{(f_c'A)_{col,existente} + (f_c'A)_{encamisado}}{A_{col,existente} + A_{encamisado}} \quad (9.6.5.2.a)$$

- g) Resistencia a fuerza cortante:
- 1) Se aceptará calcular la resistencia a fuerza cortante con 5.5 de la NTC-Concreto y suponer una sección transversal de mismas dimensiones que la viga encamisada y con una resistencia a la compresión equivalente dada por la ec. 9.6.5.2.b

$$\sqrt{f_c'_{eq}} = \frac{(\sqrt{f_c'A})_{col,existente} + \sqrt{f_c'A}_{encamisado}}{A_{col,existente} + A_{encamisado}} \quad (9.6.5.2.b)$$

Comentario:

En la fig. C9.6.5.2 se muestran ejemplos de vigas encamisadas. La opción más usual es la c), en la cual el encamisado se hace por debajo de la losa.

En 9.6.5.2.1.d.2 no se aceptan estribos hechos de una pieza porque ha quedado demostrado en obra que su fabricación es muy difícil; en especial, lograr que los ganchos queden doblados a 135 grados requiere de espesores de encamisados grandes que faciliten la maniobra de doblado. Es frecuente que, cuando se hacen de una pieza, los dobleces terminen a 90 grados; como se sabe, este detalle es inadecuado para zonas sísmicas. Por lo anterior, sólo se aceptan estribos hechos con dos o más piezas, cada una rematada con dobleces a 135 grados y que se ensamblan en obra.

Se requiere preparar la superficie mediante una rugosidad uniforme de 6 mm (0.25 pulg) ya que se ha demostrado en laboratorio que con este tipo de preparación se logra un comportamiento monolítico entre el concreto existente y el nuevo. Conviene resaltar que la Norma no especifica el uso de adhesivos entre los dos concretos ya que se ha observado que éstos sólo incrementan la adhesión inicial y que, al romperse, se deteriora el comportamiento cíclico de la conexión.

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

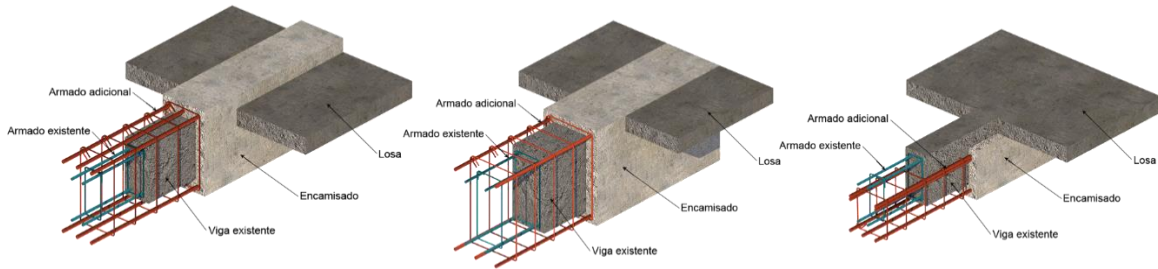


Figura C9.6.5.2 – Posibles configuraciones de encamisado de vigas con concreto: a) encamisado sobre nivel superior de losa; b) encamisado al nivel del piso; c) encamisado por debajo de la losa. Fuente: INIFED (2021d) con base en Terán (2009)

9.6.5.3 Columnas

9.6.5.3.1 Se considerarán a) a g):

- a) Requisitos geométricos:
 - 1) La relación de aspecto de la sección transversal no deberá exceder 3
 - 2) El espesor mínimo de la capa de concreto de la camisa será de 100 mm
 - 3) El recubrimiento mínimo se definirá según 4.13 y 4.14 de la NTC-Concreto
 - 4) Se revisará que la distancia libre entre barras longitudinales y la superficie de concreto existente no sea menor que lo requerido en 14.2.1 de la NTC-Concreto
 - 5) Se procurará que la distancia libre entre barras longitudinales no sea menor que 1.5 veces el diámetro nominal de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo de agregado, ni que 40 mm
 - 6) Se aceptará el uso de paquetes formados por tres barras como máximo en la camisa de columnas
 - 7) Se deberán cumplir los requisitos de 8.4.2 de la NTC-Concreto.
- b) Refuerzo longitudinal:
 - 1) Las barras longitudinales tendrán un diámetro mínimo del no. 5
 - 2) La cuantía de refuerzo longitudinal de la columna, considerando la suma de las cuantías del refuerzo existente y del nuevo, no excederá 0.06
 - 3) Se cumplirá con los requisitos de 8.4.4 de la NTC-Concreto que no se opongan a los aquí señalados.
- c) Refuerzo transversal para confinamiento:
 - 1) Se cumplirá con 8.4.5 de la NTC-Concreto, salvo que:
 - i) Los estribos deberán estar hechos por dos piezas las cuales estén rematadas en sus extremos con dobleces de, al menos, 135 grados, seguidos de un tramo recto no menor que seis diámetros de largo ni de 80 mm. El diámetro mínimo del estribo será del no. 3
 - ii) No será necesario cumplir con 8.4.5.2.e de la NTC-Concreto.
- d) Refuerzo transversal para cortante:
 - 1) El refuerzo transversal para fuerza cortante se diseñará según los requisitos de 8.4.6 de la NTC-Concreto
 - 2) Se exceptúa el cumplimiento de colocar estribos de una pieza. Los estribos deberán estar hechos por dos piezas que estén rematadas en sus extremos con dobleces de, al menos, 135 grados, seguidos de un tramo recto no menor que seis diámetros de largo ni de 80 mm. El diámetro mínimo del estribo será del no. 3
 - 3) Se aceptará colocar grapas adheridas o ahogadas con resina epoxi dentro del núcleo de la columna original como refuerzo para resistir fuerza cortante.
- e) Cortante rasante:
 - 1) En caso de encamisados parciales, se revisará la necesidad de colocar conectores o anclas para resistir el cortante rasante. Se satisfarán los requisitos de 4.7 de esta Norma
 - 2) No se permitirá soldar el refuerzo transversal o longitudinal existente al nuevo refuerzo.

f) Resistencia a flexocompresión:

- 1) Se aceptará calcular la resistencia a flexocompresión mediante las hipótesis de la NTC-Concreto y suponer una sección transversal de mismas dimensiones que la columna encamisada y con una resistencia a la compresión equivalente dada por la ec. 9.6.5.3.a.

$$f'_c{}_{eq} = \frac{(f'_c A)_{col,existente} + (f'_c A)_{encamisado}}{A_{col,existente} + A_{encamisado}} \tag{9.6.5.3a}$$

g) Resistencia a fuerza cortante:

- 1) Se aceptará calcular la resistencia a fuerza cortante con 5.5 de la NTC-Concreto, y suponer una sección transversal de mismas dimensiones que la columna encamisada y con una resistencia a la compresión equivalente dada por la ec. 9.6.5.3.b.

$$\sqrt{f'_c{}_{eq}} = \frac{(\sqrt{f'_c A})_{col,existente} + \sqrt{f'_c A}_{encamisado}}{A_{col,existente} + A_{encamisado}} \tag{9.6.5.3b}$$

Comentario:

En Alcocer (1993) y Alcocer y Jirsa (1993) se muestra que los encamisados de columnas pueden cambiar el modo de falla de un marco existente controlado por la plastificación de los extremos de la columna a uno gobernado por la formación de articulaciones plásticas en vigas. Los experimentos indicados pusieron en evidencia un comportamiento muy similar entre columnas encamisadas con refuerzo longitudinal distribuido en la periferia y con refuerzo longitudinal en las esquinas en forma de paquetes de tres barras, siempre que la relación de momentos resistentes de columnas a vigas sea consistente con lo establecido en 8.4 de la NTC-Concreto.

Usualmente las columnas se encamisán por sus cuatro lados, si son rectangulares, salvo en los casos de columnas de borde o fachada. Cuando el encamisado es completo, es suficiente con tratar la superficie de manera de lograr una rugosidad uniforme de 6 mm (0.25 pulg); si el encamisado se coloca en dos o tres caras, se deberá revisar la necesidad de colocar pernos entre los concretos existente y nuevo de modo de lograr un comportamiento monolítico. La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

En la fig. C9.6.5.3 se muestran dos ejemplos de encamisados. En a), el refuerzo transversal está hecho a base de varias piezas, cada una rematada con dobleces a 135 grados. En b), el refuerzo transversal consiste en varios estribos cerrados sobrepuestos alrededor del perímetro de la columna encamisada. La razón de usar estribos hechos por varias piezas es la misma que la explicada para vigas encamisadas.

El logro de una adecuada colocación y compactación del concreto depende de la trabajabilidad de la mezcla y del diseño de la cimbra. Se recomienda usar concretos con superfluidificantes que permitan mezclas estables y trabajables por un largo tiempo mientras se coloca el concreto a través de ranura en losas. Los concretos autocompactantes son idóneos para estas aplicaciones. Con respecto a la cimbra, es conveniente detallarla para facilitar la salida del aire atrapado en el concreto de modo de evitar paquetes de aire o cangrejas que requerirán, en el mejor de los casos, reparaciones superficiales. Esto es especialmente crítico cerca de la unión viga-columna, justo debajo de la viga y losa.

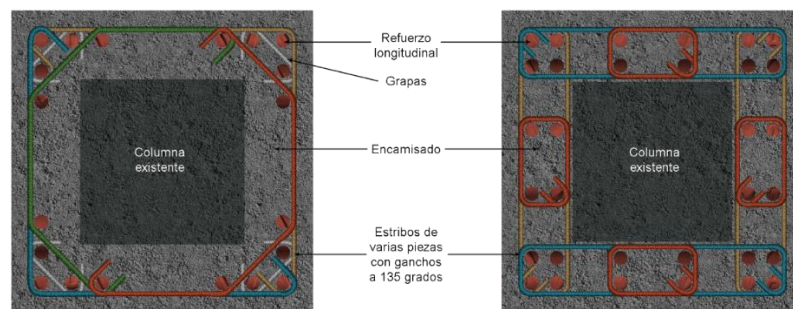


Figura C9.6.5.3 – Posibles configuraciones de acero transversal en columnas encamisadas: a) estribos de varias piezas; b) estribos sobrepuestos. Fuente: INIFED (2021d) con base en Terán (2009)

9.6.5.4 Uniones

9.6.5.4.1 Se deberán encamisar las uniones, si se llevan a cabo cualquiera de a) o b):

- a) Se encamisar las vigas y columnas del marco existente
- b) Se encamisar las columnas de manera continua en la altura del edificio.

9.6.5.4.2 Se deberá cumplir con 8.5 de la NTC-Concreto, con las excepciones siguientes:

- a) El refuerzo transversal horizontal se puede colocar mediante:
 - 1) Ángulos y soleras que confinen el nudo
 - 2) Alternativamente, mediante estribos hechos por dos piezas y que estén rematados con dobleces de, al menos, 135 grados, si se demuele la zona próxima de las vigas que llegan al nudo. En este caso, se deberán tomar las medidas apropiadas de apuntalamiento y/o arriostramiento.
- b) Para revisar la resistencia a cortante del nudo, se usará la ecuación 9.6.5.4.2:

$$\sqrt{f'_c eq} = (\sqrt{f'_c A})_{col,existentes} + (\sqrt{f'_c A})_{encamisado} \quad (9.6.5.4.2)$$

En la revisión de la resistencia a fuerza cortante del nudo, se usarán los anchos de los elementos encamisados.

9.6.5.4.3 En 8.5.2.5 de la NTC-Concreto, se aceptará multiplicar los límites 8.5.2.5.4 a 8.5.2.5c por 0.9 cuando se usen paquetes de barras.

Comentario:

La resistencia a fuerza cortante y la estabilidad del comportamiento histerético de uniones viga-columna depende del confinamiento del nudo. Las vigas transversales que se unen en el nudo lo confinan en la medida que su área transversal ocupe una superficie de más del 75 por ciento de la cara de la columna en el nudo. Las esquinas de la columna no confinadas por las vigas requieren confinarse, ya sea mediante estribos o ángulos metálicos. El uso de estribos es complejo ya que requiere la demolición parcial de la viga próxima a la cara de la columna, lo que trae un debilitamiento de la estructura. Se ha ensayado en laboratorio la solución a base de ángulos metálicos verticales, restringidos arriba de la losa y debajo de la viga por soleras de acero. Los resultados indicaron que esta armadura fue adecuada para confinar el concreto del nudo (encamisado) hasta alcanzar resistencias a fuerza cortante similares a las de estructuras nuevas (Alcocer, 1993; Alcocer y Jirsa, 1993).

9.6.6 Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para vigas y columnas encamisadas con concreto

9.6.6.1 En la tabla 9.6.6.1.a se presentan los parámetros de modelación y los criterios de aceptación de vigas y columnas encamisadas con concreto reforzado si se emplea un enfoque de diseño por desempeño.

Tabla 9.6.6.1.a – Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto reforzado no circulares rehabilitadas con encamisado de concreto

Parámetros de modelación	Criterios de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica		
	Nivel de desempeño		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} (rad)	OI	SV	PC
Columnas encamisadas no controladas por longitud de desarrollo inadecuada, ni por longitud de traslape insuficiente del refuerzo longitudinal, ni por longitud de anclaje inadecuada en la unión viga-columna			
$a_{nl} = 0.5 \left(0.042 - 0.043 \frac{P_{UD}}{A_{gj} f'_{c,eq}} + 0.63 \rho_{tj} - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{ColE}} \right) \geq 0.0$	$0.15(\alpha a_{nl}) \leq 0.005^{[4]}$	$0.5(\beta b_{nl})$ [3] [4]	$0.7(\beta b_{nl})$ [3] [4]
Para $\frac{P_{UD}}{A_{gj} f'_{c,eq}} \leq 0.5$ $b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{P_{UD}}{0.8 A_{gj} f'_{c,eq}} \frac{1}{\rho_{tj}} \frac{f'_{cE,eq}}{f_{ytj}}} - 0.01 \geq a_{nl}$			

^[1] f_{ytj} es el esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo transversal de la camisa.

^[2] ρ_{tj} no deberá ser mayor que 0.052 en ningún caso. Las ecuaciones de la tabla no serán válidas para columnas con ρ_{tj} menor que 0.0032. V_{MCyDE}/V_{ColE} no deberá considerarse menor que 0.4 ni mayor que 0.6. N_{UD} deberá ser la carga de compresión axial máxima que toma en cuenta los efectos de las fuerzas laterales descritas en la ecuación 4.2.9.6.1.1. De forma alternativa, se permitirá evaluar P_{UD} a partir necesario de un análisis de estado límite.

^[3] $N_{UD}/(A_{gj} f'_{c,eq})$ no deberá ser considerado menor o igual que 0.0 ni mayor que 0.25.

^[4] Los valores de α y β deberán tomarse de la tabla 9.6.6.1.b, si es necesario.

Tabla 9.6.6.1.b – Factores para alcanzar las probabilidades específicas de excedencia de la rotación para columnas encamisadas

Probabilidad de excedencia	Factor	
	α	β
0.5	1.00	1.00
0.4	0.92	0.94
0.3	0.91	0.86
0.2	0.85	0.76
0.1	0.73	0.72

Comentario:

Los parámetros de modelación y criterios de aceptación de columnas encamisadas fueron desarrollados a partir del estudio de una base de datos de columnas encamisadas ensayadas en laboratorio (Cruz, 2023). Con los datos se construyeron curvas envolventes para cada ensayo y se promediaron de acuerdo con el modo de falla (por cortante o por flexión). Los valores de la curva envolvente promedio se compararon con las envolventes calculadas para columnas del Capítulo 7 de esta Norma y se identificaron los factores de ajuste que permitieran usar las ecuaciones de ese capítulo. Los criterios de aceptación corresponden con los niveles de desempeño establecidos en la NTC-Sismo. En la rehabilitación de edificios del Grupo B es suficiente revisar para el nivel de desempeño de seguridad de vida.

En la tabla 9.6.6.1.b se incluyen factores correctivos en caso de que el Proyectista decida rehabilitar la estructura para una menor probabilidad de excedencia que la supuesto en esta Norma (que es de 50 por ciento).

9.7 Encamisados de vigas, columnas o uniones con elementos de acero

9.7.1 En ningún caso, los encamisados de acero se emplearán para incrementar la resistencia lateral de marcos existentes. Los encamisados de vigas, columnas o uniones serán de aplicación local, a nivel de elemento estructural. Para un correcto funcionamiento, se deberá garantizar la sujeción y/o contacto entre los elementos de acero y el concreto. Esto puede obtenerse mediante morteros de relleno entre el elemento de concreto y el encamisado de acero.

9.7.2 Encamisado de vigas con elementos de acero

9.7.2.1 Consistirá en la colocación de una placa de acero que cubra el lecho inferior de la viga, en contacto con el concreto por medio de mortero y conectores. Los lados pueden ser encamisados también con placas, soleras o con ángulos que se conectan a la losa con el uso de ángulos y conectores.

9.7.2.2 Se aceptará encamisar vigas con armaduras hechas con ángulos y soleras soldados entre sí. En la unión de la viga y la losa, los ángulos de la armadura sirven para conectarla con la losa de concreto. Los ángulos se fijan a la losa por medio de conectores.

9.7.3 Encamisado de columnas con elementos de acero

9.7.3.1 Se aceptarán dos tipos principales de encamisados de columnas con acero a) y b):

a) Encamisado de placas de acero:

En el caso del encamisado completo, la técnica se aplicará para incrementar la capacidad de deformación lateral, resistencia a cortante y/o carga axial. Se deberá diseñar el encamisado para minimizar la cantidad de soldadura en campo. Para que exista contacto entre las placas y el concreto de la columna, se deberá colocar mortero fluido sin contracción (*grout*) y/o conectores que conecten la camisa a la columna. Los conectores se deberán distribuir de forma uniforme en toda la altura de la columna en todas sus caras. La profundidad de empotramiento de los conectores será de al menos 1/3 de la menor dimensión transversal de la columna. Las placas deberán ser soldadas entre sí. En caso de encamisados de columnas rectangulares, se aceptará soldar las placas a ángulos de acero que se coloquen en las esquinas de la camisa, por dentro de ella. Si el encamisado se coloca para aumentar la capacidad de deformación y/o la resistencia a cortante, se separará al menos 30 mm del piso y del techo. No será aceptable un encamisado de acero sin mortero entre la camisa y el concreto existente. En el caso de encamisados locales, se evaluará la necesidad de conectar la camisa a la columna por medio de conectores en las caras sujetas a flexión. Adicionalmente, se colocará mortero fluido sin contracción

b) Armadura de ángulos y soleras:

Consiste en la colocación de ángulos en las esquinas de la columna unidos mediante soleras metálicas soldadas a los ángulos. Entre los ángulos y soleras y el concreto existente, se rellenará el espacio con mortero fluido sin contracción. En los extremos superior e inferior de la columna, se aceptará colocar placas de acero para conectar la camisa a la columna y a la losa y viga o para incrementar en confinamiento en los extremos de las columnas. Estas placas serán fijadas por medio de conectores. No será aceptable un encamisado de acero sin mortero entre la camisa y el concreto existente.

9.7.4 Encamisado de uniones con elementos de acero

9.7.4.1 El encamisado de las uniones sólo será continuo con la columna inferior. El encamisado de las uniones se hará por medio de placas soldadas que cubran las distintas caras de la intersección entre la columna y la viga o losa. Todas las placas se deberán unir al concreto por medio de conectores con una profundidad de 1/3 de la longitud menor de la sección transversal del elemento (viga o columna) o de 1/2 del peralte de la losa, la que resulte mayor.

9.7.5 Requisitos de análisis

9.7.5.1 Se considerarán a) a c):

a) Factor de comportamiento sísmico. Se deberá cumplir con 9.1.2.2 de esta Norma

b) Carga axial. Se supondrá que la carga axial es resistida por la columna existente y que la camisa nueva de acero no resiste carga axial, a menos que se estime que las cargas gravitacionales aumenten significativamente durante la operación del edificio rehabilitado

c) Factor de rigidez efectiva para análisis lineal. Se usará un factor de rigidez efectiva para la sección encamisada según la tabla 7.3.1.2.2 de esta Norma. Si el elemento original tiene daño moderado o severo se aceptará ignorar la aportación de la rigidez del elemento original. Si el elemento fue inyectado con resina epoxi de acuerdo con 9.3, se podrá suponer el menor valor de la rigidez recuperada señalado en la tabla 9.3.1.2.

9.7.6 Requisitos de diseño

9.7.6.1 Materiales

9.7.6.1.1 Se considerarán a) a c):

- a) Para asegurar el contacto de los encamisados de acero, ya sea en forma de placas (sección rectangular o circular) o con ángulos y soleras, se usará mortero fluido sin contracción que tenga una resistencia a compresión mínima de 30 MPa (300 kg/cm^2) o igual a la del concreto original, la que sea mayor
- b) Los espesores mínimos y máximos de las placas de acero serán de 6.4 y 12.7 mm (0.25 y 0.5 pulg), respectivamente
- c) Los espesores mínimo y máximo de los ángulos de acero serán de 6.4 y 19.1 mm (0.25 y 0.5 pulg), respectivamente.

9.7.6.2 Vigas

9.7.6.2.1 Se deberán considerar a) a c):

- a) Requisitos geométricos:
 - 1) El área de la sección transversal de acero del encamisado (placas o ángulos) se calculará según 6.3.5.1 de la NTC-Concreto, y no deberá ser menor que 0.01 veces el área de la sección de concreto
 - 2) Si se usan encamisados a base de armaduras de ángulos y soleras se deberá cumplir con i) a vi):
 - i) Las dimensiones de las alas de los ángulos deberán estar en un intervalo entre 1/6 y 1/4 parte de la dimensión transversal de la viga (b, h) y con un espesor t_a mínimo de 3.2 mm (0.125 pulg). El ala del ángulo no será menor que 100 mm (4 pulg) (fig. 9.7.6.2.1.a)
 - ii) Las soleras sólo se colocarán en forma perpendicular al eje longitudinal del elemento
 - iii) Las soleras tendrán un peralte, h_{sol} , tal que la relación h_{sol}/h_a y h_{sol}/h_b se encuentren entre 0.75 y 1.0, donde h_a y h_b son la altura y el ancho de la sección transversal del ángulo, respectivamente (fig. 9.7.6.2.1.a)
 - iv) La separación centro a centro entre soleras, s , se definirá en función del peralte de la solera, tal que la relación h_{sol}/s se encuentre entre 1/5 y 1/3. Además, $s \leq d/2$ (fig. 9.7.6.2.1.b)
 - v) El espesor de la solera, t_s será de al menos 3.2 mm (0.125 pulg) y será 3.2 mm (0.125 pulg) menor que el espesor del ángulo t_a
 - vi) La longitud l_s de la solera será igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo. Por lo tanto, el cordón de soldadura en los extremos será igual al peralte de la solera más la longitud del ala (fig. 9.7.6.2.1.a y fig. 9.7.6.2.1.b).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

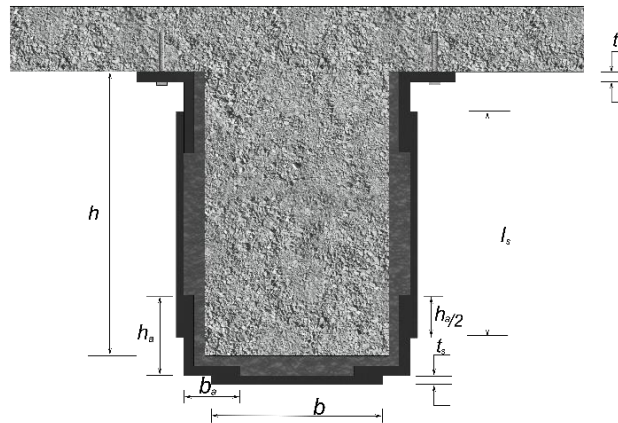


Figura 9.7.6.2.1.a - Sección transversal de viga encamisada con ángulos y soleras

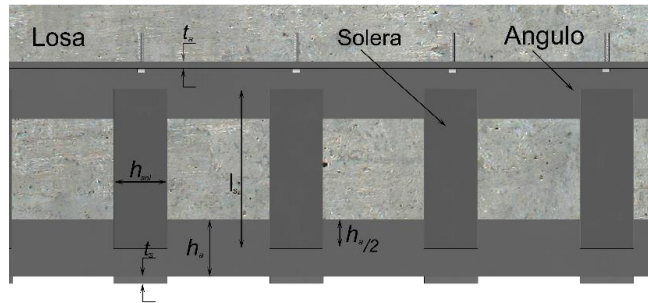


Figura 9.7.6.2.1.b - Sección longitudinal de viga encamisada con ángulos y soleras

b) Resistencia a fuerza cortante:

- 1) La resistencia a fuerza cortante de la viga encamisada será igual a la suma de las contribuciones a fuerza cortante del elemento existente y la del encamisado de acero. Se aceptará que la contribución de la viga existente sea nula si el daño es severo, según el Capítulo 3 de esta Norma. Si el elemento fue inyectado con resina epoxi de acuerdo con 9.3, se podrá suponer el menor valor de la resistencia recuperada señalada en la tabla 9.3.1.2

2) Se aceptará usar cualquiera de los criterios i) o ii)

- i) Calcular la resistencia nominal a cortante de la viga encamisada, $V_{Viga,enc}$, con la ec. 9.7.6.2.1.a, donde en la primera ecuación la resistencia está en N y en la segunda en kg:

$$V_{Viga,enc} = k_{nl} \left[\alpha_{viga} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) + \lambda k_{conf} \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M_u/V_u d} \right) 0.8 A_g \right] \tag{9.7.6.2.1.a}$$

$$\left(V_{Viga,enc} = k_{nl} \left[\alpha_{viga} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) + \lambda k_{conf} \left(\frac{1.6 \sqrt{f'_c}}{M_u/V_u d} \right) 0.8 A_g \right] \right)$$

donde el primer sumando se refiere a la contribución del refuerzo transversal existente; $k_{nl} = 1.0$ en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es menor o igual que 2, 0.7 en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es mayor o igual que 6, y varía linealmente para ductilidad de desplazamiento entre 2 y 6; $k_{conf} = (1.0 + (10/3)(l_a/h))$, en donde l_a es la longitud del ala de un ángulo; h es el peralte de la viga ambas en la dirección de la fuerza cortante y $0.06 \leq l_a/h \leq 0.20$; λ es 0.75 para concreto ligero y 1.0 para concreto de peso normal; $M_u/V_u d$ es la relación más grande entre el momento

- y la fuerza cortante en el eje neutro de la viga bajo cargas de diseño considerando la combinación de cargas permanentes y accidentales por sismo, pero no se tomará mayor que 4 ni menor que 2; y $\alpha_{viga}=1.0$ para $s/d \leq 0.75$, 0 para $s/d \geq 1.0$ y varía linealmente para s/d entre 0.75 y 1.0. En vigas de edificios construidos antes de 1987, se aceptará suponer $k_{ne} = 1.0$
- ii) Calcular la contribución del encamisado de acero con la ec. 5.5.3.6.1.b de la NTC-Concreto, sustituyendo el área y separación de los estribos por los correspondientes de las soleras, multiplicando el valor obtenido por 0.40.
 - 3) La resistencia nominal se deberá multiplicar por el F_R correspondiente
 - 4) La separación centro a centro entre soleras no deberá exceder $0.5d$, donde d es el peralte efectivo de la viga por encamisar.
- c) Encamisado local para incrementar el confinamiento:
- 1) Si se coloca un encamisado local para incrementar el confinamiento en una zona con traslape de refuerzo escaso y/o donde se esperan deformaciones inelásticas, el encamisado se fabricará con placas de acero. No se aceptarán armaduras de ángulos y soleras en estos casos
 - 2) Las placas de acero cubrirán la mayor de i) y ii), donde L_b es la longitud de traslape disponible y L_v es el claro de cortante e igual a la distancia entre la sección de momento máximo y el punto de inflexión del diagrama de momentos:
 - i) $1.5L_b$, cuando el traslape es insuficiente
 - ii) $0.25L_v$, para incrementar la capacidad de deformación inelástica de la zona encamisada.
 - 3) Se deberá revisar la suficiencia de la resistencia de la columna existente que quede fuera del encamisado, suponiendo valores de límite inferior (o valores nominales) de las resistencias de los materiales.

9.7.6.3 Columnas

9.7.6.3.1 Se deberá considerar a) a e):

- a) Requisitos geométricos:
 - 1) La relación de aspecto de la sección transversal no deberá exceder 3
 - 2) El área de la sección transversal del acero del encamisado (placas o armaduras de ángulos y soleras) se calculará de acuerdo con 6.4.3.1 de la NTC-Concreto. El área transversal del encamisado no deberá ser menor que 0.01 veces el área de la sección de concreto
 - 3) Si se usan encamisados a base de armaduras de ángulos y soleras se deberá cumplir con i) a vi):
 - i) Se colocarán ángulos con dimensiones de sus alas en un intervalo entre 1/6 y 1/5 de la dimensión transversal en la dirección de análisis y con un espesor, t_a , mínimo de 6.4 mm (0.25 pulg). El ala del ángulo no será menor que 100 mm (4 pulg) (fig. 9.7.6.3.1.a)
 - ii) Las soleras sólo se colocarán en forma perpendicular al eje longitudinal del elemento
 - ii) Las soleras tendrán un peralte, h_{sol} , tal que la relación h_{sol}/h_a y h_{sol}/h_b se encuentren entre 0.75 y 1.0, donde h_a y h_b son la altura y el ancho de la sección transversal del ángulo, respectivamente (fig. 9.7.6.3.1.a)
 - iii) La separación entre soleras, s , se definirá en función del peralte de la solera, tal que la relación h_{sol}/s se encuentre entre 1/5 y 1/3. Además, $s \leq h/2$ (fig. 9.7.6.3.1.b)
 - iv) El espesor de las soleras, t_s , será de al menos 9.5 mm (3/8 pulg) y será cuando mucho 3.2 mm (1/8 pulg) menor que el espesor del ángulo t_a
 - v) La longitud, l_s , de la solera será igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo. Por lo tanto, el cordón de soldadura (de filete, usualmente) en los extremos será igual al peralte de la solera más la longitud del ala (fig. 9.7.5.3.1.b).
 - 4) En los extremos superior e inferior de la columna, se aceptará colocar placas con un peralte entre $H/10$ y $H/8$, donde H es la longitud libre de la columna. Estas placas se podrán anclar al concreto por medio de dos conectores de al menos 15.9 mm (0.625 pulg) de diámetro. Estos conectores se anclarán dentro del núcleo de la columna, dentro del tercio medio de cada lado de la columna.

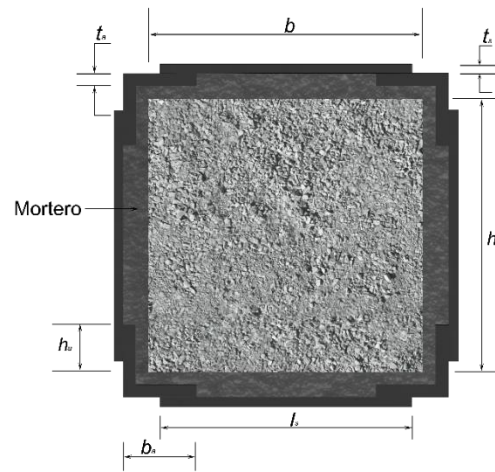


Figura 9.7.6.3.a - Sección transversal de columna encamisada con ángulos y soleras

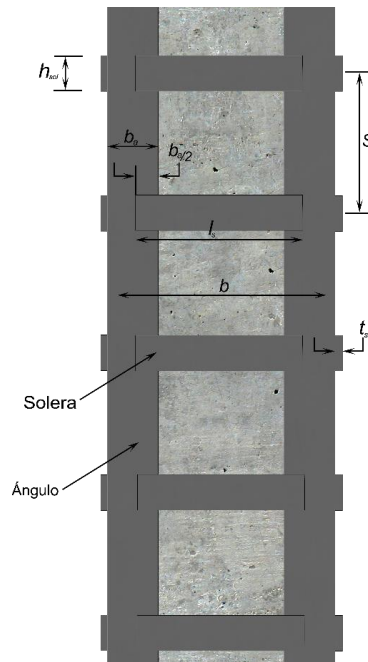


Figura 9.7.6.3.b - Columna encamisada con ángulos y soleras

b) Resistencia a flexión:

- 1) No se considerará incremento a la flexión del marco en columnas encamisadas con acero, a menos que garantice la estabilidad de las placas o ángulos longitudinales ante cargas cíclicas, así como la transferencia de fuerzas a través del sistema de piso
- 2) Si la camisa de acero se coloca para mejorar la resistencia de un traslape de barras insuficiente, se podrá considerar que la longitud de traslape se puede calcular con 14.5.2 de la NTC-Concreto, siempre que se cumpla i) a iii):
 - i) La camisa rodee la columna en sus cuatro lados
 - ii) La camisa se extienda más allá de la zona del traslape, al menos, una distancia igual a la máxima dimensión transversal de la columna
 - iii) La camisa esté sujeta al concreto existente con conectores. Al menos se colocarán dos hileras verticales de dos conectores por lado. Los conectores se diseñarán para resistir una cortante rasante igual a la fuerza a

tensión que deberá resistir el traslape. Los conectores deberán ser de 6.4 mm (0.25 pulg) de diámetro o mayor.

c) Resistencia a fuerza cortante:

- 1) Se aceptará que la resistencia a fuerza cortante de un encamisado de acero sea igual a la suma de las contribuciones del elemento original más la del encamisado de acero. Se despreciará la contribución de la columna existente cuando se cumpla cualquiera de i) o ii):
 - i) Tenga daño severo, según el Capítulo 3 de esta Norma
 - ii) Si la estructura fue diseñada con un Reglamento anterior a la versión de 1987.
- 2) Se permitirá usar cualquiera de los criterios i) o ii)
 - i) Calcular la resistencia nominal a cortante de la columna encamisada, $V_{Col,enc}$, con la ec. 9.7.6.3.1.a, donde en la primera ecuación la resistencia está en N y en la segunda en kg:

$$V_{Col,enc} = k_{nl} \left[\alpha_{col} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) + \lambda k_{conf} \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M_u/V_u d} \sqrt{1 + \frac{P_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_c}}} \right) 0.8 A_g \right] \tag{9.7.6.3.1.a}$$

$$\left(V_{Col,enc} = k_{nl} \left[\alpha_{col} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) + \lambda k_{conf} \left(\frac{1.6 \sqrt{f'_c}}{M_u/V_u d} \sqrt{1 + \frac{P_{UG}}{1.6 A_g \sqrt{f'_c}}} \right) 0.8 A_g \right] \right)$$

donde el primer sumando se refiere a la contribución del refuerzo transversal existente; $k_{nl} = 1.0$ en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es menor o igual que 2, 0.7 en regiones donde la demanda de ductilidad de desplazamiento es mayor o igual que 6, y varía linealmente para ductilidad de desplazamiento entre 2 y 6; $k_{conf} = (1.0 + (10/3)(l_a/h))$, en donde l_a es la longitud del ala de un ángulo, h es el peralte de la columna ambas en la dirección de la fuerza cortante y $0.06 \leq l_a/h \leq 0.20$; λ es 0.75 para concreto ligero y 1.0 para concreto de peso normal; $M_u/V_u d$ es la relación más grande entre el momento y la fuerza cortante en el eje neutro de la viga bajo cargas de diseño considerando la combinación de cargas permanentes y accidentales por sismo, pero no se tomará mayor que 4 ni menor que 2; y $\alpha_{viga} = 1.0$ para $s/d \leq 0.75$, 0 para $s/d \geq 1.0$ y varía linealmente para s/d entre 0.75 y 1.0. En columnas de edificios construidos antes de 1987, se aceptará suponer $k_{nl} = 1.0$

- ii) Calcular la contribución del encamisado de acero con la ec. 5.5.3.6.1.b de la NTC-Concreto, sustituyendo el área y separación de los estribos por los correspondientes de las soleras, multiplicando el valor obtenido por 0.40.
- 3) La resistencia nominal se deberá multiplicar por el F_R correspondiente
- 4) Se revisará que no se exceda el límite de fuerza cortante que pueda resistir el elemento de concreto existente
- 5) La separación centro a centro entre soleras no deberá exceder $0.5h$, donde h es la dimensión transversal de la columna en la dirección de análisis.

d) Confinamiento:

- 1) Si se encamisado la columna por medio de placas continuas para incrementar su confinamiento y, con ello, su capacidad de deformación lateral y de carga axial, se usarán las ecuaciones 9.7.6.3.1.a y 9.7.6.3.1.b para calcular la cuantía de refuerzo por confinamiento:

En caso de encamisado con placas continuas

$$p_c = \frac{2t_p}{b_2} \tag{9.7.6.3.1.a}$$

En caso de encamisado con ángulos y soleras

$$p_c = \frac{2th_{sol}}{b_2 s} \tag{9.7.6.3.1.b}$$

- e) Encamisado local para incrementar el confinamiento:
- 1) Si se coloca un encamisado local para incrementar el confinamiento en una zona con traslape de refuerzo escaso y/o donde se esperan deformaciones inelásticas, el encamisado se fabricará con placas de acero. No se aceptarán encamisados locales hechos con ángulos y soleras
 - 2) Las placas de acero cubrirán:
 - i) $1.5L_b$, cuando el traslape es insuficiente
 - ii) $0.25L_v$, para incrementar la capacidad de deformación inelástica de la zona encamisada y si la carga axial en la columna es menor o igual que $0.3f_c'A_g$
 - iii) $0.375L_v$, para incrementar la capacidad de deformación inelástica de la zona encamisada y si la carga axial en la columna es mayor que $0.3f_c'A_g$.
 - 3) Se deberá revisar la suficiencia de la resistencia de la columna existente que quede fuera del encamisado, suponiendo valores de límite inferior (o valores nominales) de las resistencias de los materiales.

Comentario:

Los requisitos de diseño de vigas y columnas encamisadas con ángulos y soleras se basan en pruebas de laboratorio de columnas existentes con comportamiento controlado por cortante (Alcaraz-Vázquez et al., 2023). Los ensayos evidenciaron que la resistencia a fuerza cortante de los elementos encamisados depende del confinamiento que ejercen los ángulos en el concreto. Mientras mayor es la longitud del ala de los ángulos l_a , mayor la resistencia. Las soleras restringen la deformación del ángulo perpendicular a su eje. Los ángulos tienden a deformarse por flexión alrededor de su eje principal. De este modo, mientras menor sea la separación de las soleras, mayor será la rigidez del ángulo, y por tanto, mayor el efecto de confinamiento sobre el concreto. Se presentan dos opciones para calcular la resistencia. En el primer criterio se modifica la contribución del concreto a la resistencia a fuerza cortante de la ec. 7.4.3.2.1 por un factor, k_{conf} , que toma en cuenta el efecto de confinamiento del ángulo del encamisado. Para el cálculo de este factor se usa la longitud de una ala de ángulo en la dirección de la fuerza cortante. El segundo criterio, optativo, se derivó de estudiar las deformaciones unitarias medidas en las soleras al momento de alcanzarse la resistencia en los experimentos de Alcaraz-Vázquez et al. (2023). Se propone calcular la contribución de las soleras a la resistencia a fuerza cortante como si fueran estribos y afectarla por un factor igual a 0.40. El valor de 0.40 corresponde a una estimación conservadora de la deformación unitaria de las soleras a la resistencia. Para que el encamisado funcione adecuadamente es indispensable que el espacio entre él y el elemento existente quede relleno con mortero. Se recomienda el uso de mortero fluido sin contracción por su facilidad de colocación.

9.8 Encamisados de vigas, columnas, uniones y muros con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)

9.8.1 Requisitos de análisis

9.8.1.1 Se considerarán a) a d):

- a) Factor de comportamiento sísmico. Se deberá cumplir con 9.1.2 de esta Norma
- b) Comportamiento monolítico. Para fines de análisis, se deberá suponer un comportamiento de sección compuesta de la estructura existente con el encamisado de CPRF. Ello implica que deberá haber contacto completo entre el CPRF y el concreto existente
- c) Carga axial. Se podrá incrementar la capacidad axial de los elementos existentes si se diseña en CPRF para aumentar su confinamiento
- d) Factor de rigidez efectiva para análisis lineal. Se usará un factor de rigidez efectiva para la sección encamisada según la tabla 7.3.1.2.2 de esta Norma. Se deberá ignorar la aportación de la rigidez del encamisado de CPRF. Si el elemento fue inyectado con resina epoxi de acuerdo con 9.3, se podrá suponer el menor valor de la resistencia recuperada señalada en la tabla 9.3.1.2.

9.8.2 Requisitos de diseño

9.8.2.1 Requisitos geométricos

- a) En el caso de elementos con sección transversal rectangular, se redondearán las esquinas con un diámetro al menos igual a 25.4 mm (1.0 pulg), pero no menor que el valor recomendado por el fabricante de las fibras en sus manuales impresos

- b) Si se requiere incrementar el confinamiento en elementos con sección transversal rectangular por medio de CPRF, se recomienda que la sección transversal tenga una relación lado largo a lado corto menor que 1.5, y que ninguna de sus dimensiones sea mayor que 900 mm. En caso de presentar dimensiones mayores que 900 mm, se podrá convertir la sección rectangular del elemento en una sección ovalada o circular mediante el relleno del espacio entre el elemento rectangular existente y la camisa ovalada o circular de CPRF
- c) En caso de secciones encamisadas con una relación lado largo a lado corto mayor que 1.5 o con dimensiones transversales mayores que 900 mm se podrá usar CPRF si se colocan conectores de CPRF diseñados para evitar el desprendimiento de las fibras en la parte central del lado largo.

Comentario:

En la fig. C9.8.2.1 se ilustra la modificación de una columna existente de sección transversal rectangular a una con sección transversal ovalada.

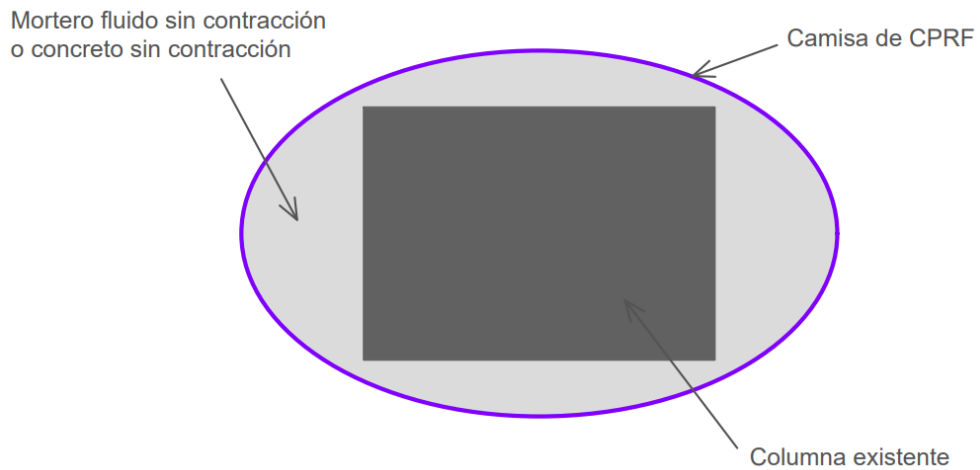


Figura C9.8.2.1 – Ejemplo de modificación de una columna con sección transversal rectangular a una con sección transversal ovalada mediante un encamisado de CPRF

9.8.2.2 Resistencia a flexocompresión en columna

9.8.2.2.1 El diseño a flexocompresión de una columna deberá cumplir con ACI 440.2R-17.

9.8.2.3 Resistencia a flexión en vigas

9.8.2.3.1 El diseño a flexión vigas deberá satisfacer los requisitos de ACI 440.2R-17.

9.8.2.4 Refuerzo transversal para confinamiento

9.8.2.4.1 La cuantía de fibras para proveer confinamiento se calculará de conformidad con el Capítulo 13 de ACI 440.2R-17 y con lo indicado en a), b) o c):

- a) Para calcular el espesor del encamisado, se usarán las ecuaciones 9.8.2.4.1.a y 9.8.2.4.1.b (correspondientes a las ecuaciones 13.3.3a de ACI 440.2R):

Sección circular:

$$nt_f = 1\,000 \frac{D}{E_f} \quad (9.8.2.4.1.a)$$

$$\left(nt_f = 10\,000 \frac{D}{E_f} \right)$$

Sección rectangular:

$$nt_f = 1\,500 \frac{D}{E_f} \quad (9.8.2.4.1.b)$$

$$\left(nt_f = 15\,000 \frac{D}{E_f} \right)$$

- b) Para secciones circulares, la cuantía de CPRF se calculará con la 9.8.2.4.1.c o 9.8.2.4.1.d (a partir de las ecuaciones 13.3.4a, b y c de ACI 440.2R)

$$\rho_f = \frac{4nt_f w_f}{D s_f} \quad (9.8.2.4.1.c)$$

Para secciones rectangulares:

$$\rho_f = 2nt_f \left(\frac{b+h}{bh} \right) \frac{w_f}{s_f} \quad (9.8.2.4.1.d)$$

En cualquier caso, se deberá cumplir que

$$\rho_f \geq \frac{0.0052 \rho_l D f_y}{d_{bl} f_{fe}} \quad (9.8.2.4.1.e)$$

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad (9.8.2.4.1.f)$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq k_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad (9.8.2.4.1.g)$$

donde $k_\varepsilon = 0.58$.

- c) En los casos donde el encamisado no es continuo, la separación libre entre las bandas de CPRF no deberá ser mayor que 150 mm ni que la calculada con la ecuación 9.8.2.4.h:

$$s_f \leq \left[3 - 6 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \right] d_{bl} \leq 6d_{bl} \quad (9.8.2.4.1.h)$$

9.8.2.5 Requisitos para fuerza cortante

9.8.2.5.1 El diseño del encamisado para resistir la fuerza cortante se hará de acuerdo con el Capítulo 11 de ACI 440.2R-17.

9.8.2.5.2 La resistencia a fuerza cortante de un elemento encamisado con CPRF será igual a la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo transversal del elemento existente, y la de la camisa de CPRF. Si la estructura fue diseñada con un Reglamento anterior a la versión de 1987, se aceptará despreciar la contribución del refuerzo transversal del elemento existente a la resistencia a la fuerza cortante.

9.8.2.5.3 La contribución del CPRF a la resistencia a fuerza cortante será igual a $\Psi_f V_f$. El factor Ψ_f se considerará igual a 0.95 en el caso de un encamisado completo; en el caso de encamisados parciales (en los cuales se cubren tres o dos caras - opuestas- del elemento), el factor Ψ_f se considerará igual a 0.85.

9.8.2.5.4 La contribución a la resistencia a fuerza cortante del CPRF se calculará a partir de la ecuación 9.8.2.5.4 (fig. 9.8.2.5.4):

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d_{fv}}{s_f} \tag{9.8.2.5.4}$$

9.8.2.5.5 Para secciones rectangulares, A_{fv} se calcula como (ec. 9.8.2.5.5):

$$A_{fv} = 2n t_f w_f \tag{9.8.2.5.5}$$

9.8.2.5.6 Para secciones circulares, se calcula de la siguiente forma (ec. 9.8.2.5.6):

$$A_{fv} = \frac{\pi}{2} n t_f w_f \tag{9.8.2.5.6}$$

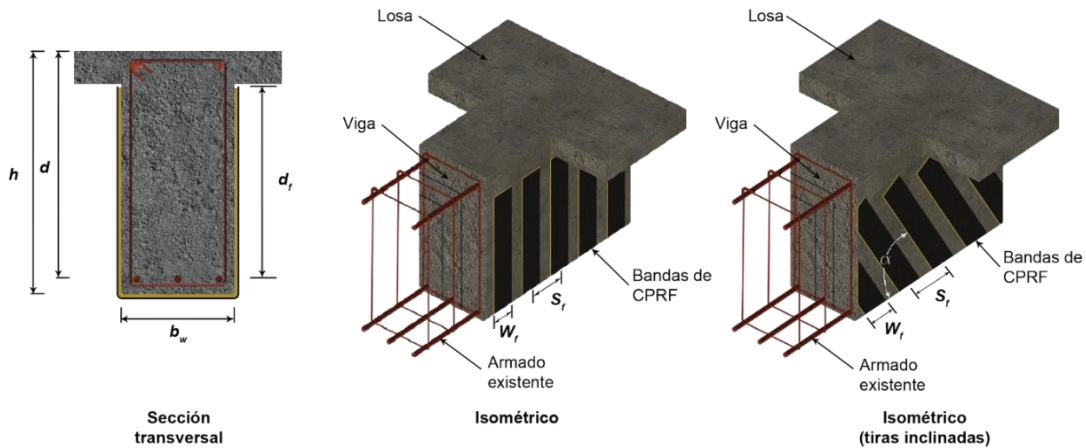


Figura 9.8.2.5.4 - Dimensiones de encamisados (adaptada de ACI 440.2R)

9.8.2.5.7 Límite del refuerzo cortante. El límite de la suma de las contribuciones a la resistencia a fuerza cortante aportada por el acero de refuerzo existente y el CPRF es el especificado en las ecs. 9.8.2.5.7.a y 9.8.2.5.7.b para elementos con sección rectangular o circular, respectivamente:

Sección rectangular:

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f'_c} b h \quad (V_s + V_f \leq 2.20 \sqrt{f'_c} b h) \tag{9.8.2.5.7.a}$$

Sección circular:

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f'_c} 0.8 D^2 \quad (V_s + V_f \leq 2.20 \sqrt{f'_c} 0.8 D^2) \tag{9.8.2.5.7.b}$$

9.8.2.6 Conectores de CPRF

Se aceptará el uso de conectores hechos de CPRF. Se distinguen tres tipos de conectores de CPRF a) a c):

- Conector recto, en el cual el plano del abanico es colineal al eje del ancla
- Conector a 90 grados con respecto al eje del ancla
- Conector a β grados, cuando el ángulo entre el plano del abanico y el eje del ancla es de β grados.

Los modos de comportamiento que deberán revisarse en un conector son a) a e):

- Falla del concreto mediante la formación de un cono
- Falla mixta del concreto con formación de un cono y de adherencia
- Falla por extracción del ancla
- Desprendimiento del abanico de la hoja de fibra
- Rotura de la fibra.

9.8.2.7 Metodología de diseño de conectores de CPRF

9.8.2.7.1 Para el diseño de conectores de CPRF se deberán seguir los pasos a) a g):

- Determinar si se requieren instalar conectores de CPRF para fijar el encamisado. Para ello, se calculará la resistencia del elemento rehabilitado con CPRF usando los requisitos de diseño de 9.8.2.5 de esta Norma. Si la resistencia requerida no se puede alcanzar con capas adicionales de CPRF o si el diseño no es eficiente, se deberá considerar el uso de conectores de CPRF
- Deformación unitaria efectiva del encamisado fijado con conectores. Se determinará la magnitud de la deformación unitaria efectiva de diseño en el CPRF requerida para satisfacer la demanda de diseño suponiendo un anclaje perfecto. Usualmente el valor de la deformación unitaria efectiva está disponible en los manuales impresos de los fabricantes
- Fuerza de tensión total del CPRF fijado con conectores. Se determinará la fuerza de tensión resultante en las capas de CPRF utilizando la deformación unitaria efectiva y el módulo de elasticidad del CPRF. Esta fuerza se transmitirá mediante los conectores al sustrato. Los conectores permitirán el desarrollo de la deformación unitaria efectiva supuesta en las hojas de fibra
- Número de conectores necesarios. Se calculará el número de conectores que se instalarán, teniendo en cuenta que éstos deberán estar distribuidos en todo el ancho de la fibra. Posteriormente, se deberá calcular la fuerza de tensión por conector
- Área transversal del conector de CPRF. Se calculará el diámetro del ancla del CPRF como:
 - Suponiendo que es la fuerza de tensión en el conector, calcular el área transversal mínima del ancla de CFRP usando la ecuación 9.8.2.7.1.a para conectores rectos, la ecuación 9.8.2.7.b para conectores a 90 grados, o la ecuación 9.8.2.7.1.c para conectores a β grados:

Para anclajes rectos:

$$N_{fr} = 0.59 w_f t_f f_{fu} \quad (9.8.2.7.1.a)$$

Para conectores a 90 grados:

$$N_{fr} = 2.2 E_f \varepsilon_{fu} 10^{-3} A_{ancla}^{0.62} \left(\frac{90 - \alpha}{90} \right) \quad (9.8.2.7.1.b)$$

Para anclajes con ángulo de inserción diferente:

$$k_{\beta} = 2.34 \left(\frac{\beta}{2\pi} \right) - 0.33 \quad (9.8.2.7.1.c)$$

- 2) Cuando se usen propiedades netas (en condiciones secas de la fibra), se deberá tener en cuenta que el área de la sección transversal real del conector de CPRF es mayor que el área de las fibras, ya que éstas deberán saturarse con resina epoxi. Aunque una relación de fibra a volumen total depende en gran medida del método de fabricación y la calidad de la mano de obra, se podrá suponer una relación de 0.3 a 0.5 para calcular el área real del ancla una vez que las fibras están saturadas con resina y colocadas en el agujero
- 3) Se ha recomendado que el volumen total de fibras en el ancla deberá ser al menos igual al volumen de fibras en la hoja por ser anclada.
- f) Dimensión del barreno en el elemento de concreto. Usando la fuerza a tensión requerida en el anclaje igual a N_{cc} y N_{cb} , en las ecuaciones 9.8.2.7.1.d a 9.8.2.7.1.e se calculará la profundidad de empotramiento efectiva requerida, h_{ef} , y el diámetro del agujero, d_0 . Se recomienda que h_{ef} sea, al menos, mayor que la suma del recubrimiento de concreto más 25 mm para mitigar el desprendimiento del CPRF. El diámetro del orificio perforado deberá ser ligeramente mayor (entre 3 y 4 mm) que el diámetro externo del conector

$$N_{cc} = 9.68 h_{ef}^{1.5} \sqrt{f_c'} \quad (9.8.2.7.1.d)$$

Falla del cono de concreto

$$N_{cb} = 4.62\pi d_0 h_{ef}, \text{ si } f_c' < 20\text{MPa} \quad (9.8.2.7.1.e)$$

$$N_{cb} = 9.07\pi d_0 h_{ef}, \text{ si } f_c' \geq 20\text{MPa} \quad (9.8.2.7.f)$$

- g) Dimensión del abanico. Usando la fuerza de tensión en el conector como N_{sd} en la ecuación 9.8.2.7.g, se calculará el área del abanico requerida para transmitir la fuerza de tensión desde la hoja de CPRF al conector. Para ello, se supone un ángulo para el abanico y se calcula la longitud y el ancho del abanico para lograr el área requerida.

$$N_{sd} = 0.35 v_{sb} A_{abanico} \quad (9.8.2.7.g)$$

Comentario:

El encamisado con CPRF consiste en el recubrimiento del elemento estructural con capas de fibras que se adhieren por medio de resina epoxi. Dichas fibras trabajan de forma unidireccional, razón por la cual, su orientación depende de la característica estructural (resistencia, confinamiento) que se busca mejorar.

El encamisado del elemento estructural puede ser total o parcial, dependiendo si se cubren todas las caras del elemento estructural. Es común encontrar este encamisado cubriendo de forma total a las columnas. En el caso de vigas, es usual que sólo se encamise el alma o el lecho inferior.

Se pueden usar precuradas (o preimpregnadas) o no. Antes de colocar las fibras, si es el caso, es necesario reparar el concreto del sustrato localmente para lograr una superficie tersa y uniforme que promoverá una adecuada adhesión con la resina empleada para pegar las fibras. Si la fibra se colocará alrededor del perímetro es crítico redondear las esquinas para evitar la fractura de las fibras al momento de su colocación.

El diseño de la rehabilitación depende del modo de comportamiento de la estructura que se identifique como resultado de su evaluación ante sismos. El encamisado de vigas, columnas, uniones y muros con CPRF se emplea para:

- Restaurar la capacidad original de un elemento estructural deteriorado*
- Incrementar la capacidad de carga de elementos*
- Incrementar la ductilidad y la capacidad a fuerza cortante de columnas y muros*
- Incrementar la ductilidad y la capacidad a flexión y fuerza cortante de vigas*
- Combinaciones de las anteriores.*

La metodología de diseño de conectores de CPRF se basa en la propuesta por Del Rey et al. (2017). Los conectores de fibra tienen dos funciones: a) restringir el desprendimiento de la fibra, especialmente de lados largos de un elemento, o en puntos de corte de la fibra donde se concentran esfuerzos (como en el extremo de una fibra horizontal colocada para incrementar la resistencia a fuerza cortante de un muro), y b) transmitir fuerza cortante entre la fibra y el sustrato de concreto. Es usual que los conectores se acompañen de soleras o ángulos metálicos (por ejemplo, en fibras en forma de U que se cortan justo debajo de la losa en las cuales se colocan conectores en las puntas de la U y se conectan a lo largo de la viga por un ángulo o solera). Es conveniente que el área de los conectores sea 1.2 veces el área de la fibra a la cual se conecta. Usualmente los conectores de fibra tienen una profundidad de empotramiento de $10d_b$. Es conveniente labrar el perímetro superficial del agujero de modo que, cuando se doble la fibra, no se rompa. Es recomendable que los abanicos de la fibra se cubran con un parche en sentido perpendicular a la fibra principal para reforzar la unión del abanico con la fibra principal.

Alternativamente, si la fibra principal está compuesta de más de una capa, se puede colocar el abanico entre dos capas.

9.9 Encamisado de muros de mampostería

9.9.1 Deficiencia por corregir

9.9.1.1 Esta técnica puede ser utilizada en muros con cualquier intensidad de daño, como reparación, o en muros sin daño previo, como reforzamiento.

9.9.1.2 Si los muros son de mampostería simple, mal confinada o mal reforzada, se aceptará añadir elementos confinantes de conformidad con 9.15.

Comentario:

Esta técnica consiste en el aumento de la sección transversal de un muro estructural de mampostería mediante la colocación de mallas de alambre soldado cubiertas con varios centímetros de mortero de cemento o de concreto, colocados de manera manual o mediante lanzado.

La técnica de encamisar muros tiene como objetivo mejorar el comportamiento de los muros ante cargas sísmicas a través de:

- a) Incrementar la resistencia a fuerza cortante*
- b) Aumentar la capacidad de deformación inelástica*
- c) Aumentar la rigidez*
- d) Incrementar la capacidad a flexocompresión del muro cuando se añaden castillos en los extremos para anclar la malla.*

El diseño de la rehabilitación dependerá del modo de comportamiento de la estructura existente, como resultado de la evaluación estructural de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

Los edificios que pueden ser rehabilitados para mejorar su desempeño sísmico mediante encamisado de muros de mampostería son (Ramírez, 2022):

- a) Edificios de marcos resistentes a momento, de concreto o de acero, con muros diafragma, con o sin daño, cuya falla puede afectar el desempeño sísmico de todo el edificio*
- b) Edificios a base de muros de carga de mampostería, con o sin daño.*

Existen diversas técnicas que también pueden emplearse para la rehabilitación de muros de mampostería, estas son:

- a) Encamisado con bandas y placas de acero*

La técnica consiste en la colocación de bandas diagonales, verticales u horizontales de acero, e incluso la colocación de placas completas o flejes por una o ambas caras de los muros de mampostería.

Para el encamisado con bandas de acero, al colocar las bandas diagonales, éstas se extienden desde cada esquina del muro buscando aumentar la resistencia a tensión diagonal y de aplastamiento por compresión debido a fuerzas de corte. Por su parte, las bandas verticales aportan al muro un comportamiento estable a flexión, y los ángulos y anclajes colocados para unir las bandas con las losas ayudan a evitar la falla por deslizamiento en muros. También, las bandas horizontales intervienen como refuerzo horizontal.

En el caso de la colocación de placas de acero, esta técnica consiste en la instalación de placas de acero (que pueden ser placas multiperforadas, o bien, placas lisas) en una o ambas caras de los muros, anclándolas a la mampostería y a los elementos del marco, si existen, mediante conectores.

- b) Encamisado con bandas de polipropileno*

La técnica consiste en colocar, sobre la superficie de la mampostería, una malla hecha a base de bandas de polipropileno y un recubrimiento de mortero de cemento o de concreto, buscando confinar la totalidad de los muros, incluyendo sus aberturas.

Esta técnica busca resolver las deficiencias estructurales asociadas a fuerza cortante y flexión debido a materiales de mala calidad.

- c) Encamisado con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)*

La técnica consiste en adherir, mediante el empleo de resinas (comúnmente resina epoxi), bandas o láminas de CPRF a la superficie de la mampostería.

Esta técnica tiene el objetivo de restaurar la capacidad original de los elementos que hayan sufrido deterioro e incrementar la capacidad a flexión y fuerza cortante de los muros, logrando un incremento apreciable de ductilidad. Para llevar a cabo esta técnica se pueden emplear fibras de carbono, vidrio o aramida. El tipo de fibra a emplear dependerá de los alcances del proyecto de rehabilitación.

- d) Encamisado con textiles estructurales*

La técnica consiste en la aplicación de un mallado conformado por fibras, que se encuentra embebido en una matriz inorgánica que permite su adhesión a la mampostería. Se pueden emplear fibras de vidrio, carbono, basalto, aramida, polipropileno o acero. La matriz inorgánica más común empleada es a base de mortero de cemento.

e) *Encamisado con morteros reforzados con fibras*

Esta técnica consiste en el recubrimiento, mediante una capa de mortero o concreto, en una o ambas caras de los muros. La mezcla de mortero o concreto empleada para el revestimiento se encuentra reforzada mediante fibras de longitud corta (en general, más pequeña que el espesor de la capa de recubrimiento), distribuidas de manera aleatoria en la matriz de mortero o concreto.

9.9.2 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño sísmico

9.9.2.1 Los muros se deberán rehabilitar de modo que no alteren significativamente el funcionamiento del edificio y que no induzcan excentricidades en planta o cambios bruscos de rigidez y resistencia en la altura de la estructura.

9.9.2.2 Se deberá cumplir con 9.1.2 de esta Norma.

9.9.3 Requisitos de análisis

9.9.3.1 Para la técnica de encamisado con malla de alambre soldado deberán considerarse los siguientes puntos:

- Factor de comportamiento sísmico. Se analizará la estructura suponiendo un factor de comportamiento sísmico consistente con el tipo de pieza del muro, ya sea sólida o hueca, según la definición de la NTC-Mampostería. Para el primer caso, se usará $Q=2$; para el segundo, $Q=1.5$ (considerando que las piezas macizas tienen un comportamiento carga-deformación más dúctil y estable ante cargas cíclicas, en comparación con las piezas huecas)
- Comportamiento monolítico. La malla deberá estar adecuadamente conectada al muro de mampostería, de acuerdo con 9.6 de esta Norma
- Carga axial. Si el muro es de carga, se supondrá que el muro existente resiste la carga axial. Si se requiere, se deberá reforzar el muro por medio de inserción de castillos o adosando un muro al existente para resistir un incremento de la carga axial. Si el muro es diafragma o de relleno, se deberá considerar que no contribuye a resistir cargas verticales
- Factor de rigidez efectiva para análisis lineal: Se usará un factor de rigidez efectiva para el muro encamisado igual a 0.5, como se señala en 3.1.1 de la NTC-Mampostería. En el cálculo de la rigidez lateral del muro, se aceptará incluir la aportación del mortero o concreto del encamisado. Si se prevé su agrietamiento, se deberá considerar en los cálculos
- Continuidad: El encamisado de los muros de mampostería se deberá extender a los muros transversales. Igualmente, el encamisado deberá rodear las aberturas en el muro.

Comentario:

En todas las técnicas de rehabilitación de muros de mampostería se ha de evitar generar una excentricidad o una distribución inadecuada que pueda conducir a generar torsión en los muros e incluso fallas fuera de plano.

La Norma requiere considerar el efecto del agrietamiento en la rigidez de los muros. Aún sin exhibir daños moderados o severos, es altamente probable que el muro haya experimentado agrietamientos ligeros que reducen sensiblemente la rigidez lateral de muros de mampostería. Una manera sencilla de considerar el agrietamiento es mediante la reducción del área resistente a cortante. Este criterio se basa en suponer que el muro tiene un comportamiento controlado por fuerza cortante.

Respecto a las demás técnicas mencionadas anteriormente, deberán tomarse en consideración los siguientes puntos como requisitos de análisis:

a) *Encamisado con bandas y placas de acero*

Al emplear bandas de acero, el ancho y espesor de éstas se seleccionarán en función de la resistencia contra el pandeo lateral; el ancho de las bandas está en función del aseguramiento de la fluencia de la sección bruta, antes de la fractura en la sección neta donde se ubiquen los conectores.

La técnica de encamisado con placas de acero sólo ha sido probada en muros diafragma. Dado lo anterior, para asegurar en el análisis la completa contribución de la placa de acero es necesario prevenir la falla por fuerza cortante en las columnas.

b) *Encamisado con bandas de polipropileno*

Es necesario considerar, tanto para el análisis como para el diseño, que las bandas de polipropileno poseen una resistencia relativamente baja, en comparación con la resistencia de un material como la mampostería. Debido a esto, se debe considerar que, al implementar esta técnica, el aumento de resistencia en los muros puede considerarse menor en comparación con otras técnicas.

c) *Encamisado con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)*

Dado que el incremento de rigidez en la estructura al colocar CPRF es bajo, se recomienda para el análisis que sólo se considere el momento de inercia y el área de corte del muro sin rehabilitar.

d) *Encamisado con textiles estructurales*

En muros en los que se emplee esta técnica el modo de comportamiento deseable deberá considerar la falla de la mampostería en compresión o la falla de las fibras textiles en tensión.

Los mecanismos de falla que pueden formarse en la interacción de la mampostería con el encamisado textil son:

- 1) *Deslizamiento entre la mampostería y el encamisado textil debido a una falla por corte en la mampostería*
- 2) *Deslizamiento entre la mampostería y el encamisado textil debido a una falla por corte en la matriz inorgánica*
- 3) *Deslizamiento de la fibra*
- 4) *Rotura de la fibra.*

e) Encamisado con morteros reforzados con fibras

De estudios realizados por Flores et al. (2012), se ha propuesto estimar la resistencia de muros rehabilitados mediante encamisado con fibras de acero considerando la aportación de la mampostería a resistir fuerza cortante en conjunto con la contribución del recubrimiento de mortero con fibra. Flores et al. (2012) propone obtener la aportación del mortero con fibra a la resistencia mediante la siguiente ecuación:

$$V_{mor} = \sqrt{f_b'} t_{mor} L_m$$

Para la estimación de la rigidez, Flores et al. (2012) proponen considerar dentro del momento de inercia y el área de corte, una sección transformada de los castillos (en caso de que estos existan) y de la capa de mortero.

9.9.4 Requisitos de diseño

9.9.4.1 Para la técnica de encamisado de malla de alambre soldado deberán considerarse lo requerido en 9.9.4.2 a 9.9.4.5.

9.9.4.2 Materiales

9.9.4.2.1 Se deberá cumplir con a) a e):

- a) Las mallas de alambre soldado deberán cumplir con NMX-B-290-CANACERO-2013
- b) Si el encamisado es a base de mortero de cemento, éste deberá ser de tipo I según la NTC-Mampostería, con una resistencia mínima especificada a la compresión de 12.5 MPa (125 kg/cm²). Se aceptará el uso de fibras de vidrio para el repellado de mortero de acuerdo con la dosificación del fabricante
- c) Si se emplea concreto para el encamisado, se usará concreto Clase 1 con una resistencia mínima especificada a la compresión de 25 MPa (250 kg/cm²) (véase 2.2. de la NTC-Concreto)
- d) Si se emplean clavos para conectar la malla de alambre soldado a la mampostería, éstos deberán tener una longitud mínima de 50 mm
- e) Si se emplean conectores instalados mediante carga explosiva de potencia controlada, el tipo de carga (o de potencia) se determinará a partir de las recomendaciones impresas del fabricante y mediante ensayos en sitio para verificar que la potencia sea la adecuada.

9.9.4.3 Requisitos geométricos

9.9.4.3.1 Se cumplirá, según aplique, con a) o b):

- a) El espesor mínimo del mortero del encamisado será de 15 mm
- b) El espesor mínimo del concreto del encamisado será de 35 mm.

9.9.4.4 Resistencia a fuerza cortante

9.9.4.4.1 Se deberán considerar a) y b):

- a) Tipo de refuerzo y cuantías de acero. Para el diseño del refuerzo en la malla de alambre soldada, así como del mortero a emplear en el encamisado, se deberá contemplar lo siguiente:
 - 1) Las mallas que se utilizarán para el encamisado deberán tener en ambas direcciones, la misma área de refuerzo por unidad de longitud
 - 2) El esfuerzo de fluencia para diseño no deberá ser mayor que 500 MPa (5 000 kg/cm²)
 - 3) Las mallas se anclarán y detallarán como se señala en 4.2.6.3 y 4.2.7.7 de la NTC-Mampostería. No se permite el uso de separadores o silletas entre la malla y el muro de mampostería

- 4) Las mallas deberán ser continuas a lo largo del muro. No se permitirá traslapar las mallas en ninguna sección vertical del muro
 - 5) En caso de que se necesite traslapar los alambres verticales de la malla, el traslape entre los alambres transversales extremos no será menor que dos veces la separación entre alambres transversales más 50 mm, de acuerdo con 4.2.7.7 de la NTC-Mampostería
 - 6) Las cuantías mínimas y máximas del refuerzo deberán cumplir las establecidas en 6.5.4.2 de la NTC-Mampostería.
- b) Diseño de la malla de alambre soldado
- 1) El diseño de la malla para resistir fuerza cortante se hará de conformidad con 6.5.4.3 de la NTC-Mampostería
 - 2) Se considerará que la malla se colocará en contacto directo con la mampostería.

Comentario:

Para las técnicas mencionadas anteriormente, es recomendable tomar cuenta los siguientes requisitos de diseño:

a) Encamisado con bandas y placas de acero

La separación entre conectores colocados para anclar las bandas a la mampostería es función de que logre evitarse el pandeo de las bandas. Se recomienda separación mínima entre conectores de 150 mm y máxima de 200 mm.

b) Encamisado con bandas de polipropileno

Las diferencias en el comportamiento de los muros que sean rehabilitados con esta técnica pueden variar en función de los siguientes puntos:

- *La presencia del recubrimiento ya sea de mortero de cemento o de concreto;*
- *La correcta adherencia entre el recubrimiento y la mampostería;*
- *La variabilidad de las propiedades de los muros y la rehabilitación en sí, debido al efecto de mano de obra;*
- *El empleo de conectores para unir las bandas de polipropileno a la mampostería.*

c) Encamisado con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)

El diseño y la disposición de las bandas o láminas de CPRF se sugiere considerar las zonas del muro donde existe la mayor concentración de esfuerzos, así como las posibles regiones donde se pueden aplastar y/o desprender las piezas debido a carga lateral.

Se sugiere tomar en cuenta que el agrietamiento por fuerza cortante en los muros estará controlado por la disposición de las bandas o láminas de CPRF adheridas a la superficie de la mampostería, ya que éstas trabajan de forma unidireccional, por lo que su orientación depende de la característica estructural que se busque mejorar. Es recomendable, de acuerdo con Zheng et al. (2018), modelar las bandas de CPRF como puntales sometidos a tensión uniaxial. Así mismo, el ancho de las bandas que sean colocadas puede asimilarse al ancho calculado de los puntales, de esta manera, los puntales pueden soportar grandes deformaciones antes de que fallen las bandas de CPRF.

En ACI 440.7R-10, se sugiere hacer un análisis previo de las condiciones de configuración estructural existentes para determinar si es práctico o no, implantar esta técnica en los muros de mampostería. Estas sugerencias se muestran en la tabla C9.9.4.4.1.

d) Encamisado con mortero reforzado con fibras

Para el diseño de la técnica de encamisado con morteros reforzados con fibras se recomienda aplicar lo indicado en ACI PRC-544.4-18.

Tabla C9.9.4.4.1 – Limitaciones del uso de bandas de CPRF en la rehabilitación de muros de mampostería (ACI 440.7R-10).

Tipo de pieza	Características del muro	Condiciones del encamisado con CPRF
Piezas huecas	$t_{muro} \leq 200 \text{ mm}$ Celdas rellenas o parcialmente rellenas de mortero separadas entre sí a más de 1.20 m	Aceptable encamisar una cara del muro
	$t_{muro} \leq 200 \text{ mm}$ Celdas rellenas o parcialmente rellenas de mortero separadas entre a una distancia menor o igual que 1.20 m	Necesario encamisar ambas caras del muro
	$250 \text{ mm} \leq t_{muro} \leq 300 \text{ mm}$ Celdas rellenas o parcialmente rellenas de mortero separadas a más de 1.50 m	Necesario encamisar ambas caras del muro
	$250 \text{ mm} \leq t_{muro} \leq 300 \text{ mm}$ Celdas rellenas o parcialmente rellenas de mortero separadas a una distancia menor o igual que 1.50 m	Uso de CPRF no recomendable
	$t_{muro} > 300 \text{ mm}$ Celdas huecas o parcialmente rellenas	Uso de CPRF no recomendable
Piezas macizas	$t_{muro} \leq 100 \text{ mm}$ Muros con una sola hilada de piezas	Aceptable encamisar una cara del muro
	$t_{muro} \leq 200 \text{ mm}$ Muros con dos hiladas de piezas	Necesario encamisar ambas caras del muro
	$t_{muro} > 200 \text{ mm}$ Muros con varias hiladas de piezas	Uso de CPRF no recomendable

9.9.5 Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales en muros de mampostería rehabilitados

9.9.5.1 Para la modelación y aceptación de muros de mampostería rehabilitados mediante malla de alambre soldado usando procedimientos no lineales de análisis en un enfoque de diseño por desempeño se permitirá usar los valores de la tabla 9.9.5.1.

Tabla 9.9.5.1 – Parámetros de modelación de muros de mampostería rehabilitados mediante encamisado con malla de alambre soldado, según el modo de comportamiento

Modo de comportamiento: cortante ^[1]									
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	δ_{cr}	δ_{max}	δ_{ult}	V_{cr}	V_{max}	V_{ult}
M. Confinada	Hueca (arcilla)	≤ 1	Sí	0.001	0.003	0.006	0.75	1.13	0.94
Modo de comportamiento: tensión diagonal ^[2]									
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	δ_{cr}	δ_{max}	δ_{ult}	V_{cr}	V_{max}	V_{ult}
M. Confinada	Maciza (arcilla)	≤ 1	Sí	0.001	0.006	0.010	0.33	0.69	0.51
		≤ 1	No	0.001	0.005	0.010	0.56	0.95	0.86
	Hueca (arcilla)	≤ 1	No	0.001	0.006	0.009	0.36	0.68	0.45
Modo de comportamiento: flexión									
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	δ_{cr}	δ_{max}	δ_{ult}	V_{cr}	V_{max}	V_{ult}
M. Simple	Maciza (arcilla)	≤ 1	Sí	0.001	0.003	0.006	1.26	1.54	1.14
		> 1	Sí	0.001	0.007	0.009	0.80	1.37	1.36
Modo de comportamiento: aplastamiento									
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	δ_{cr}	δ_{max}	δ_{ult}	V_{cr}	V_{max}	V_{ult}
M. Diafragma	Maciza (concreto)	≤ 1	No	0.001	0.004	0.008	0.88	1.30	1.06
Modo de comportamiento: deslizamiento									
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	δ_{cr}	δ_{max}	δ_{ult}	V_{cr}	V_{max}	V_{ult}
M. Confinada	Maciza (arcilla)	≤ 1	No	0.002	0.007	0.015	0.72	1.14	0.97
		≤ 1	Sí	0.002	0.006	0.01	0.58	1.03	0.82
	Maciza (concreto)	≤ 1	Sí	0.001	0.005	0.010	0.84	1.15	1.07
M. Reforzada interiormente	Maciza (concreto)	≤ 1	No	0.001	0.005	0.006	0.60	0.69	0.58

^[1] El modo de comportamiento de cortante en un muro de mampostería se caracteriza por la formación de grietas siguiendo las juntas de mortero. Usualmente se señala a este agrietamiento que tiene forma de “escalera”

^[2] El modo de comportamiento controlado por tensión diagonal se expresa en forma de grietas inclinadas que atraviesan piezas y juntas de mortero.

Tabla 9.9.5.2 – Criterios de aceptación para el diseño por desempeño de muros de mampostería rehabilitados mediante encamisado con malla de alambre soldado, según el modo de comportamiento

Modo de comportamiento: cortante ^[1]						
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	OI	SV	PC
M. Confinada	Hueca (arcilla)	≤1	Sí	0.0015	0.0045	0.006
Modo de comportamiento: tensión diagonal ^[2]						
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	OI	SV	PC
M. Confinada	Maciza (arcilla)	≤1	Sí	0.003	0.0075	0.010
		≤1	No	0.0025	0.0075	0.010
	Hueca (arcilla)	≤1	No	0.003	0.0068	0.009
Modo de comportamiento: flexión						
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	OI	SV	PC
M. Simple	Maciza (arcilla)	≤1	Sí	0.0015	0.0045	0.006
		>1	Sí	0.0035	0.0068	0.009
Modo de comportamiento: aplastamiento						
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	OI	SV	PC
M. Diafragma	Maciza (concreto)	≤1	No	0.002	0.006	0.008
Modo de comportamiento: deslizamiento						
Modalidad	Tipo de pieza	H/L	Daño previo	OI	SV	PC
M. Confinada	Maciza (arcilla)	≤1	No	0.0035	0.0113	0.015
		≤1	Sí	0.003	0.0075	0.010
	Maciza (concreto)	≤1	Sí	0.0025	0.0075	0.010
M. Reforzada interiormente	Maciza (concreto)	≤1	No	0.0025	0.0045	0.006

^[1] El modo de comportamiento de cortante en un muro de mampostería se caracteriza por la formación de grietas siguiendo las juntas de mortero. Usualmente se señala a este agrietamiento que tiene forma de “escalera”.

^[2] El modo de comportamiento controlado por tensión diagonal se expresa en forma de grietas inclinadas que atraviesan piezas y juntas de mortero.

Comentario:

Los parámetros de modelación y los valores del criterio de aceptación se derivaron del estudio de resultados de ensayos de laboratorio de muros rehabilitados mediante mallas de alambre soldado (Ramírez, 2022). Para cada prueba se construyó su curva envolvente o esqueleto. Estas curvas se definieron por tres puntos: el primer agrietamiento inclinado en la mampostería (V_{agr}), la resistencia máxima a cortante ($V_{m\acute{a}x}$), o bien el asociado a la falla del muro (V_u), cada uno asociado a su distorsión, como se muestra en la fig. C9.9.5.1 para mampostería confinada. Las curvas envolventes fueron promediadas; los valores promedio son los indicados en la tabla 9.9.5.1 en función de la modalidad de mampostería, tipo de pieza, relación de aspecto del muro y si tiene daño o no.

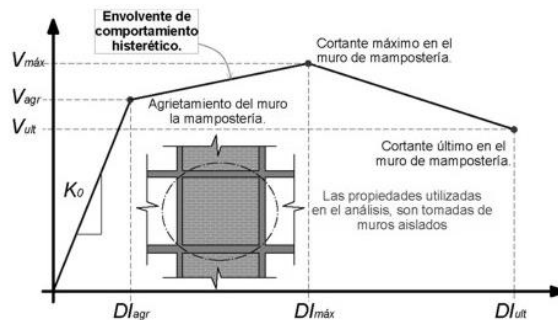


Figura C9.9.5.1 – Curva de comportamiento para mampostería confinada (Flores y Alcocer, 2001)

9.10 Adición de muros de concreto

9.10.1 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño sísmico

9.10.1.1 Los muros se deberán instalar de modo que no alteren significativamente el funcionamiento del edificio y que no induzcan excentricidades en planta o cambios bruscos de rigidez y resistencia en la altura de la estructura.

9.10.1.2 Se deberá revisar que, ante la adición de muros, se requiera la rehabilitación de otros elementos estructurales, como es el caso de las columnas existentes a las cuales se conectará el nuevo muro, así como elementos de la cimentación.

9.10.2 Consideraciones generales

9.10.2.1 En el diseño de los nuevos muros para una estructura rehabilitada se deberá considerar la jerarquía de modos de comportamiento, de modo de promover la ocurrencia de modos de comportamiento dúctiles. Cuando ello no sea posible, como en el caso de muros robustos, se deberá revisar que la falla por corte de los muros no desencadene la inestabilidad local o total del edificio.

9.10.2.2 Se deberá diseñar y construir un mecanismo de transmisión de esfuerzos de cortante entre el nuevo muro y la estructura existente mediante anclas o conectores postinstalados, llaves de corte, o anclando el nuevo refuerzo en elementos existentes.

Comentario:

Esta técnica consiste en la colocación de muros de concreto para incrementar la rigidez y resistencia lateral de la estructura existente (Moctezuma 2022). Con ellos se logra obtener una capacidad de deformación adecuada. Es muy probable que la adición de muros obligue a incrementar la capacidad de la cimentación, tanto en el aspecto geotécnico como estructural. En todo caso, es crítica la unión del muro nuevo con la cimentación existente de modo que el muro pueda desarrollar su capacidad de diseño. Los nuevos muros de concreto se pueden clasificar en muros patín, muros completos, muros diafragma o incrementos de espesor (encamisados) de los muros existentes. El diseño de la rehabilitación dependerá del modo de comportamiento de la estructura existente que se haya identificado como resultado de la evaluación estructural hecha de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma.

Los edificios que se pueden rehabilitar mediante la adición de muros de concreto son:

- a) Edificios que tengan una insuficiente rigidez y/o resistencia lateral*
- b) Los que tienen pisos suaves o flexibles*
- c) Edificios con muros de concreto que deberán ser reforzados*
- d) Edificios con asimetrías en la distribución de elementos resistentes y que pueden exhibir vibraciones de torsión.*

Con la adición de muros de concreto se puede:

- a) Incrementar la resistencia y la rigidez laterales*
- b) Reducir excentricidades, en especial en la planta del edificio*
- c) Mitigar cambios bruscos de distribución de rigidez y resistencia en la altura*
- d) Combinaciones de los anteriores.*

Los muros de concreto se pueden clasificar de la siguiente forma:

- a) Muros patín*

Los muros patín son segmentos cortos de muros unidos a las caras laterales de la columna diseñados para incrementar su resistencia lateral. Se utilizan para aumentar la resistencia a cortante de la columna, cambiando el modo de comportamiento controlado por las columnas a uno controlado por las vigas. La colocación del muro patín obliga a revisar las vigas (y tal vez rehabilitarlas) de modo que exhiban un comportamiento dúctil controlado por flexión. Se sugiere examinar la resistencia a cortante de la viga y, en su caso, incrementarla, puesto que el claro libre de las vigas se reduce por la longitud del muro patín. También se pueden usar en edificios a base de losas planas; en este caso, se recomienda revisar la resistencia a cortante en dos direcciones de la losa suponiendo que el perímetro crítico de cortante es el delimitado por el extremo de los nuevos segmentos de muro.

Los muros patín pueden ser colados en obra o prefabricados. Los muros patín son más apropiados donde las vigas son excéntricas a las columnas, ya que facilitan el paso del refuerzo longitudinal a través del sistema de piso o viga, según sea el caso. Se han de colocar los muros de manera simétrica en planta y deberán ser continuos en la altura para evitar una distribución no uniforme de la resistencia y rigidez de los marcos. Es recomendable que el eje del muro patín se encuentre alineado con el eje de la columna y se coloquen dos muros simétricos en cada lado de la columna. Para unir el segmento de muro con la columna es posible anclar el refuerzo horizontal del muro en la columna existente o en el encamisado de la columna (fig. C9.10.2.2).

El comportamiento de muros patín está determinado por la calidad en la colocación y compactación del concreto del nuevo muro. Por ello, en el diseño de la cimbra y mezcla se considera evitar aire atrapado, oquedades, segregación, entre otros, o bien que se use concreto autocompactante.

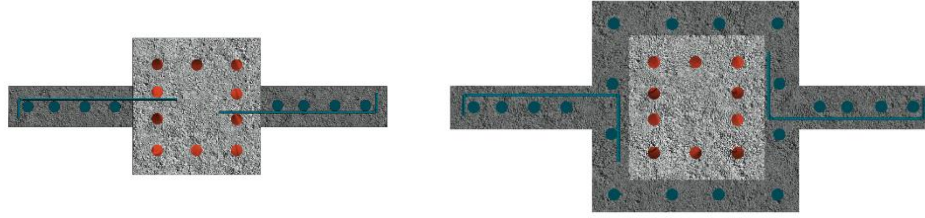


Figura C9.10.2.2 - Conexión de los segmentos de muro con la columna existente: a) anclaje del refuerzo horizontal en la columna; b) anclaje del refuerzo horizontal del muro en el encamisado de la columna. Fuente: INIFED (2021d) con base en Terán (2009)

b) Muros completos

Son muros que tienen una longitud igual a la de la crujía del marco. Los muros pueden ser construidos en el sitio con concreto convencional o concreto lanzado. Se pueden construir con paneles prefabricados de distintas dimensiones. Los muros pueden ser:

- 1) Concéntricos, cuando su eje longitudinal es colineal con el eje del marco y su refuerzo es continuo en la altura a través del sistema de piso (el comportamiento de muros concéntricos está determinado por la calidad en la colocación y compactación del concreto del nuevo muro)
- 2) Excéntricos, cuando se instalan por fuera de la estructura original y su refuerzo es continuo en la altura del edificio
- 3) Diafragma, son similares a los concéntricos pero su refuerzo vertical no es continuo en la altura del edificio.

c) Muros diafragma

La conexión es determinante para que se logre un trabajo monolítico entre ambos elementos. En caso de que ocurra un deslizamiento significativo en la unión entre el muro diafragma y la viga o la cimentación se podría provocar una falla prematura del espécimen.

9.10.2.1 Incremento de espesor de muros existentes

9.10.2.1.1 En caso de añadir un muro sobre un muro existente, se deberán conectar ambos con conectores o anclas diseñados para resistir el cortante rasante (véase 9.5 de esta Norma).

9.10.2.2 Cimentación

9.10.2.2.1 Se deberá revisar la capacidad estructural de la cimentación y la resistencia del suelo debido al incremento de peso del edificio por la adición de los muros, así como por el cambio en las demandas por sismo (carga axial y momento). Igualmente se deberá diseñar el anclaje del nuevo muro a la cimentación de modo que sea capaz de desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia. Si se espera que ocurran deformaciones inelásticas en la base del muro, el anclaje del refuerzo vertical del nuevo muro deberá ser capaz de resistir $1.25f_y$.

9.10.3 Requisitos de análisis

9.10.3.1 Se deberán satisfacer a) a d):

- a) Carga axial. Para fines de diseño se considerará que la carga axial en el muro añadido es nula; se podrá considerar su peso propio. Ante nuevas demandas sísmicas, las fuerzas axiales en las columnas, convertidas ahora en elementos de borde del muro, aumentarán o disminuirán en función de la flexión que resista el nuevo muro conectado a ellas. Se deberán considerar estos cambios en las cargas axiales de las columnas existentes en el diseño.
- b) Comportamiento monolítico. Se deberán revisar las conexiones para asegurar un mecanismo de transferencia de carga
- c) Restricción a flexión. Se deberá revisar la posible restricción a la deformación global a flexión de los nuevos muros por parte de sistemas de piso o vigas de gran peralte, como las descritas en 6.3.8 de la NTC-Concreto
- d) Factor de rigidez relativa para análisis lineal. Se usará un factor de rigidez efectiva de conformidad con 7.3.1.2.2 de esta Norma.

9.10.4 Requisitos de diseño

9.10.4.1 Alcances y requisitos generales

9.10.4.1.1 Se aplicará lo requerido en 8.7 de la NTC-Concreto. Adicionalmente, se cumplirá con a) a i):

- a) El espesor mínimo de los muros no será menor que 150 mm ni que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente. En muros diafragma, el ancho del muro no será mayor que el ancho de la viga del marco existente
- b) Separación entre barras de refuerzo. La separación libre entre barras paralelas deberá cumplir 14.2 de la NTC-Concreto
- c) Tamaño máximo de agregado. El tamaño nominal máximo del agregado, deberá satisfacer 14.2 de la NTC-Concreto
- d) Paquete de barras. No se permitirán paquetes de barras en el alma del muro. Se permitirá formar paquetes de dos barras en los elementos de borde de un muro
- e) Recubrimiento. El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo cumplirá con 4.13 y 4.14 de la NTC-Concreto
- f) La resistencia del concreto no será menor que 25 MPa (250 kg/cm^2), ni menor que la resistencia de la estructura existente. El concreto deberá ser Clase 1
- g) Si se emplean morteros o concretos con fibras de acero o plásticas, se deberán dosificar las fibras de modo que su contribución a resistir fuerza cortante sea equivalente a la contribución de barras de acero de refuerzo convencional. Si se emplean fibras de acero, el contenido de fibras deberá ser al menos igual a 0.4 kN/m^3 (40 kg/m^3) y la relación de aspecto de la fibra (longitud/ diámetro) mayor que 50 y menor que 100, a menos de que se justifique ante el Corresponsable un contenido y relaciones de aspecto distinto. Adicionalmente, las fibras deberán cumplir con los requerido en 2.3.4 de la NTC-Concreto
- h) Se deberá diseñar la cimbra y la mezcla de modo de evitar aire atrapado, oquedades, segregación, entre otros
- i) Si la construcción de un muro diafragma se realiza con concreto lanzado se deberá revisar que no queden huecos y fisuras, particularmente detrás del refuerzo y de las anclas. Las fisuras se pueden reparar con resina epoxi y los huecos con mortero fluido.

9.10.4.2 Momentos flexionantes de diseño

9.10.4.2.1 Se aplicará lo establecido en 8.7 de la NTC-Concreto.

9.10.4.3 Flexión y flexocompresión

9.10.4.3.1 Se aplicará lo establecido en 8.7.3 de la NTC-Concreto con excepción del límite inferior del espesor para edificios Clase C.

9.10.4.3.2 Se aceptará usar el método optativo de 6.5.5.1.2 de la NTC-Concreto para edificios Clase C. En ellos se concentrará el acero a tensión en una longitud igual a $0.20L_m$, donde L_m es la longitud del muro.

9.10.4.3.3 En los muros concéntricos y excéntricos, el refuerzo longitudinal deberá ser continuo en toda la altura del muro, pasando por la losa y las vigas, de preferencia sin traslapes. Este refuerzo se deberá anclar a la cimentación, de modo que sea capaz de desarrollar su esfuerzo especificado de fluencia. Se deberán diseñar elementos de refuerzo en los extremos de los muros. Estos elementos de refuerzo deberán contar con refuerzo transversal con la cuantía y separaciones necesarias para confinar el concreto sujeto a compresión y así evitar el aplastamiento del concreto, así como evitar o retrasar el pandeo del acero a compresión. Es frecuente que la adición de muros incluya el encamisado de las columnas extremas, en cuyo caso trabajarán como elementos de refuerzo del muro.

9.10.4.3.4 Si no se encamisán las columnas, el refuerzo horizontal del muro se deberá unir a las columnas existentes por medio de traslapes con anclas ahogadas en el marco. Optativamente, con objeto de confinar la zona del traslape entre el acero de refuerzo del nuevo muro y las anclas de unión, se deberá colocar refuerzo transversal en los extremos del muro (como parte de los elementos de refuerzo) o refuerzo helicoidal (adyacente a las caras de las columnas). El paso del refuerzo helicoidal será de 50 mm. La longitud de traslape será calculada con 14.5 de la NTC-Concreto, suponiendo un índice de refuerzo transversal, igual a cero, a menos que se coloque refuerzo helicoidal, en cuyo caso se deberá calcular el índice de refuerzo transversal.

Comentario:

Estudios experimentales han demostrado que este tipo de conexión es suficiente para lograr una adecuada transmisión de fuerzas entre el nuevo muro y la estructura existente (Moctezuma, 2022).

9.10.4.3.5 Se deberá incluir un elemento de borde en cada extremo del muro o del segmento de muro (se entiende por segmento de un muro a la porción de éste entre aberturas o entre una abertura y un borde vertical, como el caso de un muro patín) de acuerdo con 8.7.7 de la NTC-Concreto y con las siguientes características:

- El elemento de borde se extenderá en una distancia de $0.20L_m$ a partir de la fibra extrema en compresión. El elemento de borde podrá incluir parte o toda la columna existente o la columna existente y parte del alma del nuevo muro. Si se encamisan las columnas, el elemento de borde podrá incluir parte o toda la columna encamisada o la columna encamisada y parte del alma del nuevo muro
- Cuando el muro se conecte a una columna existente, se deberá revisar que la columna resista la fuerza de compresión y tensión producto de la flexión conjunta marco existente-nuevo muro debida al sismo, en adición a la carga axial que obra sobre la columna al momento de conectar el nuevo muro
- El refuerzo transversal en el elemento de borde deberá estar formado por estribos hechos por dos piezas, sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que no.3 y con dobleces estándar como se requiere en 14.3 de la NTC-Concreto. Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, separadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa deberá abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblé de, al menos, 135 grados seguido de un tramo recto de al menos seis diámetros de la grapa, pero no menor que 80 mm
- Si el elemento de borde del muro es una columna existente, se deberá revisar que se cumplen los incisos a) a c) inmediatos anteriores.

Comentario:

En la fig. C910.4.3.5 se muestra un ejemplo del refuerzo de un muro de concreto añadido a una estructura.

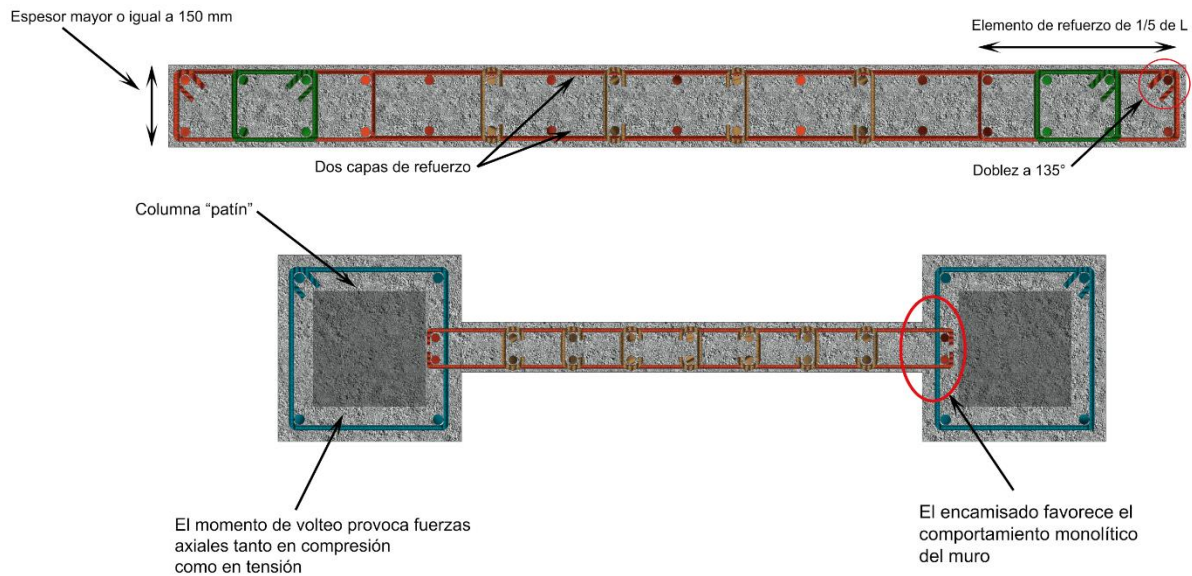


Figura C9.10.4.3.5 - Elemento de borde en cada extremo del muro o del segmento de muro. Fuente: INIFED (2021d) con base en Terán (2009)

9.10.4.3.6 Si el muro adicionado se espera que falle por flexocompresión y no se encamisan las columnas adyacentes, se afectará su resistencia a flexocompresión calculada con la NTC-Concreto por un factor de reducción de 0.8 (adicional al factor de resistencia F_R). Cuando se encamisan las columnas, no será necesario ajustar con un factor de reducción.

Comentario:

En 9.10.4.3.6 se pide reducir la resistencia calculada en 20 por ciento ya que se ha observado en ensayos de laboratorio que la resistencia de estructuras rehabilitadas con muros es 0.8 veces la resistencia calculada considerando un comportamiento monolítico del marco rehabilitado (Moctezuma, 2022).

9.10.4.4 Fuerza cortante

9.10.4.4.1 Se aplicará lo establecido en 8.7.5 de la NTC-Concreto.

9.10.4.4.2 Las cuantías de p_l y p_t no serán menores que 0.0025.

9.10.4.4.3 El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor que 350 mm. Se pondrán dos capas, cada una próxima a la cara correspondiente del muro.

9.10.4.4.4 El refuerzo horizontal de muros deberá cumplir con a) o b):

- a) Anclar en las columnas extremas de manera que pueda alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia
- b) Traslaparse con anclas o conectores instalados a posteriori en las columnas existentes. El traslape se diseñará de conformidad con 14.5 de la NTC-Concreto, suponiendo un índice de refuerzo transversal, K_{tr} , igual a cero. Se aceptará confinar la zona del traslape por medio de refuerzo helicoidal (zunchos) con paso máximo de 50 mm. En este caso, se aceptará calcular la longitud de traslape con K_{tr} que considere el refuerzo helicoidal (zuncho). A lo largo de la unión entre el nuevo muro y la columna, se tratará toda la superficie de la columna hasta lograr una rugosidad de 6 mm (0.25 pulg).

9.10.4.4.5 El refuerzo vertical de muros deberá cumplir con a) y b):

- a) Anclarse en la cimentación de la estructura de manera que pueda desarrollar el esfuerzo especificado de fluencia
- b) Colocarse continuo en la altura del edificio o bien unirse, mediante traslapes, con anclas o conectores postinstalados en las vigas existentes. El traslape se diseñará de conformidad con 14.5 de la NTC-Concreto, suponiendo un índice de refuerzo transversal, K_{tr} , igual a cero. Se aceptará confinar la zona del traslape por medio de refuerzo helicoidal con paso máximo de 50 mm. En este caso, se aceptará calcular la longitud de traslape con K_{tr} que considere el refuerzo helicoidal (zuncho). A lo largo de la unión entre el nuevo muro y la viga, se preparará toda la superficie de la viga hasta lograr una rugosidad de 6 mm (0.25 pulg).

9.10.4.4.6 En ningún caso se aceptará soldar el refuerzo del nuevo muro al refuerzo existente, ni a las anclas o conectores postinstalados.

9.10.4.4.7 Se deberá revisar que la resistencia a cortante del muro sea menor que la resistencia a cortante rasante del muro con el marco existente.

9.10.4.4.8 Se deberá revisar la resistencia a cortante por fricción en el desplante del muro, de modo que sea superior a la requerida. Se deberá cumplir con 5.7 de la NTC-Concreto.

9.10.4.4.9 Se aceptará considerar la contribución de la resistencia a cortante de las columnas existentes a la resistencia a cortante del muro, si éstas no tienen daño moderado o severo y si la estructura fue diseñada con la versión de las Normas de 1987 o con una versión más reciente.

9.10.4.4.10 Las anclas y conectores postinstalados se diseñarán acuerdo con 9.5 de esta Norma.

9.10.4.4.11 No se permite unir las barras de acero horizontal del muro a lo largo del alma. Sólo se podrá traslapar las barras de acero vertical del muro, ya sea en el alma o en el elemento de refuerzo, a partir del tercer piso.

9.10.4.4.12 Se aceptará el uso de concreto con fibras metálicas para sustituir el acero horizontal y vertical del alma del muro, únicamente si las cuantías p_l y p_t son, al menos, iguales a las mínimas permitidas, es decir, 0.0025. En este caso, el contenido de fibras de acero será de 0.4 kN/m³ (40 kg/m³) y la relación de aspecto de la fibra (longitud/diámetro) mayor que 50 y menor que 100. Las fibras deberán contar con certificados expedidos por un organismo acreditado.

9.10.4.4.13 En el caso de marcos anteriores a 2017 o bien diseñados como estructuras de ductilidad baja, se deberá estudiar el encamisado de las columnas. En el diseño del encamisado se deberá considerar la resistencia a la compresión diagonal del muro diafragma por adicionar. En marcos posteriores a 2017, diseñados como de ductilidad media o alta, se deberá revisar que las columnas puedan resistir la componente horizontal de la resistencia a compresión diagonal del muro.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

En el inciso 9.10.4.4.13 se requiere el encamisado de columnas de marcos con detallado deficiente (baja cuantía y/o alta separación de estribos, traslapes de barras longitudinales de longitud insuficiente, deficiente calidad del concreto y/o de su colocación, entre otros). Se ha observado en experimentos de laboratorio que la resistencia de marcos sin encamisar rehabilitados con muros diafragma es del orden de 30 por ciento menor que la de marcos encamisados y reforzados con muros diafragma (Moctezuma, 2022).

9.10.4.5 Muros con aberturas

9.10.4.5.1 Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la capacidad a flexión y cortante. Se deberá verificar que alrededor de las aberturas se pueda desarrollar un flujo de fuerzas tal que no exceda la resistencia de los materiales y que esté en equilibrio con el sistema de acciones o fuerzas internas de diseño (momentos flexionantes, cargas axiales, fuerzas cortantes). Se podrá utilizar el método de puntales y tensores del Capítulo 10 de la NTC-Concreto para diseño y detallado.

9.10.4.5.2 Para el diseño por fuerza cortante se deberán observar las siguientes consideraciones a) y b):

- a) En muros con aberturas, para evaluar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud, entre la del muro completo y la del segmento considerado. Se deberá cumplir con 6.5.7.4 y 8.7.9 de la NTC-Concreto
- b) Las aberturas deberán tomarse en cuenta al calcular las rigideces y resistencias.

9.10.4.6 Unión con el sistema de piso

9.10.4.6.1 En el caso de muros diafragma, se deberá desarrollar el refuerzo vertical del muro en los sistemas de piso inferior y superior como se explica en 9.13 de esta Norma.

9.10.4.6.2 Cuando el acero de refuerzo vertical de los muros sea continuo en la altura, se permitirá ejecutar una ranura en la losa o bien demoler parte de la viga con un ancho igual al espesor del muro. Se deberán tomar las precauciones para no dañar el acero de refuerzo original. Si es necesario, se deberá apuntalar y/o arriostrar la estructura.

9.10.4.6.3 Los muros excéntricos se pueden conectar a la estructura original por medio de encamisados de columnas y/o vigas, así como por medio de anclas con doblez a 90 grados, colocadas en la estructura original mediante resina epoxi.

9.10.4.7 Juntas de colado

9.10.4.7.1 Todas las juntas de colado cumplirán con 16.7.8 de la NTC-Concreto.

9.11 Adición de contraventeos de acero

Comentario:

Esta técnica consiste en la colocación de elementos de acero laminados en caliente para incrementar la rigidez y la resistencia laterales de la estructura existente. Se pueden adicionar en el plano de acción de la estructura existente o externos a él.

No se recomienda combinar esta técnica de rehabilitación con otras que aumenten la rigidez considerablemente, como la adición de muros de concreto o marcos con muros diafragma de mampostería, por ejemplo. Esto porque para que un contraventeo contribuya a la resistencia y rigidez laterales, se requiere que la estructura existente se desplace lateralmente. Si esta restricción es muy alta, como en el caso de una estructura a base de muros de concreto, el contraventeo no será deformado y, por tanto, no contribuirá a la capacidad lateral.

Los edificios que pueden ser rehabilitados para mejorar su desempeño sísmico mediante la adición de contraventeos de acero son:

- a) *Edificios con columnas cuyo comportamiento está controlado por fuerza cortante y cuya falla puede afectar el desempeño sísmico de todo el edificio*
- b) *Edificios a base de marcos resistentes a momento con insuficiente resistencia y/o rigidez lateral*
- c) *Edificios con pisos débiles, usualmente en la planta baja.*

La adición de contraventeos de acero permitirá:

- a) *Incrementar la resistencia global de la estructura ante cargas laterales como las inducidas por sismo*

- b) *Aumentar la rigidez lateral global de la estructura y, consecuentemente, disminuir las demandas de desplazamiento lateral*
- c) *Colocar dispositivos de protección sísmica (disipadores de energía). Ver 9.16 de esta Norma*
- d) *Combinaciones de las anteriores.*

9.11.1 Disposición de contraventeos

9.11.1.1 Si el marco es de concreto y sus elementos tienen daño severo, se deberá rehabilitar previamente a fin de mejorar su capacidad resistente y de deformación.

9.11.1.2 No se permitirá usar contraventeos en forma de K en un entrepiso para rehabilitar el edificio.

9.11.1.3 En el caso de contraventeos en el plano, se aceptarán dos tipos de conexiones del contraventeo:

- a) Conexión directa del contraventeo a la estructura de concreto mediante placas y conectores (químicos, mecánicos, entre otros)
- b) Conexión indirecta del contraventeo a la estructura de concreto por medio de un marco metálico que se conecta por la cara interior del marco.

9.11.1.3.1 Si se conecta el contraventeo mediante una conexión directa, se deberá considerar el nivel de agrietamiento y daño del elemento o conexión, y se deberá revisar que éstos resistan las componentes vertical y horizontal de la resistencia probable (o esperada) del contraventeo.

9.11.1.3.2 Si se conecta el contraventeo mediante una conexión indirecta, se colocarán conectores soldados al marco de acero y conectores o anclas ahogadas en resina epoxi en el marco existente. Estos conectores y anclas quedarán traslapados dentro de la franja de concreto que se colará entre ambos marcos.

9.11.1.4 Se aceptará conectar el contraventeo al exterior del edificio existente si se dimensiona y detalla la conexión para comportarse de modo rígido para una fuerza igual a resistencia esperada del contraventeo.

9.11.1.5 La conexión deberá tener la capacidad de soportar la resistencia esperada del contraventeo; es decir, las fuerzas máximas que pueden desarrollar los elementos diagonales suponiendo el valor esperado del esfuerzo de fluencia.

9.11.1.6 Si la fuerza resultante esperada del contraventeo a compresión o a tensión es mayor que la resistencia del nudo o que la resistencia a fuerza cortante de la viga, losa, ábaco o columna, será necesario reforzar los elementos.

9.11.1.7 Se podrán colocar contraventeos para instalar dispositivos disipadores de energía para rehabilitación sísmica. Los contraventeos se analizarán y diseñarán de conformidad con 9.11.2 y 9.11.3 de esta Norma, respectivamente. Su construcción y supervisión satisfarán los Capítulos 11 y 12 de esta Norma.

Comentario:

En 9.11.1.1 no se permite el uso de contraventeos en forma de K en un entrepiso para evitar la concentración de daño a la mitad de la altura de la columna en la conexión del contraventeo y la columna (fig. C9.11.a). Las fuerzas de compresión y tensión que se desarrollan en los contraventeos ocasionan una elevada concentración de esfuerzos en la mitad de la columna que produciría daños por cortante severos y el acortamiento de la columna.

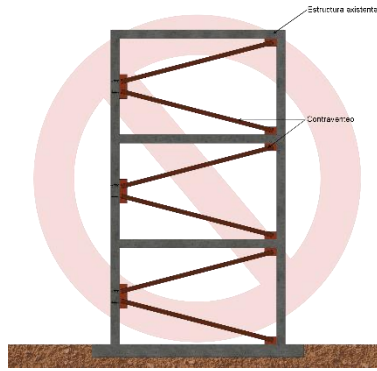
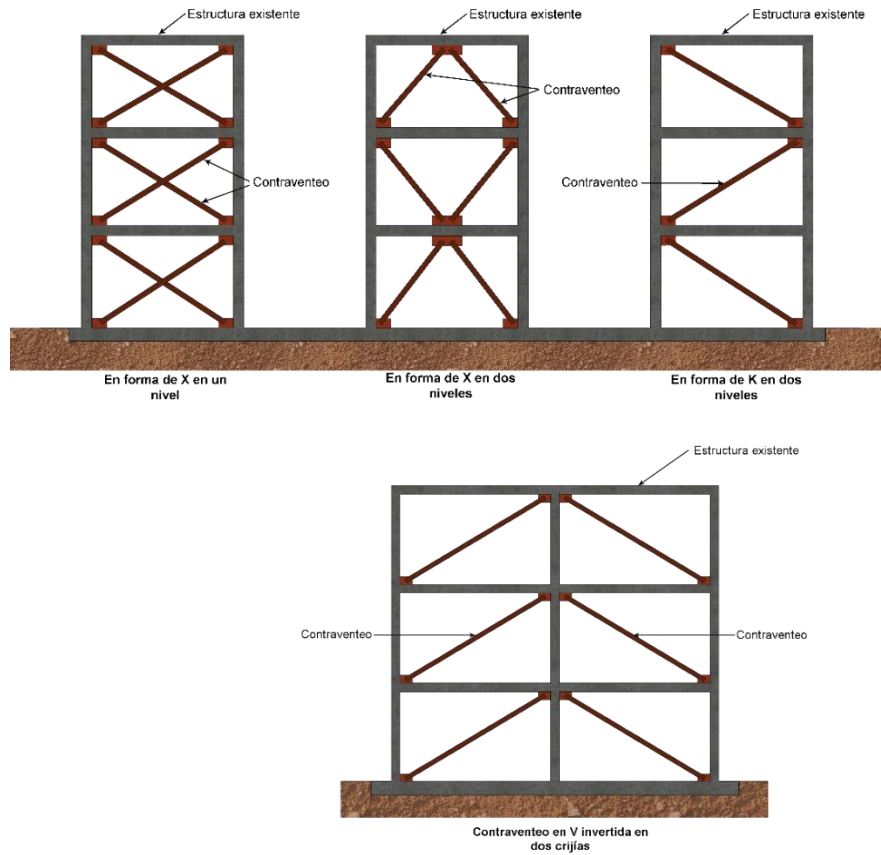


Figura C9.11.a - Contraventeo tipo K en un nivel no permitido en la rehabilitación de edificios existentes (INIFED, 2021d)

Los contraventeos metálicos pueden clasificarse según distintos criterios, como se indica en a) a c):

a) Contraventeos según su geometría

En la fig. C9.11.b se muestran los diferentes tipos de contraventeos metálicos de acuerdo con su geometría. Si la estructura tiene grandes claros, es conveniente emplear el tipo V o V invertida, debido a que se reduce la longitud no arriostrada de contraventeos y se requiere una sección de acero más pequeña. Esta solución es continua en la altura del edificio.



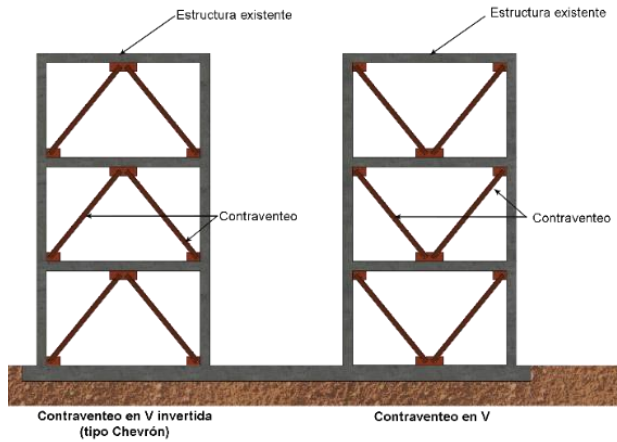


Figura C9.11.b – Contraventeos en X, K y V permitidos para la rehabilitación de estructuras (INIFED, 2021d)

b) Contraventeos según su disposición en el edificio

Los contraventeos se pueden colocar dentro del plano de la estructura existente o fuera de él (fig. C9.11.c). En el caso de contraventeos en el plano, la conexión con el marco existente se puede realizar partir de placas y anclas o mediante un marco de acero. Cuando por facilidad constructiva convenga, se pueden colocar los contraventeos fuera del plano de la estructura existente, la conexión ha de diseñarse para que el contraventeo adicional y la estructura existente trabajen juntos.

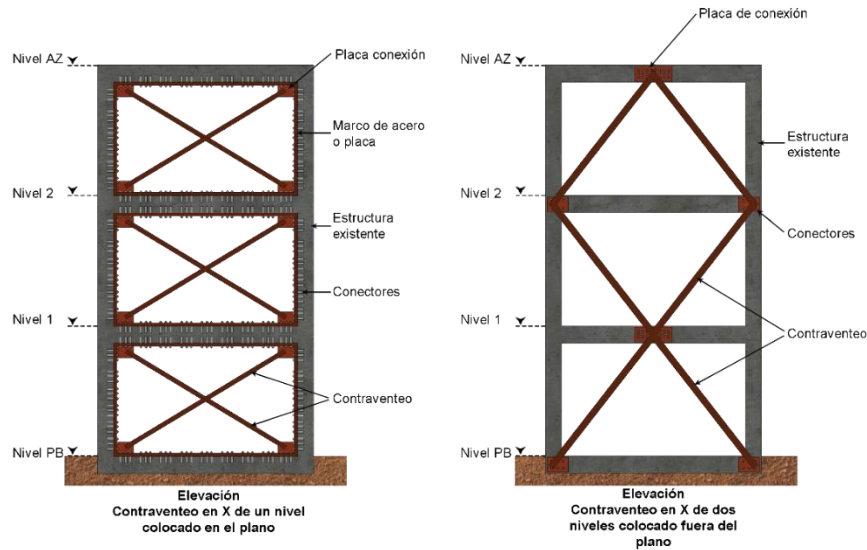


Figura C9.11.c – Elevación de contraventeos concéntricos y excéntricos (INIFED, 2021d)

Conectar los contraventeos a la estructura existente a partir de un marco de acero (fig. C9.11.d) tiene la ventaja de que el marco de acero con contraventeo puede ser fabricado en taller, con condiciones idóneas para una buena calidad de la soldadura. El marco de acero se fija al marco existente con conectores. Además, usualmente, esta técnica no requiere el reforzamiento de la estructura original.

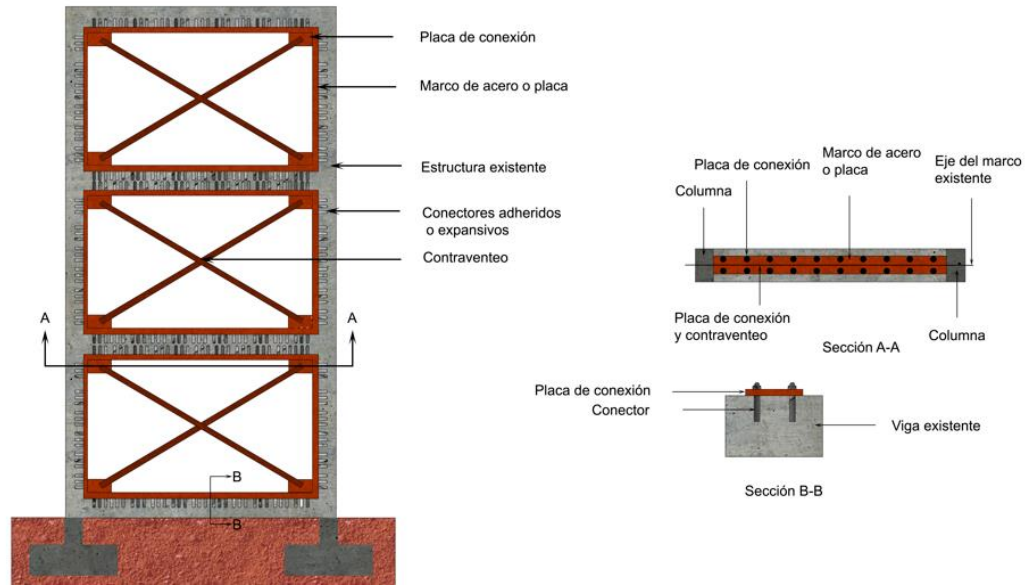


Figura C9.11.1.6.d – Contraventeo concéntrico en X conectado al marco existente por medio de un marco perimetral metálico (INIFED, 2021d)

Una variante del caso anterior consiste en conectar el marco de acero perimetral con la estructura existente de concreto mediante un marco de concreto que se construye con concreto de baja contracción (fig. C9.11.e). Esta solución tiene la ventaja de poderse fabricar en taller, eliminando la soldadura de campo. El mecanismo de transmisión de cortante entre el marco de concreto de conexión y la estructura existente consta de conectores soldados al marco metálico y de anclas ahogadas en el marco existente.

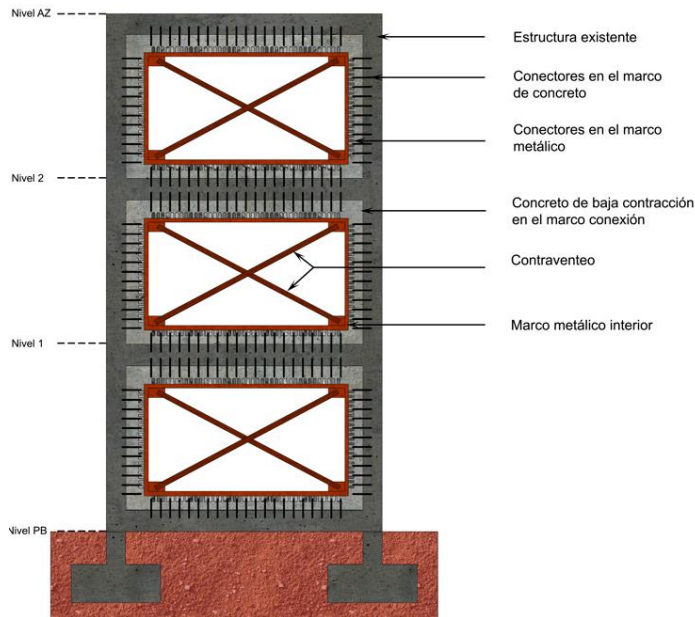


Figura C9.11.e – Contraventeo concéntrico en X dentro de la cruz de un marco de concreto (INIFED, 2021d)

c) Contraventeos para instalar dispositivos disipadores de energía sísmica
Usualmente, se emplean sistemas de contraventeo para instalar dispositivos disipadores de energía sísmica.

9.11.2 Requisitos de análisis

- Distorsiones máximas permitidas. Las distorsiones laterales permitidas serán las establecidas para el sistema dual formado por marcos de concreto o de acero y contraventeos de acero de ductilidad baja de 4.3 de la NTC-Sismo. Si la estructura existente es a base de losas planas, se tomarán las distorsiones laterales permitidas de un sistema dual formado por losas planas y muros de ductilidad baja indicados en 4.3.6 de la NTC-Sismo
- Método de análisis sísmico. Se analizará la estructura de acuerdo con el Capítulo 7 de esta Norma, la NTC-Sismo y la NTC-Acero. Se tendrán en cuenta las secciones agrietadas de la estructura de concreto existente según 7.3.1.2.2 de esta Norma
- Contribución de la estructura existente a resistir cargas laterales. Si la estructura fue diseñada con un reglamento anterior a la versión de 1987, se aceptará desprestigiar su contribución a la resistencia y rigidez lateral. Si se diseñó con la versión 1987 o posterior, se podrá incluir su contribución a la resistencia y rigidez lateral. En todo caso, se deberá revisar que la estructura tenga la capacidad resistente y de deformación que demanden los contraventeos. Si los elementos estructurales existentes tienen daños moderados o severos, será necesaria su rehabilitación previa
- Localización de los contraventeos nuevos en la estructura. Los nuevos contraventeos deberán minimizar los efectos torsionales globales mediante su colocación simétrica en ambos sentidos de análisis de la estructura a rehabilitar.

9.11.3 Requisitos de diseño

9.11.3.1 Materiales

9.11.3.1.1 Se deberá cumplir con a) a e):

- Contraventeos. Se deberán emplear los aceros estructurales señalados en la tabla 1.4.1.1 de la NTC-Acero.
- Anclajes y/o conectores. Se deberán emplear los que cumplan las especificaciones de tornillos de alta resistencia y tuercas según 1.4.3 de la NTC-Acero, específicamente
 - Resistencia de tornillos de alta resistencia del Grupo A; como por ejemplo los especificados por ASTM A325 y ASTM A490
 - Resistencia de tuercas y roldanas que cumplan con ASTM A563
- Mortero fluido sin contracción (*grout*). Deberá cumplir la norma ASTM C1107, con una resistencia a compresión mínima de 35 MPa (350 kg/cm²) y máxima de 55 MPa (550 kg/cm²) y un módulo de elasticidad 20 a 35 GPa (200 000 a 350 000 kg/cm²)
- Concreto de baja contracción. Cuando se emplee concreto de baja contracción para el marco de conexión en contraventeos dentro de la cruz, se usará concreto Clase 1 con aditivos para reducir su contracción
- Soldaduras. Deberán satisfacer las especificaciones de la NTC-Acero, o bien, de la American Welding Society (AWS).

9.11.3.2 Contraventeos en el plano con conexión directa a estructura existente mediante placas

9.11.3.2.1 Se deberá cumplir con a) y b):

- Contraventeo:
 - Sección transversal. Se deberán emplear contraventeos que tengan secciones con altos radios de giro, similares en ambas direcciones. Las secciones comúnmente utilizadas son tubular cuadrada o circular, y bien secciones H
 - Relación de esbeltez. El elemento de contraventeo deberá tener una relación de esbeltez que cumpla con la condición de la ec. 9.11.3.2.1

$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (9.11.3.2.1)$$

Esta relación de esbeltez resulta de 96 para acero A572 Gr50 con F_y de 352 MPa (3 520 kg/cm²)

- Fuerza axial máxima que aplican los contraventeos a columnas y vigas. Se deberán revisar las columnas y vigas existentes para las máximas fuerzas a tensión y a compresión que puedan desarrollar los contraventeos. A tensión, será la resistencia a tensión; a compresión será igual a la resistencia residual
- En caso de rehabilitar el inmueble con contraventeos en forma de “V” y “V” invertida, se deberán satisfacer los requisitos siguientes i) a iv):

- i) Si la estructura existente es de concreto, se deberá revisar la necesidad de colocar vigas metálicas en las crujías, las cuales deberán estar conectadas a las vigas o a la losa de concreto (en caso de losas planas). Se deberá revisar que las vigas (o losa) de concreto existentes y las vigas metálicas añadidas, en conjunto tengan la capacidad de resistir las acciones generadas por los contraventeos
- ii) La viga metálica deberá resistir la componente vertical de la carga de las diagonales
- iii) Las columnas deberán resistir las acciones generadas por los contraventeos. Si las columnas existentes no tienen capacidad para resistir las nuevas acciones, se podrá considerar la adición de una columna metálica que se conecte al marco existente
- iv) Resistencia de los contraventeos. La resistencia esperada a tensión R_t será $R_y F_y A_t$. La resistencia esperada en compresión R_c será igual a la menor de las cantidades $R_y F_y A_t$ y $1.14 F_n A_t$, donde F_n se calcula como se indica en el Capítulo 5 de la NTC-Acero, sustituyendo en las ecuaciones pertinentes F_y por $R_y F_y$. La resistencia posterior al pandeo, o resistencia residual, es, como máximo, igual a 0.3 veces la resistencia esperada del contraventeo comprimido.

Comentario:

Este límite de la ec. 9.11.3.2.1 pretende evitar el pandeo elástico de los contraventeos ante demandas cíclicas y la consecuente diferencia entre las fuerzas a tensión y a compresión. En general, los contraventeos esbeltos acumulan deformaciones inelásticas en pocos ciclos de carga, lo que genera ineficiencia del sistema.

b) Conexiones metálicas:

- 1) Placas de unión. Se deberán minimizar las excentricidades. Si llegan a existir, se deberán considerar en el análisis
- 2) Resistencia requerida. Las conexiones de los contraventeos tendrán una resistencia no menor que la más pequeña de i) y ii):
 - i) La resistencia esperada en tensión del elemento de contraventeo igual a $R_y F_y A_t$
 - ii) La fuerza máxima obtenida en el análisis, que puede ser transmitida al contraventeo
- 3) Resistencia a tensión. La resistencia de diseño a tensión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en los estados límite de fractura en la sección neta (5.3 de la NTC-Acero) y de ruptura en bloque por cortante y tensión (11.4.3.3 de la NTC-Acero), será igual o mayor que la resistencia requerida determinada en 16.3.3.4 de la NTC-Acero
- 4) Resistencia a compresión. La resistencia de diseño a compresión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en el estado límite de pandeo, será igual o mayor que la resistencia requerida a compresión definida en 16.3.3.4 de la NTC-Acero, tomando en cuenta en el cálculo de F_n , el esfuerzo de fluencia esperado $R_y F_y$
- 5) Resistencia a flexión. La resistencia de diseño a flexión de la conexión en la dirección en que pandeará el contraventeo será igual o mayor que la resistencia requerida del contraventeo flexionado alrededor del eje de pandeo, multiplicada por 1.1, es decir, $1.1 R_y M_p$
- 6) En el diseño de las placas de conexión deberán considerarse sus posibles formas de pandeo
- 7) Su geometría deberá cumplir el requisito indicado en la fig. 9.11.3.2.1 tomada de la NTC-Acero. Esta geometría tiene como objetivo generar la plastificación de la placa en la dirección perpendicular y así disminuir la contribución de los contraventeos en dicha dirección.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

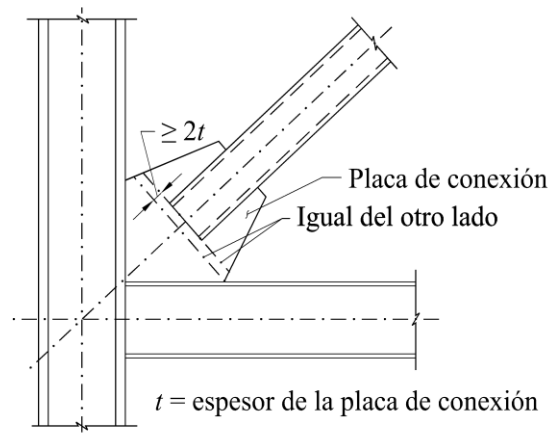


Figura 9.11.3.2.1 - Geometría requerida de la placa de conexión (NTC-Acero, 2023)

- 8) No deberá utilizarse una combinación de tornillos y soldaduras para resistir las fuerzas en la conexión. En caso de utilizar una conexión atornillada se deberá cumplir lo establecido en la NTC-Acero
- 9) Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica. Son zonas protegidas las siguientes:
 - i) El cuarto central de los contraventeos
 - ii) Una zona de los contraventeos adyacente a cada conexión, de longitud igual a un peralte del contraventeo en esa zona
 - iii) Los elementos que unen los contraventeos con vigas y columnas.
- 10) En el caso de contraventeos como técnica de rehabilitación se considerarán a las soldaduras en conexiones como críticas y deberán satisfacer los requisitos de 16.1.6.3 de la NTC-Acero
- 11) Placas de conexión con estructura existente. Su dimensionamiento y tipo de acero deberán cumplir con la NTC-Acero
- 12) La unión de los contraventeos, vigas y columnas metálicas, así como, placas de conexión con la estructura existente se deberán hacer garantizando la continuidad. Para la unión de los elementos de acero a la estructura de concreto se pueden aplicar algunas de las técnicas indicadas en i) y ii):
 - i) Placas y anclas que atraviesen el elemento de concreto (previa perforación) o bien, colocados por la parte exterior del elemento de concreto.
 - ii) Anclajes de expansión o químicos diseñados e instalados de acuerdo con 9.5 de esta Norma
- 13) En la NTC-Acero se definen todos los estados límite de resistencia que se deberán verificar, así como especificaciones en cuanto a separaciones mínimas entre anclajes, así como al borde
- 14) Si se instalan marcos de acero contraventeados dentro de crujías de marcos resistentes a momento, el concreto del marco de conexión deberá ser de Clase 1 de baja contracción con una resistencia mínima a la compresión de 25 MPa (250 kg/cm²). El espesor del marco de conexión no deberá ser mayor que 1.5 veces el peralte del perfil del marco perimetral de acero. El marco de acero se dimensionará de acuerdo con el Capítulo 7 de la NTC-Acero. Se pueden emplear perfiles de alma llena o tubulares. Se deberán diseñar a fuerza cortante conectores tipo Nelson según 10.3.7.2 de la NTC-Acero.

9.11.3.3 Contraventeos externos o fuera del plano del marco existente

9.11.3.3.1 Geometría. Se podrán colocar contraventeos externos o fuera del plano, en X, en diagonal o en V o V invertida.

9.11.3.3.2 Contraventeos. Se dimensionarán según 9.11.3.2 de esta Norma. Se recomienda que los contraventeos externos tengan una relación de esbeltez de KL/r menor o igual que 80.

9.11.3.3.3 Conexión metálica. Deberá cumplirse con a) a d):

- a) Placas de conexión. Las placas de conexión se dimensionarán de acuerdo con esta sección
- b) Conectores de cortante. Se instalarán para resistir el elemento horizontal de los contraventeos

- c) Soldaduras. Para las conexiones mostradas anteriormente, se deberán emplear soldaduras de demanda crítica (16.1.6.2 de la NTC-Acero)
- d) Anclaje. Los anclajes postinstalados deberán cumplir con 7.3.6.4 y 9.5 de esta Norma.

9.12 Adición de contraventeos de acero a base de cables postensados

Comentario:

El contraventeo con cables postensados consiste en suministrar suficiente tensión a los cables para incrementar la rigidez y la resistencia lateral del edificio. Idóneamente, se aplica una magnitud de postensado que no requiera la rehabilitación de los elementos estructurales existentes, con excepción de una modificación local de la cimentación para anclar los cables y para resistir las acciones generadas por los cables. Esta técnica ofrece la ventaja de aprovechar la capacidad estructural existente, sin adicionar masa (o peso) significativamente. Usualmente esta técnica se aplica en edificios de hasta cuatro niveles.

Los edificios que pueden ser rehabilitados para mejorar su desempeño sísmico mediante la adición de contraventeos a base de cables postensados son:

- a) *Edificios con columnas cuyo modo de comportamiento está controlado por fuerza cortante y cuya falla puede afectar el desempeño sísmico de todo el edificio*
- b) *Edificios a base de marcos resistentes a momento con insuficiente resistencia y/o rigidez lateral.*

La adición de contraventeos a base de cables postensados permite:

- a) *Incrementar la resistencia global de la estructura ante cargas laterales como las inducidas por sismo*
- b) *Aumentar la rigidez lateral global de la estructura y, consecuentemente, disminuir las demandas de desplazamiento lateral.*

9.12.1 Requisitos de análisis

9.12.1.1 Deberá cumplirse con a) a c):

- a) Factor de comportamiento sísmico. Se deberá cumplir con 9.1.2 de esta Norma
- b) Las dimensiones de los cables de postensado se determinarán de tal manera que la rigidez del sistema de refuerzo sea compatible con la de la estructura original para que ambos trabajen conjuntamente
- c) Las conexiones se diseñarán un comportamiento monolítico y de acuerdo con la geometría de las uniones de la estructura. Consiste en anclajes de cables de presfuerzo unidos a la estructura, mediante dispositivos especiales que pueden ser de acero o de concreto contruidos en el sitio. Las conexiones se construyen en la azotea y en la cimentación del edificio. Si el edificio tiene más de tres niveles, se podrá colocar otro anclaje en el piso intermedio.

9.12.2 Requisitos de diseño

9.12.2.1 Deberá considerarse a) a e):

- a) Se deberán diseñar los apoyos de los cables postensados para que puedan transmitir las fuerzas a la estructura existente
- b) Los apoyos (o atraques) se detallarán con refuerzo transversal (perpendicular al eje del cable) para confinar el concreto de acuerdo con 14.9 de la NTC-Concreto
- c) Se aceptará el uso del método de puntales y tensores para el diseño de estas zonas (Capítulo 10 de la NTC-Concreto)
- d) Se revisará la resistencia a flexocompresión de las columnas para soportar las reacciones verticales del presfuerzo con las cargas totales del análisis
- e) Se revisará la capacidad a fuerza cortante de la estructura original, en especial de columnas ante los desplazamientos laterales de diseño inducidos por sismo.

9.12.3 Requisitos de mantenimiento

9.12.3.1 Para sistemas y/o elementos postensados que formen parte de la estructura rehabilitada, el Proyectista deberá establecer la periodicidad de revisión de la tensión de los tendones, la cual no deberá exceder cinco años y deberá quedar expresada en el Programa de Mantenimiento del Edificio. El Programa de Mantenimiento del Edificio incluirá el procedimiento que se habría de seguir en caso de re-tensar los tendones.

9.13 Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería

9.13.1 Los muros diafragma de mampostería deberán ser de mampostería confinada (con o sin refuerzo horizontal, o con o sin malla de alambre soldado). En los casos en que se usen mallas de alambre soldado, se deberá cumplir con lo establecido en 9.9 de esta Norma. En ningún caso se aceptará colocar muros diafragma de mampostería simple (sin castillos ni dalas) o reforzada interiormente.

9.13.2 Los castillos y dalas externos deberán estar anclados al marco existente por medio de anclas o conectores ahogados en resina (en caso de marcos de concreto) o soldados (si el marco es de acero), En ocasiones, será necesario construir nuevas zapatas corridas o bien agrandar las existentes, así como encamisar contratraveses existentes, para resistir las nuevas cargas verticales, por el peso de los muros, y el cortante que se transmite a la cimentación.

9.13.3 En caso de que el marco sea de acero, se deberá prestar atención a la unión con los elementos de confinamiento del muro diafragma. Se deberá verificar que el mecanismo de transferencia de cortante entre el marco de acero y los elementos de confinamiento sea suficiente para mantener en contacto las esquinas del muro diafragma con las columnas y vigas del marco.

Comentario:

Esta técnica consiste en la sustitución de muros de mampostería de relleno dañados o débiles y/o en la adición de muros diafragma, contruidos en contacto en toda la altura de las columnas laterales y en toda la longitud de la viga superior.

Los edificios que se pueden rehabilitar mediante la sustitución y/o adición de muros diafragma de mampostería son:

- a) Edificios a base de marcos resistentes a momento, de concreto o acero, con rigidez y/o resistencia lateral insuficientes*
- b) Edificios a base de marcos resistentes a momento, de concreto o de acero, cuya falla está controlada por fuerza cortante en las columnas*
- c) Edificios a base de marcos resistentes a momento con excentricidades en la distribución de rigideces en planta*

Con la sustitución y/o adición de muros diafragma de mampostería se logra:

- a) Incrementar la rigidez lateral del marco de concreto o de acero*
- b) Aumentar la resistencia lateral global de la estructura*
- c) Evitar la falla por cortante de columnas existentes con dimensiones y cuantías de refuerzo insuficientes*
- d) Reducir daños estructurales y no estructurales al limitarse las distorsiones laterales*
- e) Combinaciones de los anteriores.*

9.13.4 Demandas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación inelástica para diseño sísmico

9.13.4.1 Será necesario revisar la capacidad de la cimentación y del suelo, en especial si los muros diafragma son nuevos en la estructura.

9.13.5 Requisitos de análisis

9.13.5.1 Deberá cumplirse con a) a d):

- a) Factor de comportamiento sísmico. Se cumplirá con 9.1.2 de esta Norma. Se analizará la estructura con un factor de comportamiento sísmico $Q=2.0$ si se emplean piezas macizas. Si se usan piezas huecas se usará $Q=1.5$. Si se usan piezas huecas con al menos la cuantía mínima de refuerzo horizontal según la NTC-Mampostería se aceptará usar $Q=2.0$
- b) Carga axial. Se considerará que la carga axial en el muro diafragma es nula; se podrá considerar su peso propio. Se supondrá que la carga vertical del edificio es resistida por las columnas de la estructura existente
- c) Comportamiento monolítico. Se supondrá que existe un adecuado mecanismo de transmisión de esfuerzos entre el muro diafragma y la estructura existente, de modo que el comportamiento sea monolítico
- d) Factor de rigidez relativa para análisis lineal. Se usará un factor de rigidez efectiva para la estructura original si es de concreto, según la tabla 7.3.1.2.2 de esta Norma. Para el muro diafragma, se usará un factor de rigidez efectiva de 0.5 para ser aplicado al área transversal del muro.

9.13.6 Requisitos de diseño

9.13.6.1 Alcances y requisitos generales

- a) Se cumplirán los requisitos de la NTC-Mampostería, con las precisiones o excepciones 1) a 7):
 - 1) Se satisfarán los requisitos del Capítulo 5 de la NTC-Mampostería
 - 2) Sólo se aceptarán muros diafragma con elementos de confinamiento, detallados y construidos según el Capítulo 6 de la NTC-Mampostería
 - 3) Detallado y anclaje. Se deberán cumplir los requisitos de la 4.2 de la NTC-Mampostería sobre el detallado y anclaje del refuerzo longitudinal y transversal de castillos y dalas
 - 4) Dimensiones y cuantías mínimas de refuerzo de elementos confinantes. Las dimensiones y cuantías mínimas de refuerzos longitudinal y transversal de castillos y dalas satisfarán 6.2 de la NTC-Mampostería
 - 5) Resistencia del concreto. La resistencia del concreto de los castillos y dalas no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²), ni menor que la resistencia de la estructura existente
 - 6) Tamaño máximo de agregado. El tamaño nominal máximo de los agregados no deberá ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes, ni dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras
 - 7) Mortero. Se usará mortero tipo I para pegar las piezas de mampostería.
- b) Se diseñará un mecanismo de transferencia de cortante entre el muro diafragma y el marco existente:
 - 1) Si el marco es de concreto, se aceptará que el cortante de diseño del muro diafragma (5.2 de la NTC-Mampostería), sea resistido por barras corrugadas de acero ahogadas en resina epoxi (anclas). Las anclas deberán rematarse con ganchos a 90 grados dentro del castillo o dala. Las anclas se diseñarán según 9.5
 - 2) Si el marco es de acero, se aceptará que el cortante de diseño del muro diafragma (5.2 de la NTC-Mampostería), sea resistido por medio de conectores tipo Nelson o barras con tuercas soldados a la columna y vigas. Estos conectores se diseñarán de acuerdo 10.3.7.2 de la NTC-Acero. Si se opta por usar barras soldadas al marco con tuercas, el diámetro de éstas será dos veces el de aquéllas.

9.14 Separación y recorte de pretilas en marcos de concreto o acero

9.14.1 Esta técnica se podrá usar sola o combinará con otras en caso de que la estructura existente no cuente con la resistencia y/o rigidez lateral requeridas tras la evaluación. Se podrán usar las siguientes, solas o combinadas:

- a) Encamisado de columnas con concreto (véase 9.6)
- b) Encamisado de columnas con acero (véase 9.7)
- c) Encamisado de columnas con CPRF (véase 9.8)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9)
- e) Adición de muros de concreto (véase 9.10)
- f) Adición de contraventeos (véase 9.11)
- g) Adición de contraventeos a base de cables postensados (véase 9.12).

9.14.2 Si el muro es de concreto se demolerán los extremos para alojar refuerzo vertical y transversal, en forma de un castillo ahogado.

9.14.3 Si el muro es de mampostería, éste será recortado vertical y horizontalmente para poder construir castillos y dalas en sus extremos laterales y en la parte superior. Se permitirá recortar la altura del muro si la construcción de la dala afecta el funcionamiento del edificio, en especial, su iluminación y su ventilación.

9.14.4 El refuerzo longitudinal de los castillos se deberá anclar en la cimentación o losa.

Comentario:

Esta técnica consiste en la separación de muros cortos bajo la ventana (pretilas) que están en contacto con las columnas de un marco, de concreto o de acero, o bien que están separados de ellas menos de la distancia requerida según los cálculos y requisitos de la NTC-Sismo.

Los edificios que se pueden rehabilitar mediante la separación y recorte de pretilas o muros bajo ventana son aquellos a base de marcos resistentes a momento de concreto o de acero.

Con el recorte y separación de los pretilas se:

- 1) *Permite el desplazamiento lateral de las columnas, de concreto o acero, del marco*
- 2) *Evita el modo de comportamiento como columna corta de columnas de concreto, caracterizado por agrietamiento por cortante, pérdida de la capacidad lateral e, incluso, de la capacidad para resistir cargas verticales*
- 3) *Evita el modo de comportamiento como columna corta de columnas de acero, caracterizado por pandeo del alma y ruptura de soldaduras que conduce a la pérdida de la capacidad lateral e, incluso, de la capacidad para resistir cargas verticales.*

9.14.5 Requisitos de análisis

9.14.5.1 No será necesario analizar los pretiles para acciones fuera de plano si se cumplen los requisitos de diseño de 9.14.6.

9.14.6 Requisitos de diseño

9.14.6.1 Será necesario separar y recortar un pretil en contacto con o separado de la columna menos de la distancia calculada según los requisitos de la NTC-Sismo y/o si la altura del pretil es superior a la cuarta parte de la altura de la columna.

9.14.6.2 Adicionalmente se deberá cumplir con a) a d):

- a) Separación libre. La separación libre del pretil recortado, incluyendo los nuevos castillos y refuerzo en sus extremos laterales, con respecto a la columna del marco, será mayor o igual que la distancia calculada según los requisitos de la NTC-Sismo. La separación calculada se indicará en el Proyecto Ejecutivo, en especial en los planos de construcción
- b) Acero de refuerzo de elementos confinantes del pretil. Para el diseño y detallado del refuerzo longitudinal y transversal de castillos y dalas en pretiles de mampostería recortados, se aplicará lo requerido en la NTC-Mampostería. En particular, se deberán cumplir los requisitos de:
 - 1) 4.2 de la NTC-Mampostería sobre el detallado del refuerzo
 - 2) 6.2 de la NTC-Mampostería sobre las dimensiones y cuantías mínimas de refuerzos longitudinal y transversal de castillos y dalas, suponiendo que el pretil es una estructura tipo I, según la definición de 1.5 de la NTC-Mampostería.
- c) Para el refuerzo vertical y horizontal de pretiles de concreto, se tratará el muro como si fuera de mampostería y se aplicará lo requerido en el inciso anterior
- d) Resistencia del concreto. La resistencia del concreto de los castillos y dalas no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²), ni menor que la resistencia de la estructura existente.

9.15 Adición de elementos de confinamiento, castillos y dalas, a muros de mampostería

9.15.1 Esta técnica se podrá usar sola o se combinará con otras en caso de que la estructura existente no cuente con la resistencia y/o rigidez lateral requeridas tras la evaluación. Se podrán usar las siguientes, solas o combinadas:

- a) Encamisado de columnas con concreto (véase 9.6)
- b) Encamisado de columnas con acero (véase 9.7)
- c) Encamisado de columnas con CPRF (véase 9.8)
- d) Encamisado de muros de mampostería (véase 9.9)
- e) Adición de muros de concreto (véase 9.10)
- f) Adición de contraventeos (véase 9.11)
- g) Adición de contraventeos a base de cables postensados (véase 9.12).

9.15.2 Se recortará el muro de mampostería vertical y horizontalmente para poder construir castillos y dalas en sus extremos laterales y en la parte superior. Se permitirá recortar la altura del muro si la construcción de la dala afecta el funcionamiento del edificio, en especial, su iluminación y su ventilación.

9.15.3 El refuerzo longitudinal de los castillos se deberá anclar en la cimentación o losa y el refuerzo longitudinal de la dala se anclará en los castillos.

Comentario:

Los edificios que se pueden rehabilitar mediante la adición de elementos de confinamiento son aquellos con muros de carga de mampostería simple, mal confinada o mal reforzada.

Con la adición de elementos de confinamiento (usualmente castillos), se:

- a) Suministra a la estructura de refuerzo por integridad para evitar colapsos progresivos
- b) Dota a la estructura de una mayor capacidad de deformación lateral
- c) Evita la falla fuera de plano de muros
- d) Incrementa la resistencia a fuerza cortante en el plano de los muros.

9.15.4 Requisitos de análisis

9.15.4.1 No será necesario analizar los pretilos para acciones fuera de plano si se cumplen los requisitos de diseño de 9.15.5.

9.15.5 Requisitos de diseño

9.15.5.1 Se deberá cumplir con a) a c):

- a) Cortar los extremos de los muros. El corte vertical de los muros se deberá especificar para provocar una superficie rugosa que incremente la resistencia a fuerza rasante entre el muro y el castillo por adicionarse. En el caso de dalas, se revisará que la losa tenga la capacidad de resistir la fuerza cortante por efecto de diafragma.
- b) Acero de refuerzo de elementos confinantes del pretil. Para el diseño y detallado del refuerzo longitudinal y transversal de castillos y dalas, se aplicará lo requerido en la NTC-Mampostería. En particular, se deberán cumplir los requisitos de:
 - 1) 4.2 de la NTC-Mampostería sobre el detallado del refuerzo
 - 2) 6.2 de la NTC-Mampostería sobre las dimensiones y cuantías mínimas de refuerzos longitudinal y transversal de castillos y dalas, suponiendo que el pretil es una estructura tipo I, según la definición de 1.5 de la NTC-Mampostería del concreto. La resistencia del concreto de los castillos y dalas no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²), ni menor que la resistencia de la estructura existente.

9.16 Sistemas de protección pasiva

9.16.1 Será necesario revisar la capacidad de la cimentación y del suelo, tanto en términos de resistencia como de deformabilidad.

Comentario:

Esta técnica consiste en la colocación de disipadores de energía sísmica, como sistema secundario, con objeto de reducir la respuesta sísmica del edificio. En la mayoría de los casos, los disipadores de energía sísmica están conectados a contraventeos de acero. Dichos elementos deberán permanecer dentro de su intervalo de comportamiento elástico ante fuerzas asociadas al estado límite de seguridad contra colapso.

Los edificios que se pueden rehabilitar mediante la colocación de disipadores de energía sísmica son:

- a) Edificios a base de marcos resistentes a momento, de concreto o acero, con rigidez y/o resistencia lateral insuficientes
- b) Edificios a base de marcos resistentes a momento, de concreto o de acero, cuya falla está controlada por fuerza cortante en las columnas
- c) Edificios a base de marcos resistentes a momento con excentricidades en la distribución de rigideces en planta.

Con la adición de disipadores de energía sísmica se logra:

- a) Elevar el amortiguamiento de la estructura, lo que reduce su respuesta sísmica
- b) Dotar a la estructura de suficiente rigidez y resistencia para satisfacer las demandas normativas
- c) Evitar la falla por cortante de columnas existentes con dimensiones y cuantías de refuerzo insuficientes frecuentemente acompañando al uso de disipadores de energía sísmica con el encamisado de las columnas existentes para mejorar su capacidad de desplazamiento lateral y/o su resistencia a fuerza cortante
- d) Reducir daños estructurales y no estructurales ya que se limitan las distorsiones laterales
- e) Combinaciones de los anteriores.

Los disipadores de energía sísmica se clasifican como sigue:

- a) Elementos en los que la disipación de energía depende principalmente del desplazamiento relativo entre sus extremos. A este tipo de dispositivos se les llama aquí disipadores histeréticos. Incluyen tanto disipadores de fricción como los constituidos por materiales que desarrollan deformación plástica
- b) Elementos en los que la disipación de energía depende principalmente de la demanda de velocidad del edificio (aunque pueden depender, en menor medida, del desplazamiento relativo entre sus extremos; por ejemplo, los disipadores viscoelásticos).

9.16.2 Requisitos de análisis

9.16.2.1 Los edificios rehabilitados mediante la adición de contraventeos de acero y disipadores de energía sísmica (dependientes del desplazamiento, la velocidad o ambos) se analizarán de conformidad con el Capítulo 3 de esta Norma y el Capítulo 12 de la NTC-Sismo.

9.16.2.2 La respuesta de los elementos estructurales del sistema primario existente (rehabilitado o no) se limitará de tal manera que satisfaga el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata como se indica en la tabla 12.1.1 de la NTC-Sismo.

9.16.2.3 Las acciones mínimas de diseño y las distorsiones límite para sistemas estructurales con disipadores de energía deberán cumplir con las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 12.1.2 de la NTC-Sismo, según aplique. Si la estructura original es un marco de concreto o acero que no tiene daño o exhibe daño ligero o moderado se aceptará que el límite de distorsión γ_{01} sea igual a 0.010, sin que afecte lo dispuesto en 12.1.3.3.3 de la NTC-Sismo.

9.16.3 Requisitos de diseño

9.16.3.1 Se cumplirán los requisitos de la NTC-Sismo para el diseño del sistema secundario.

9.16.3.2 Se deberán satisfacer los requisitos para diseño de contraventeos de acero de 9.11 de esta Norma.

9.16.3.3 Si la estructura existente por ser rehabilitada exhibe daño severo en la zona de las conexiones de los disipadores, la resistencia de diseño de las conexiones y los elementos de soporte será la calculada mediante 12.1.3.4 de la NTC-Sismo, incrementada en 20 por ciento.

9.16.3.4 Si las zonas de conexión de los contraventeos adicionales con la estructura existente exhiben daño moderado o severo, se deberán reparar y/o reforzar localmente.

9.16.4 Requisitos de mantenimiento

9.16.4.1 Se incluirán los requisitos de mantenimiento de los dispositivos en el Programa de Mantenimiento del Edificio de conformidad con lo indicado en la NTC-Sismo al respecto.

9.17 Aislamiento de base

9.17.1 Requisitos de análisis

9.17.1.1 Los edificios rehabilitados mediante la colocación de aisladores de base se analizarán de conformidad con el Capítulo 13 de la NTC-Sismo.

9.17.2 Requisitos de diseño

9.17.2.1 Se deberán satisfacer los requisitos para diseño de aisladores de base de conformidad con el Capítulo 13 de la NTC-Sismo.

9.17.3 Requisitos de mantenimiento

9.17.3.1 Se incluirán los requisitos de mantenimiento de los aisladores de base en el Programa de Mantenimiento del Edificio de conformidad con lo indicado en la NTC-Sismo al respecto.

Comentario:

El aislamiento de base es una técnica idónea para edificios rígidos y masivos en suelo firme o roca, usualmente no se aplica en suelos blandos.

Para la rehabilitación mediante estos sistemas, se deberá tomar en cuenta la inclusión de elementos disipadores de energía mediante fricción, comportamiento histerético o viscoelástico. Estos elementos son idóneos para edificios relativamente flexibles y que posean capacidad de deformación inelástica. Tales sistemas están frecuentemente acoplados a contraventeos. Si bien, en varios casos, los desplazamientos se reducen, las fuerzas transmitidas a la estructura aumentan.

10. DURABILIDAD DE LA REHABILITACIÓN

10.1 Requisitos generales

10.1.1 En el diseño de la rehabilitación se deberá considerar que los materiales empleados en la rehabilitación, los elementos rehabilitados y la estructura en su conjunto resistan el medio ambiente en donde se encuentran.

10.1.2 Se deberá considerar también la compatibilidad química, electroquímica y física entre los materiales de rehabilitación, la estructura existente y el medio ambiente que los rodea.

10.1.3 La durabilidad de la estructura por rehabilitar deberá revisarse para alcanzar una vida útil de 50 años. Se deberán tomar en cuenta los factores que afectan la vida útil de una estructura tales como a) a h):

- a) Desempeño estructural inaceptable
- b) Frecuencia y actividades de mantenimiento esporádicos e inaceptables
- c) Agrietamiento excesivo o de alto espesor debido a corrosión o fuerzas internas
- d) Niveles de cloruros superiores a los límites establecidos en la NTC-Concreto, especialmente en la interfaz del acero de refuerzo existente en la zona por reparar
- e) Profundidad de la carbonatación que conduce a corrosión del refuerzo
- f) Pérdida excesiva de la sección del acero de refuerzo debido a la corrosión
- g) Deterioro excesivo del concreto a causa de mecanismos como corrosión, ataque químico (ataque de sulfatos y ácidos, carbonatación, entre otros), factores físicos (como elevados gradientes de temperatura o cristalización de sales)
- h) Pérdida de hermeticidad o goteo excesivo.

10.1.4 Los materiales de reparación y rehabilitación, y sus métodos de aplicación se seleccionarán de modo que sean compatibles con la estructura original y con el medio ambiente al que estarán sujetos.

Comentario:

En los documentos de San Juan y Castro (2001), Castro (2001) y Mena (2005), se pueden consultar los principios de acción de los agentes químicos y físicos que afectan la durabilidad de estructuras de concreto. En ellos, se incluyen previsiones y recomendaciones para lograr estructuras durables en México.

10.2 Recubrimiento

10.2.1 El recubrimiento de los elementos rehabilitados o nuevos deberán cumplir con los requisitos de la NTC-Concreto y la NTC-Mampostería, en especial los de 4.13 y 4.14 de la NTC-Concreto. El recubrimiento deberá ser suficiente para proteger el refuerzo de la corrosión, contra fuego (véase el Capítulo 4 de la NTC-Proyecto Arquitectónico), así como para mejorar el anclaje de las barras, sea mediante dobleces o longitud de desarrollo.

10.2.2 La vida útil de la estructura deberá considerar las condiciones actuales y el deterioro potencial de las zonas reparadas y/o reforzadas, y de las áreas adyacentes.

10.2.3 Se deberán incluir en el Proyecto Ejecutivo y en el Programa de Mantenimiento del Edificio, las consideraciones, acciones, sistemas y métodos para lograr alcanzar la vida útil de las reparaciones y reforzamientos.

10.3 Grietas

10.3.1 Se deberá evaluar la(s) causa(s) de las grietas para diseñar su reparación y la rehabilitación de la estructura. Se considerará el movimiento a través de la grieta, su longitud, orientación, espesor y patrón.

10.3.2 No todas las grietas deberán ser reparadas (véase 9.3). Serán reparadas aquellas ocasionadas por sismo, de conformidad con el Capítulo 9 de esta Norma. Serán reparadas cualesquiera otras que tengan suficiente tamaño para el ingreso de agentes corrosivos, como, cloruros y que puedan causar corrosión del acero de refuerzo.

10.3.3 No se aceptará inyectar grietas que se originen por corrosión del acero de refuerzo o reacción álcali-agregado. En caso de daño por corrosión, se deberá proceder como se indica en 10.4 de esta Norma.

10.4 Corrosión y deterioro de elementos de acero embebidos

10.4.1 Reparación de la corrosión en estructuras de concreto y mampostería

10.4.1.1 Requisitos generales

10.4.1.1.1 Para seleccionar el material a usar en la reparación por corrosión, se deberán definir los objetivos de la rehabilitación (*ODR*), que busca el propietario o usuario de la estructura. Para ello, se deberá definir si la reparación será visible u oculta, su textura, las condiciones de uso del edificio durante la reparación, la vida útil de la reparación, tipo de falla aceptable y sus consecuencias. Se deberán identificar las condiciones ambientales y de servicio a las que estará expuesta la estructura.

10.4.1.1.2 Si las barras de refuerzo han perdido más de un 25 por ciento del área de su sección transversal, será necesario reemplazarlas o bien colocar barras adicionales unidas con el refuerzo existente mediante traslapes con la longitud que deberá especificarse en el Proyecto Ejecutivo.

10.4.1.1.3 Si hay corrosión acelerada de barras de refuerzo se deberá monitorear su desarrollo a fin de determinar las acciones correctivas correspondientes.

10.4.1.1.4 El método y materiales para la reparación deberán especificarse en el Proyecto Ejecutivo.

10.4.1.2 Materiales para la reparación

10.4.1.2.1 Con objeto de controlar el agrietamiento por contracción, el material que se use deberá tener un alto contenido de agregados, los cuales deberán estar limpios y ser lo más grandes posible.

10.4.1.2.2 Se deberá eliminar cualquier diseño de mezcla que exija altos contenidos de agua.

10.4.1.2.3 Se deberán procurar los más bajos consumos de cemento asociados a las resistencias esperadas.

10.4.1.2.4 Se deberá curar adecuadamente, para lo cual se deberá evaluar la interacción entre las relaciones agua/cementante y cementante/agregado en la contracción por fraguado (tabla 10.4.1.2.4). El curado deberá cumplir con 16.7.7 de la NTC-Concreto.

Tabla 10.4.1.2.4 - Interacción entre las relaciones agua/cementante y cementante/agregado en la contracción por fraguado de materiales de reparación

		Relación agua/cementante				Contracción
		0.4	0.5	0.6	0.7	
Relación cementante/agregado	3	0.08	0.12	-	-	Alta
	4	0.055	0.085	0.105	-	
	5	0.04	0.06	0.075	0.085	Moderada
	6	0.03	0.04	0.055	0.065	
	7	0.02	0.03	0.04	0.05	Baja

10.4.1.2.5 Se deberá considerar la corrosión y el deterioro del refuerzo en el diseño de la rehabilitación. En ella no se deberán usar materiales que sean corrosivos para el acero de refuerzo.

10.4.1.2.6 En la evaluación de la estructura y en el diseño de la rehabilitación se tomará en cuenta la posible ocurrencia de la corrosión galvánica entre materiales con distinto potencial electroquímico.

10.4.1.2.6.1 En caso de que ocurra o se pueda presentar corrosión galvánica, se deberá optar por aislar el refuerzo existente del refuerzo o conectores usados en la zona reparada, o por proteger el refuerzo existente y el refuerzo en la zona reparada de modo de minimizar la corrosión galvánica.

10.4.1.2.7 En estructuras presforzadas y postensadas con tendones adheridos y no adheridos, se diseñarán sistemas de protección contra la corrosión. En el diseño se considerarán la condición del acero de presfuerzo y del estado de la corrosión de las anclas de los cables, así como, de los sistemas de anclaje.

10.4.1.2.8 Si se emplean sistemas electroquímicos para proteger el acero de refuerzo en el área reparada y la estructura, se considerará su interacción con el elemento reparado, la estructura y el medio ambiente.

10.4.1.2.9 No se permitirá usar encamisados de compuestos de polímeros reforzados con fibras como una técnica para reparar elementos con corrosión, a menos que el concreto dañado sea reparado y la corrosión sea mitigada.

Comentario:

En caso de elementos dañados por corrosión que serán rehabilitados con CPRF, se recomienda revisar el documento ACI 440.2R.

10.5 Protección del acero de refuerzo contra la corrosión

10.5.1 Requisitos generales

10.5.1.1 Cuando se juzgue necesario proteger al refuerzo de la corrosión, se evaluarán las siguientes cuatro categorías de soluciones a) a d):

- a) Encapsulado. Las barras se cubren herméticamente con resinas epoxi, las cuales se aplican sobre las barras en forma líquida con brocha o mediante atomizador
- b) Protección catódica con ánodo de sacrificio. Se usa un metal de sacrificio como alternativa de protección; generalmente, se aplica zinc a la barra, una vez que todas las superficies han sido reparadas. Las barras cubiertas con zinc son conectadas eléctricamente con el resto del armado
- c) Protección catódica mediante una corriente inducida. Su principio se basa en invertir el flujo de corriente eléctrica que causa la corrosión. Se instalan ánodos sobre la superficie de concreto o cerca de ella y se conectan eléctricamente con el armado
- d) Películas alcalinas. Las barras se impregnan con materiales alcalinos de modo de crear una barrera de protección contra la corrosión.

10.5.2 Estrategias para inhibir el proceso de corrosión

10.5.2.1 Adicionalmente a las opciones anteriores, se evaluarán las estrategias disponibles para inhibir el proceso de corrosión, como son a) a d):

- a) Aplicar a la superficie del elemento una película selladora que reduzca la permeabilidad; con esta película se crea una barrera a los cloruros
- b) Colocar un material hidrófobo que penetre en el concreto; esta es una doble protección, ya que la barrera a los cloruros no sólo existe en la superficie
- c) Reemplazar el concreto afectado por uno con aditivos especiales que reduzcan la permeabilidad y con mejores propiedades mecánicas
- d) Combinar los procedimientos anteriores.

10.6 Tratamiento de la superficie y revestimientos

10.6.1 Con objeto de mejorar la durabilidad de la estructura se considerará la transmisión de la humedad y la influencia de un posible tratamiento de la superficie a base de revestimientos, películas selladoras o membranas.

10.6.2 En el Programa de Mantenimiento del Edificio se especificará la periodicidad con que el revestimiento, sellador o membrana se deberá inspeccionar, reemplazar y las acciones para su reparación.

10.7 Reparación de daños por corrosión en elementos estructurales de acero

10.7.1 Todo el acero con evidencia de corrosión se deberá limpiar, y enseguida aplicar alguna protección anticorrosiva activa o pasiva. Se deberá reemplazar el elemento o componente de acero corroído en el que se ha perdido más de un 25 por ciento de la sección transversal.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

11. CONSTRUCCIÓN DE LA REHABILITACION

11.1 Requisitos generales

11.1.1 Los trabajos de rehabilitación deberán satisfacer las disposiciones en materia de construcción de las Normas correspondientes al material o materiales estructurales de que se trate. El Corresponsable, en su caso, el Director, el Proyectista y el Constructor deberán acordar las especificaciones, procedimientos, métodos, estrategias y materiales para lograr que el Proyecto Ejecutivo de la rehabilitación se construya adecuadamente. Entre ellos se encuentra la participación de empresas especializadas en técnicas de reparación y reforzamiento.

11.1.2 El Proyecto Ejecutivo (memoria de cálculo, normas, especificaciones y planos de construcción) señalará explícitamente, al menos, a) a e):

- a) Que el Constructor es Proyectista de construir y ejecutar el proyecto de la rehabilitación de conformidad con el Proyecto Ejecutivo aprobado por el Proyectista, el Corresponsable y el Director, así como con el Reglamento, sus Normas y esta Norma
- b) Que el Constructor tendrá la obligación de facilitar y proveer los recursos y acceso para la supervisión, las pruebas de materiales, las pruebas de carga, y el aseguramiento de la calidad
- c) Los requisitos específicos de apuntalamiento y arriostramiento diseñados de conformidad con 11.2 de esta Norma
- d) Los requisitos especiales de aplicación de fuerzas por medio de gatos hidráulicos, en su caso
- e) Los requisitos específicos de supervisión, ensayo, construcción y aseguramiento de la calidad señalados en el Capítulo 12 de esta Norma y los requeridos en el Capítulo 9 para cada técnica de rehabilitación en particular.

11.1.3 Cuando se requieran pruebas de carga, estas deberán realizarse según el Reglamento.

11.2 Apuntalamiento y arriostramiento temporales

11.2.1 Sobre el apuntalamiento y arriostramiento temporales, el Proyecto Ejecutivo incluirá a) a c):

- a) Las partes de la obra que requieran de apuntalamiento y/o arriostramiento temporal, antes, durante y después de la rehabilitación
- b) Las cargas de diseño y límites de desplazamiento para el apuntalamiento y/o arriostramiento temporal
- c) Las responsabilidades del Constructor para la instalación, aseguramiento de la calidad y mantenimiento del apuntalamiento y/o arriostramiento temporal.

11.2.2 En el diseño del apuntalamiento y/o arriostramiento temporal, se considerarán los conceptos a) a g) siguientes:

- a) Condiciones actuales y cambios durante la construcción, en especial de:
 - 1) Mecanismos de transmisión de carga
 - 2) Cargas de construcción
 - 3) Longitudes no arriostradas
 - 4) Redistribución de cargas y acciones internas que resulten del retiro de elementos estructurales adyacentes o del cambio en la aplicación de cargas sobre los elementos estructurales
- b) Efectos de desplazamiento laterales y verticales medidos, inclinaciones, efectos secundarios y de cargas
- c) Impacto del apuntalamiento y/o arriostramiento temporal en la estructura
- d) Efectos de la compatibilidad de deformaciones del sistema de apuntalamiento y/o arriostramiento con el sistema y elementos soportados y de soporte
- e) La estabilidad estructural de elementos, elementos, sistemas y de todo el edificio
- f) Efectos del daño o deterioro de los elementos o sistemas existentes
- g) Otras acciones que se puedan anticipar, como granizo, viento, sismo.

11.2.3 El diseño del apuntalamiento y/o arriostramiento lo deberá efectuar un Proyectista especializado en el tema o bien el Proyectista de la rehabilitación, en consulta con el Constructor. El Corresponsable, en su caso, y el Director revisarán la idoneidad del diseño. Se aceptará usar las siguientes guías de diseño:

- a) *Steel Design Guide Series 10*, del Instituto Americano de Construcción en Acero
- b) SP-4, del Instituto Americano del Concreto
- c) Guía de Operaciones de Apuntalamiento, del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU.

11.2.4 El apuntalamiento y el arriostramiento deberán diseñarse para mantener la estabilidad global de la estructura antes y durante las fases de la rehabilitación. Se revisará la capacidad estructural de elementos existentes, en especial de aquellos que puedan fallar frágilmente.

11.2.5 Las cargas laterales para el diseño del apuntalamiento y/o arriostramiento temporal serán las prescritas en 2.9 de la NTC-Sismo.

11.2.6 La rigidez vertical y lateral del apuntalamiento y del arriostramiento será suficiente para que los desplazamientos verticales y laterales no excedan los valores establecidos por el Proyectista. El valor mínimo de la carga lateral será igual a 2 por ciento de la carga axial máxima del elemento por ser arriostrado.

11.2.7 Se deberá revisar que los elementos estructurales, sin daño o con daño, antes de ser rehabilitados, tengan la capacidad estructural para resistir y transmitir las cargas del edificio y las cargas temporales de construcción y apuntalamiento. Si es necesario, se deberán apuntalar y/o arriostrar los elementos estructurales durante la obra o hasta que sean rehabilitados.

11.3 Condiciones temporales

11.3.1 Para la evaluación estructural y diseño de las medidas temporales se usarán las cargas y factores de carga establecidos en la NTC-Criterios.

11.4 Protección ambiental

11.4.1 El Proyecto Ejecutivo establecerá la responsabilidad del constructor de implantar medidas de remediación, de información y de control de los residuos de la construcción.

11.5 Requisitos complementarios para cada técnica de rehabilitación

11.5.1 Reparación local de elementos estructurales

11.5.1.1 Reparación de elementos de concreto

11.5.1.1.1 Para la reparación de elementos de concreto con desprendimiento de recubrimiento o desconchamiento se deberá llevar a cabo el siguiente procedimiento:

- a) Retirar, por medios manuales, las partes flojas o mal adheridas, cuidando de no dañar el acero de refuerzo
- b) Picar la superficie de concreto endurecido y preparar una “caja” con ángulos rectos, limpiando el concreto y barras dentro de la caja
- c) Limpiar la superficie que deberá quedar perfectamente libre de polvo, grasa, óxido o cualquier otro elemento que pueda afectar la unión entre el concreto endurecido y el nuevo concreto. El acero de refuerzo deberá limpiarse con cepillo de cerdas metálicas; si la oxidación produce desprendimiento de la corrugación, éste deberá sustituirse
- d) Si la barra está fracturada o pandeada, unir la barra existente y la nueva con soldadura o mediante traslape (recomendado)
- e) Limpiar y humedecer la superficie del concreto endurecido cada 6 h, un día antes de aplicar un concreto nuevo o mortero tipo I, con llana o cuña hasta dejar un acabado parejo. Para oquedades mayores que 30 mm de profundidad, agregar gravilla limpia y seca, cuya cantidad máxima será de 25 por ciento de la mezcla cemento-arena
- f) Curado. Transcurridas tres horas posteriores al resane, se deberá iniciar el curado, humedeciendo con agua limpia la superficie reparada, lo cual deberá hacerse cada hora durante un periodo de tres días, como mínimo y a una temperatura mínima de 283 K (10° C).

11.5.1.2 Reparación de daños ligeros en muros de mampostería

11.5.1.2.1 Para el reemplazo de piezas aplastadas y/o desconchadas se deberá seguir el siguiente procedimiento:

- a) Retirar el material aplastado, suelto, mal adherido; lavar toda la superficie de contacto con un chorro abundante y presión suficiente de agua
- b) Colocar la nueva pieza con mortero tipo I. La nueva pieza será del mismo material y con resistencia similar al de la pieza dañada
- c) Una vez concluido el proceso de sustitución de la pieza dañada, se reparará el mortero de las juntas adyacentes.

11.5.1.2.2 La reparación local de agrietamiento en muros de tabique con aplanado se realizará de acuerdo con el siguiente procedimiento:

- a) Retirar parcialmente el aplanado a lo largo de la grieta, en un ancho de 200 mm a cada lado
- b) Retirar el material suelto, mal adherido; lavar toda la superficie de la grieta con un chorro abundante y presión suficiente de agua
- c) Colocar mortero tipo I sobre la grieta, cuyo espesor y profundidad deberán ser ligeramente menores que el de las rajuelas por colocar, si es que las grietas facilitan la colocación de rajuelas. En caso contrario, rellenar la grieta con lechada de cemento
- d) Las zonas de grietas u oquedades mayores que 50 mm o con piezas desprendidas se deberán rellenar con el mortero anteriormente especificado y pedacería de tabique
- e) Colocar material desplegado o malla de gallinero
- f) Si se opta por colocar metal desplegado, será de calibre 20, rombo 6 x 25 mm, siguiendo la trayectoria de la grieta, fijándola al muro con grapas galvanizadas en tresbolillo. Restituir el aplanado con mortero tipo I, previniendo humedecer la superficie del muro para evitar contracciones importantes entre el aplanado existente y el nuevo
- g) Si se usa malla de gallinero (hexagonal), primero se coloca una capa de mortero de 10 mm; luego, se fija la malla con grapas y, finalmente, se recubre la malla con otros 10 mm de mortero
- h) Curar el mortero manteniendo un ambiente húmedo durante tres días, por lo menos, y a una temperatura mínima de 283 K (10° C).

11.5.1.2.3 La reparación de muros con problemas de salitre tomará en cuenta el siguiente procedimiento:

- a) Demoler, a cada lado del muro, una franja de 300 mm de firme y piso
- b) Excavar el terreno bajo las zonas de piso demolidas hasta encontrar la base del enrase del cimiento
- c) Retirar el aplanado de muro hasta una altura mínima de 500 mm con respecto al piso terminando o hasta la altura correspondiente a la zona salitrosa
- d) Limpiar la superficie del muro dejándola libre de polvo y de materiales sueltos o mal adheridos
- e) Lavar las superficies descubiertas con hipoclorito de sodio diluido en agua al 25 o 30 por ciento aplicado con escobilla plástica, y enjuagar con abundante agua
- f) Secar la superficie del muro por medio de ventilación y calor
- g) En caso de existir fisuras u oquedades por falta de material del junteo, repararlas con mortero cemento-arena y piedra laja
- h) Una vez que esté seca la reparación de grietas, se deberá preparar la superficie hasta lograr una amplitud de rugosidades de 6 mm (0.25 pulg) (entre valle y cresta)
- i) Finalmente, se repondrá el aplanado y se aplicará el acabado final de muros.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.1.3 Reparación de daños ligeros en losas

11.5.1.3.1 La reparación de sistemas de losacero en azoteas intermedias de entrepiso y/o azotea seguirá el siguiente procedimiento:

- a) Previo a cualquier demolición, apuntalar las azoteas afectadas de forma adecuada para garantizar que no se inducirá daño al resto del edificio
- b) Demoler con cincel y martillo, cuidando de no dañar el material suave
- c) Preparar las superficies de concreto endurecido que reciban concreto fresco, con rugosidades de 6 mm (0.25 pulg); saturar con agua previo al colado
- d) Realizar los engargolados, traslapes o fijaciones de láminas según las especificaciones del proveedor
- e) Colocar un armado adicional y colocar el concreto con aditivo estabilizador de volumen (de conformidad con las especificaciones del proveedor), con el mismo espesor del existente.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.1.3.2 Para la restitución del aplanado en losa, se tomará en cuenta el siguiente procedimiento:

- a) Examinar el aplanado por medio de golpeteo directo, mediante un cincel
- b) Retirar el aplanado mal adherido o que presente algún deterioro con medios mecánicos
- c) Picar con cincel y martillo la superficie de la losa descubierta, dejando una rugosidad mínima de 6 mm (0.25 pulg)
- d) Limpiar la superficie de la losa, dejándola libre de polvo, grasa, pintura y/o de materiales sueltos o mal adheridos
- e) Colocar metal desplegado, fijando por medio de clavos para concreto
- f) Preparar la superficie con una rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud
- g) Aplicar una capa de aplanado, máximo de 10 mm y esperar a que reviente para aplicar la capa final
- h) Curar las fisuras de la última capa de aplanado, por medio de arena cernida y cemento (mortero tipo I)
- i) Aplicar el acabado firme una vez que esté bien seco el aplanado.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.1.4 *Reparación de daños ligeros y moderados en losas planas*

11.5.1.4.1 Si se requiere reparar la conexión de la losa plana con la columna mediante la construcción de una zona maciza deberá llevarse a cabo el siguiente procedimiento:

- a) Previo a cualquier demolición, apuntalar las azoteas afectadas de forma adecuada para garantizar que no se inducirá daño al resto del edificio
- b) Demoler con cincel y martillo o rotomartillo hasta definir el área de la nueva zona maciza
- c) Preparar las superficies de concreto endurecido que reciban concreto fresco, con rugosidades de 6 mm (0.25 pulg); saturar con agua previo al colado
- d) Habilitar la cimbra
- e) Colocar el acero de refuerzo longitudinal y transversal de la zona maciza. Detallar el acero longitudinal en el eje del “marco” en la columna para que desarrolle fy
- f) Colocar el concreto con aditivo estabilizador de volumen (de acuerdo con las especificaciones impresas del proveedor).

11.5.1.4.2 Si se opta por utilizar un método de reparación distinto del señalado en 11.5.1.4.1 se deberá cumplir con los requisitos de construcción establecidos en el Proyecto Ejecutivo.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.2 Reparación de corrosión y deterioro del refuerzo de elementos de acero embebidos

11.5.2.1 Ejecución de la reparación

11.5.2.1.1 Para reparar una zona dañada por corrosión del acero de refuerzo se deberá practicar una caja, con cortes a 90 grados, que expongan el acero corroído. Los primeros 20 mm de profundidad sobre el perímetro de la caja se cortarán usando disco. El concreto se puede retirar mediante cincel y maceta, un martillo neumático o eléctrico, o chorro de agua a presión entre 140 y 280 MPa (1 400 y 2 800 kg/cm²).

11.5.2.1.2 Si al descubrir el acero, se observan barras corroídas en contacto con sanas, se deberán descubrir completamente dejando, cuando menos, 20 mm libres debajo de ellas.

11.5.2.1.3 Posteriormente, se limpiarán las superficies del acero y del concreto. Las barras de acero se podrán limpiar usando un escarificador de agujas, agua a alta presión entre 21 y 70 MPa (210 y 700 kg/cm²), chorro abrasivo de arena (*sandblasteado*), o carda de metal. En cualquier caso, se deberá asegurar la limpieza del perímetro completo de la barra.

11.5.2.1.4 Se deberá prestar atención a limpiar la superficie de concreto de la caja de modo de retirar polvo, pedazos sueltos y cualquier otro material que reduzca la adherencia entre el concreto y el material de reparación.

11.5.3 Reparación de grietas mediante fluidos

11.5.3.1 Acciones previas a la inyección

- a) Retirar todos los acabados en una distancia no menor que 300 mm de la localización de la grieta
- b) Limpiar la grieta de polvo, ya sea por medios mecánicos (compresoras, bombas de aire o aspiradoras de tipo industrial) o manuales (brochas de cerdas finas, cepillos). Evitar el uso de compresores de aire operados por motores de combustión interna ya que pueden emitir partículas de aceite en el proceso. Se deberá comprobar que los compresores de aire no emitan dichas partículas de aceite en el proceso. Se preferirá el uso de aspiradoras industriales para retirar el polvo y partículas de concreto o mampostería dentro de la grieta
- c) En caso de existencia de humedad y si el material de reparación es resina epoxi, secar la grieta por medio de aire caliente y asegurarse que la fuente de la humedad sea eliminada. Alternativamente, formular la resina epoxi para que catalice y endurezca en condiciones de humedad.
- d) Si el material de reparación es una lechada a base de cemento, limpiar la grieta con agua limpia
- e) Ejecutar una pequeña perforación con un taladro en los lugares donde se colocarán las boquillas. Una vez concluidas las perforaciones, se deberán retirar y limpiar todas las impurezas
- f) Colocar las boquillas, simultáneamente con la aplicación del material sellador de la grieta que sirve para fijar las boquillas. Usualmente las boquillas son de 10 mm a 13 mm de diámetro, con una profundidad de 60 mm y deberán estar separadas a una distancia máxima de 500 mm entre sí. Se recomiendan boquillas especializadas para la inyección de resinas epoxi ya que cuentan con una válvula que evita la salida de la resina una vez inyectada. Dejar secar el sellador durante 24 h para que alcance su resistencia
- g) No se aceptará la inyección de resinas por medio del método de vacío
- h) En caso de que la superficie permanezca húmeda y no se pueda secar, es necesario contemplarlo al momento de solicitar al fabricante la formulación de la resina epoxi.

11.5.3.2 Proceso de inyección

11.5.3.2.1 Una vez que ha endurecido el sellador de la grieta, se prepara la resina. Esta deberá tener una viscosidad baja, así como una velocidad y temperatura de endurecimiento adecuadas para el elemento a inyectar.

11.5.3.2.2 Durante el proceso, la inyección se realizará introduciendo a presión la formulación epoxi de baja viscosidad (del orden de 500 cP) mediante jeringas a baja presión, pistolas, gatos hidráulicos, bombas mecánicas o bombas de vacío. Cuando se trate de la inyección de grietas verticales o inclinadas, se inyectará la resina por la boquilla más baja y se continúa hasta que ésta se comienza a salir por la boquilla inmediata superior. Una vez que la resina comienza a salir por la boquilla siguiente, se retira la bomba de la boquilla de inyección, se sella la boquilla y se conecta la bomba a la boquilla inmediata superior. Este proceso se repetirá a lo largo de toda la grieta.

11.5.3.2.3 Una vez terminada la inyección, se deja que la resina alcance su resistencia, la cual dependerá de la formulación del fabricante.

11.5.3.2.4 Se deberá cumplir con a) a i):

- a) Las grietas podrán ser inyectadas con resinas epoxi a partir de 0.05 mm hasta 5 mm. Para grietas de mayor espesor que 5 mm se evaluará el caso de lechadas o morteros a base de cemento hidráulico o cementantes epoxi, los cuales tendrán una formulación específica. Se preferirán los morteros hidráulicos de alta resistencia sin contracción
- b) La limpieza de la grieta deberá realizarse con extremo cuidado debido a que el polvo en la grieta evitará la adherencia de la resina a la superficie de la grieta
- c) La formulación de la resina deberá tener una baja viscosidad (aproximadamente de 500 cP)
- d) El sellado de grietas de 0.02 mm se realizará con la misma resina, mientras que si la grieta es mayor se recomienda la utilización de un mortero epoxi. El tiempo de endurecimiento del sellador es de 24 h
- e) Las boquillas a utilizar podrán ser metálicas. Se podrán utilizar boquillas plásticas si el Director y el Corresponsable, en su caso, lo aprueban. Las boquillas se colocarán dependiendo el espesor de la grieta, a una separación máxima de 500 mm entre ellas. La separación se reducirá mientras la grieta sea más profunda
- f) Si es necesario realizar un pequeño orificio que sirva como soporte de la boquilla, se deberá limpiar de todo residuo de concreto o mampostería
- g) La inyección se realizará principalmente con bombas a presiones de entre 0.5 MPa hasta 2 MPa (5 kg/cm² hasta 20 kg/cm²), dependiendo de la viscosidad
- h) No se aceptará la inyección de resinas por medio del método de vacío
- i) En caso de que la superficie permanezca húmeda y no se pueda secar, es necesario contemplarlo al momento de solicitar al fabricante la formulación de la resina epoxi.

11.5.3.3 Acciones posteriores a la inyección

11.5.3.3.1 Una vez que cumplió el tiempo mínimo de endurecimiento de la resina, se retirará la capa de sellado de la grieta en caso de que así se requiera. Se puede dejar el sello si fue considerado para quedarse después de la inyección. El retiro del sellador se hará por medios mecánicos (desbastando con herramientas eléctricas). No se deberá utilizar calor para retirar el sello.

11.5.3.3.2 Para asegurar que la inyección de la resina haya resultado exitosa, se deberá realizar una prueba no destructiva de ultrasonido sobre el concreto.

11.5.3.3.3 Con la aprobación del Director y, en su caso, del Corresponsable, se aplicará la prueba de ultrasonido, impacto eco o análisis espectral de ondas superficiales en al menos el 10 por ciento de los elementos estructurales inyectados con resina, lechada o mortero en cada entrepiso. Se medirán los tiempos de recepción antes y después de la inyección. Se aceptará el elemento inyectado si la diferencia entre los tiempos es, cuando mucho, de 20 por ciento. Alternativamente, se medirá el tiempo de recepción después de la inyección, y se comparará con el tiempo de recepción de referencia que se obtenga en concreto sano en el mismo elemento estructural que se está evaluando, Para este caso, la diferencia entre estos tiempos no deberá ser mayor que 20 por ciento.

11.5.3.3.4 Los transductores se colocarán equidistantemente a ambos lados de la grieta, entre 100 y 150 mm.

Comentario:

En ICRI 210.1R se pueden consultar los criterios para ejecutar una prueba de ultrasonido.

11.5.4 Reemplazo de elementos estructurales dañados

11.5.4.1 Losas en volado con problemas de flecha y/o agrietamiento excesivo

11.5.4.1.1 El procedimiento constructivo para el reemplazo de losas en volado con problemas de flecha y/o agrietamiento excesivo considera los puntos a) a h):

- a) Acordonar el área de trabajo; se recomienda utilizar señalamientos para evitar la circulación de los usuarios en dicha obra

- b) Apuntalar la zona antes de iniciar los trabajos de demolición
- c) Demoler por medios manuales con cincel y martillo, cuidando de no dañar el acero de refuerzo ni el concreto sano
- d) Limpiar la zona demolida para que quede libre de polvo, óxido, grasa o de cualquier elemento que pueda afectar la liga entre concreto fresco y concreto endurecido. Usar aire a presión, sólo si el compresor de aire cuenta con filtro de aceite y se verifica que no hay partículas de aceite en la línea de aire comprimido
- e) Limpiar el acero de refuerzo con cepillo de cerdas metálicas. Si la oxidación es tal que, al efectuar la limpieza, se desprende la corrugación de la barra, se deberá sustituir el tramo de barra dañada. La unión entre la barra existente y la nueva se hará mediante un traslape
- f) Limpiar la superficie que reciba el concreto nuevo con chorro de agua y lograr una superficie rugosa de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud
- g) Habilitar la cimbra y colocar el concreto nuevo de la losa
- h) Curar el concreto de la losa mediante un ambiente húmedo, al menos durante tres días después de su colocación.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.4.2 Colocación de largueros adicionales o sustitución de largueros dañados

11.5.4.2.1 A continuación, se presenta el procedimiento de colocación de largueros adicionales o sustitución de largueros dañados como parte del proceso de reemplazo de elementos estructurales dañados:

- a) Trazar en obra la ubicación de los largueros (si son adicionales), procurando que la separación entre ellos no exceda la recomendada en el manual del fabricante del sistema de cubierta o 2 m
- b) Quitar de la cubierta cualquier elemento que interfiera con la colocación de los largueros adicionales
- c) Preparar las superficies que recibirán la placa de unión de larguero adicional
- d) Soldar las placas de soporte de largueros adicionales a la estructura existente. Esta acción deberá ser ejecutada por un soldador calificado y supervisada por el residente de obra y el Director
- e) Montar los largueros adicionales, procurando que éstos se coloquen a presión por medio de puntales, rastras y cuñas que permitan corregir lentamente la deformación. Es recomendable que sean cuando menos tres puntales por cada larguero, uno en cada extremo y otro al centro
- f) Fijar la lámina de la cubierta a los largueros adicionales por medio de pijas
- g) Terminados los pasos anteriores, aplicar la soldadura entre las placas de soporte y los largueros
- h) Una vez aplicada la soldadura, retirar el apuntalamiento de los largueros, procurando iniciar desde el centro
- i) Dar el acabado final a los largueros y a sus placas de unión y corregir los detalles de la estructura existente, tanto los originados por el proceso como los ajenos a éste.

11.5.5 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

11.5.5.1 Deberán considerarse los puntos a) a f):

- a) Se seguirán las recomendaciones de instalación de los fabricantes de resina epoxi y conectores. Se usarán productos certificados por un organismo acreditado
- b) Antes de realizar la perforación, se identificará la colocación del acero de refuerzo del elemento de concreto existente y se preparará la superficie del concreto que estará en contacto con el nuevo concreto, preparando la superficie hasta alcanzar una rugosidad de 6 mm (0.25 pulg)
- c) Se hará el agujero usando un taladro de impacto para promover la rugosidad en la cara lateral del agujero. Una vez hecho el agujero, con la profundidad y diámetro de diseño, se limpiará por medio de un cepillo para biberones o mediante aspiradora industrial
- d) Se rellenará el agujero con resina epoxi hasta dos terceras partes de la profundidad del agujero. Posteriormente se inserta la barra corrugada o el conector, girando sobre su eje conforme avanza lentamente su colocación
- e) Se retirará el exceso de resina
- f) Se acepta colocar anclas con barrenos inclinados a 45 grados con respecto a la superficie de concreto, con la misma profundidad que los barrenos perpendiculares a la superficie. En este caso, se dejarán pasar 24 h para doblar en frío la barra para que quede ortogonal a la cara de concreto.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.6 Encamisado de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado

11.5.6.1 Se considerarán a) a e):

- a) Se preparará la superficie de concreto del elemento por encamisar hasta obtener una rugosidad de al menos 6 mm (0.25 pulg) entre valle y cresta. La cara preparada deberá estar libre de cualquier sustancia que impida la adhesión del concreto nuevo
- b) Dos horas antes del colado, se deberá saturar la superficie del concreto existente con agua limpia
- c) No será necesario usar adhesivo entre concretos nuevo y existente ni cualquier otro aditivo para el efecto
- d) El revenimiento y el tamaño máximo del agregado se seleccionarán de acuerdo con la separación mínima y el recubrimiento del refuerzo
- e) Si se emplean concreto con fibras de acero, se deberá satisfacer 16.4.1, 16.5.2 y 16.8.9 de la NTC-Concreto.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.7 Encamisado de vigas, columnas o uniones con acero

11.5.7.1 Encamisado con placas

11.5.7.1.1 Se considerará lo indicado de a) a d):

- a) Se preparará la superficie de concreto del elemento por encamisar hasta obtener una rugosidad de al menos 6 mm (0.25 pulg) entre valle y cresta. La cara preparada deberá estar libre de cualquier sustancia que impida el correcto funcionamiento de la sustancia adhesiva
- b) Si se usan conectores adhesivos (químicos) con resina epoxi en vigas y columnas, el Proyecto Ejecutivo deberá establecer la profundidad de anclaje
- c) Si se usan conectores, su distribución será al tresbolillo con una separación máxima de 200 mm en forma paralela al eje longitudinal y se localizarán dentro del tercio medio de la dimensión transversal del elemento
- d) En todo encamisado, el espacio entre el concreto y la placa será de al menos 20 mm y deberá ser rellenado con mortero fluido sin contracción con resistencia a compresión al menos igual a la del elemento por encamisar o de 35 MPa (350 kg/cm²), la que resulte mayor.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.7.2 Ángulos y soleras

11.5.7.2.1 Se tomarán en consideración a) a c):

- a) Se preparará la superficie de concreto del elemento por encamisar correspondiente con el área de contacto de los ángulos y soleras hasta obtener una rugosidad de al menos 6 mm (0.25 pulg) entre valle y cresta. La cara tratada deberá estar libre de cualquier sustancia que impida la correcta adhesión del mortero al concreto original
- b) Durante la colocación de los ángulos, se utilizará un anillo de acero o equivalente, con objeto de mantener en posición a los ángulos durante el soldado de las soleras. Los ángulos deberán estar separados, al menos, 12.7 mm (0.5 pulg) del concreto
- c) El espacio entre el concreto y la solera deberá rellenarse con mortero fluido sin contracción con una resistencia a compresión mínima de 35 MPa (350 kg/cm²).

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.8 Encamisado de vigas, columnas o uniones con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)

- a) Se deberán cumplir con los requisitos establecidos en el Capítulo 6 del 440.2R-17
- b) Antes de encamisar un elemento con CPRF, se deberá reparar localmente, especialmente si exhibe deterioro por corrosión
- c) Se deberán usar productos certificados por un organismo acreditado
- d) Cuando la aplicación dependa de la adherencia de las fibras al concreto existente (como en el caso de encamisados para incrementar la resistencia a la flexión), se deberá preparar la superficie de concreto para garantizar la adherencia del CPRF. Se deberán seguir las instrucciones de los fabricantes de CPRF
- e) Cuando la aplicación dependa del contacto entre las fibras y el concreto existente (como en el caso de encamisados para incrementar el confinamiento de una zona), la superficie deberá estar seca y limpia, libre de cualquier sustancia o defecto que pueda afectar el contacto entre el concreto existente y el CPRF. Se deberá limpiar con un cepillo con cerdas rígidas
- f) Las esquinas se deberán redondear hasta alcanzar un diámetro de 25.4 mm (1.0 pulg)
- g) No se aplicarán encamisados de CPRF en elementos que presenten corrosión en el acero de refuerzo, a menos que se reparen previamente
- h) La colocación de las fibras y resina, así como el curado de la resina se harán siguiendo las indicaciones impresas del fabricante
- i) Se recomienda proteger el encamisado con cubiertas de plástico hasta que la resina termine su proceso de curado.

11.5.9 Encamisado de muros de mampostería

11.5.9.1 Preparación del muro y reparación de grietas

- a) Se deberá tratar la superficie del muro antes de colocar el refuerzo y aplicar el mortero o el concreto para lograr un comportamiento monolítico de la mampostería con el encamisado. Se deberán retirar los acabados y revestimientos del muro. Se deberá preparar la superficie de mampostería mediante un martelinado suave, con el fin de lograr una rugosidad de 3 mm (0.125 pulg). Las superficies de los castillos y dalas se deberán preparar hasta una rugosidad de 6 mm (0.25 pulg). Previamente a la colocación del refuerzo del encamisado, la superficie de la mampostería deberá estar limpia
- b) Si los muros presentan daños, se deberán retirar los fragmentos y piezas sueltas de la superficie de la mampostería y se limpiará el polvo y las partículas en el interior de las grietas mediante un chorro de agua limpia
- c) Si el muro presenta agrietamiento moderado o severo, según la clasificación del Capítulo 4 de esta Norma, se deberán reparar las grietas. Para la reparación de grietas se podrán emplear dos técnicas:
- d) Inyección. Las grietas se rellenarán con resinas epoxi, morteros epoxi o morteros fluidos de cemento sin contracción (con consistencia de lechada). Esta técnica se aplicará para los casos de muros de piezas sólidas con bajo número de grietas, las cuales deberán estar bien definidas. No se permiten inyecciones por el método de vacío. Los fluidos que sean inyectados deberán de fluir correctamente a través de las grietas y vacíos, pero sin aumentar la segregación, sangrado y contracción plástica
- e) Rajuleo. Se colocarán pedazos de piezas en las grietas que tienen espesores superiores a 5 mm. Las rajuelas deberán acunarse y pegarse con mortero tipo I; es necesario limpiar y humedecer las superficies que estarán en contacto con el mortero antes de colocarlo. Se permitirá utilizar fibra de vidrio o algún aditivo estabilizador de volumen en el mortero de pega, para controlar los cambios volumétricos y la contracción por fraguado que pueda sufrir.
- f) Si la mampostería está aplastada, se sustituirán las piezas por otras con características mecánicas y dimensiones similares. Análogamente, si los extremos del castillo, en el caso de mampostería confinada, están dañados por el agrietamiento inclinado del muro, se demolerá el concreto dañado y se reconstruirá la zona. Este concreto deberá tener, al menos, la misma resistencia que el original. Se dejará una separación de 10 mm, al menos, entre el concreto nuevo y el existente para ser rellenada después con mortero seco con estabilizador de volumen.
- g) Si la estructura es de mampostería simple, o bien, de mampostería mal confinada, y se opta por añadir nuevos castillos y/o dalas, se deberá proceder como sigue:
 - 1) Para nuevos castillos: se deberá colocar el concreto del castillo por capas. Se recomienda construir el castillo por mitades para asegurar una buena compactación del concreto y, así, evitar oquedades. Si no se construye una dala,

se deberá anclar el refuerzo longitudinal del castillo en la losa, ya sea atravesándola para darle continuidad en la altura, o mediante un dobléz a 90 grados.

- 2) Para nuevas dalas: apuntalar el sistema de piso. Retirar el número de hiladas para lograr un peralte de la dala de 140 mm. Preparar la cara inferior de la losa que estará en contacto con el nuevo concreto de la dala. Colocar el acero de refuerzo longitudinal de la dala que se anclará en la unión con el castillo. Colocar el concreto a través de ranuras en la losa, usando una cimbra con resbaladilla.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.9.2 Encamisado con malla de alambre soldado

Para la colocación de refuerzo del encamisado deberán seguirse los puntos a) a j):

- a) Se podrá encamisar el muro por una o dos caras
- b) Las mallas de alambres soldado deberán ser fijadas a los castillos -extremos e intermedios- y a las dalas (en caso de que estos elementos existan o se inserten) mediante anclajes. Se podrán usar clavos, anclas, grapas, estribos abiertos o cualquier otro conector que permita fijar la malla y transmitir la fuerza cortante. Si se usan conectores expansivos o adhesivos (anclas), se deberán satisfacer los requisitos de 9.5 de esta Norma. Se acepta que las anclas tengan forma de L. Si se usan grapas o estribos abiertos, sus dobleces a 135 grados deberán abrazar las barras longitudinales del castillo existente. La separación máxima entre conectores, a lo largo de castillos y dalas, será de 450 mm.
- c) Se usará una densidad mínima de 9 anclajes/m². Las mallas de calibre pequeño (8 y 10) pueden fijarse con clavos de 50 mm de longitud, colocados manualmente con martillo
- d) La separación máxima de conectores, en sentidos horizontal y vertical, será de 450 mm. Si se considera que las piezas son de mala calidad, la separación se puede reducir a 250 mm cuando se esté utilizando malla de calibre pequeño (8 o 10); cuando se utilice un mayor calibre (calibre 4 o diámetros de 6.4 mm) se deberán considerar clavos de 51 mm de longitud con arandela, instalados mediante cargas explosivas de potencia controlada
- e) La malla deberá rodear ambos bordes verticales del muro (o castillos, en caso de que estos elementos existan), así como los bordes de las ventanas o aberturas que éste tenga
- f) Si la malla sólo se coloca en una cara del muro, la malla deberá rodear los extremos del muro, así como extenderse al menos dos veces la separación entre alambres transversales y anclarse a la mampostería
- g) En caso de que la malla no pueda ser doblada y anclada alrededor de los bordes laterales del muro, de las aberturas o las ventanas, se deberá colocar un refuerzo en forma de U hecho con malla de calibre no inferior a 10 (3.43 mm de diámetro) que sea traslapado con la malla principal en una zona donde los esfuerzos en los alambres de la malla sean bajos. El Proyecto Ejecutivo, en especial los planos, incluirán los detalles de traslapes
- h) Si se encamisa el muro por ambas caras, se deberá considerar la instalación de conectores, en forma de grapas o estribos de alambros que atraviesen el espesor del muro para poder fijar las mallas en ambos lados. Para esto, es necesario perforar el muro, colocar el elemento de acero y rellenar el espacio libre del agujero con mortero epoxi o hidráulico de alta resistencia. Alternativamente se aceptará el uso de clavos o fijadores colocados en cada cara de manera independiente
- i) El refuerzo del encamisado del muro se deberá continuar en los muros ortogonales, al menos una distancia igual a cuatro veces la separación entre alambres verticales. Si no se puede doblar la malla, se deberá colocar un refuerzo en forma de L hecho con malla de calibre no inferior a 10 (3.43 mm de diámetro) que sea traslapado con la malla principal
- j) Cuando en el proyecto de rehabilitación se contemple la necesidad de extender el refuerzo hasta la cimentación, se deberán ranurar las zapatas. Las dimensiones de las ranuras serán suficientes para poder colocar el armado del encamisado y el mortero o concreto. Las ranuras se deberán limpiar de cualquier material que impida la adhesión del mortero o concreto de la camisa con el cimiento. Se recomienda que la ranura tenga distintas profundidades a lo largo del muro, de modo de formar una llave de corte para incrementar la resistencia a cortante por deslizamiento. Finalmente, se deberá impermeabilizar el encamisado.

Comentario:

En las figs. C11.5.9.2.1.a y 11.5.9.2.1.b se muestran ejemplos de uso de anclas y de estribos abiertos para conectar el refuerzo del encamisado con elementos de confinamiento, respectivamente. En la fig. C11.5.9.2.1.c se ilustra la aplicación de conectores de carga explosiva con potencia controlada.

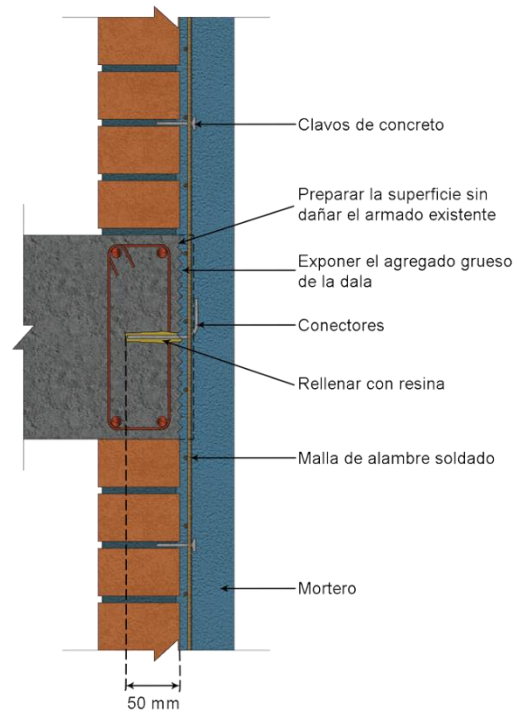


Figura C11.5.9.2.1.a – Detalle de la conexión del refuerzo del encamisado a dadas usando anclas a 90 grados (INIFED, 2021d)

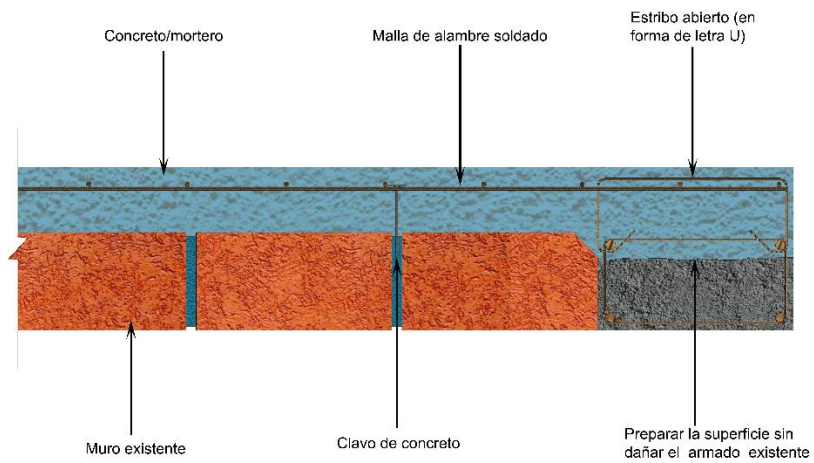


Figura C11.5.9.2.1.b – Detalle de la conexión del refuerzo del encamisado a castillos mediante estribos abiertos con dobleces a 135 grados (INIFED, 2021d)

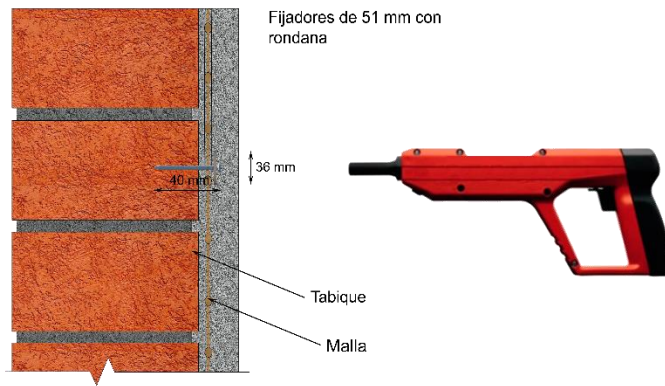


Figura C11.5.9.2.1.c – Anclaje de malla con conectores instalados mediante cargas explosivas de potencia controlada (INIFED, 2021d)

La densidad de anclajes requerida en 11.5.9.2.1.c tiene la intención de distribuir el agrietamiento en forma uniforme y obtener un comportamiento estable y con amplia disipación de energía.

En la fig. C11.5.9.2.1.d se ilustra la colocación de la malla de alambre soldado en dos caras de un muro.

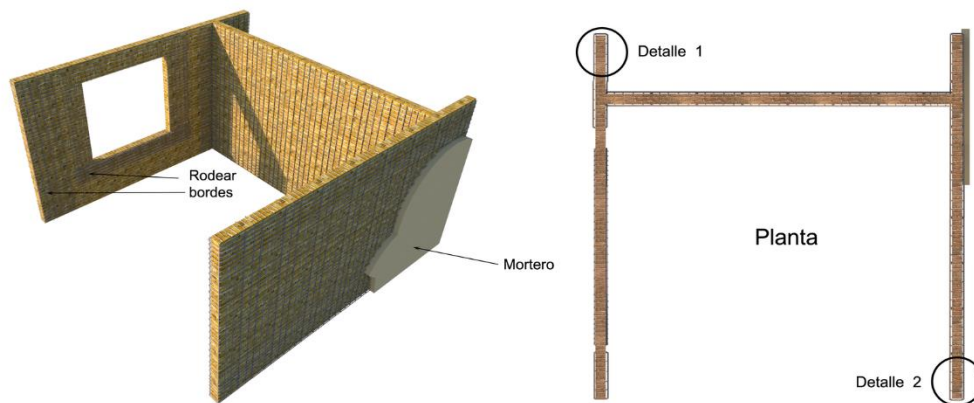


Figura C11.5.9.2.1.d – Colocación de malla de alambre soldado en la superficie de los muros de mampostería (INIFED, 2021d)

En la fig. C11.5.9.2.1.e se presentan detalles de colocación de mallas de alambre soldado en muros de mampostería.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

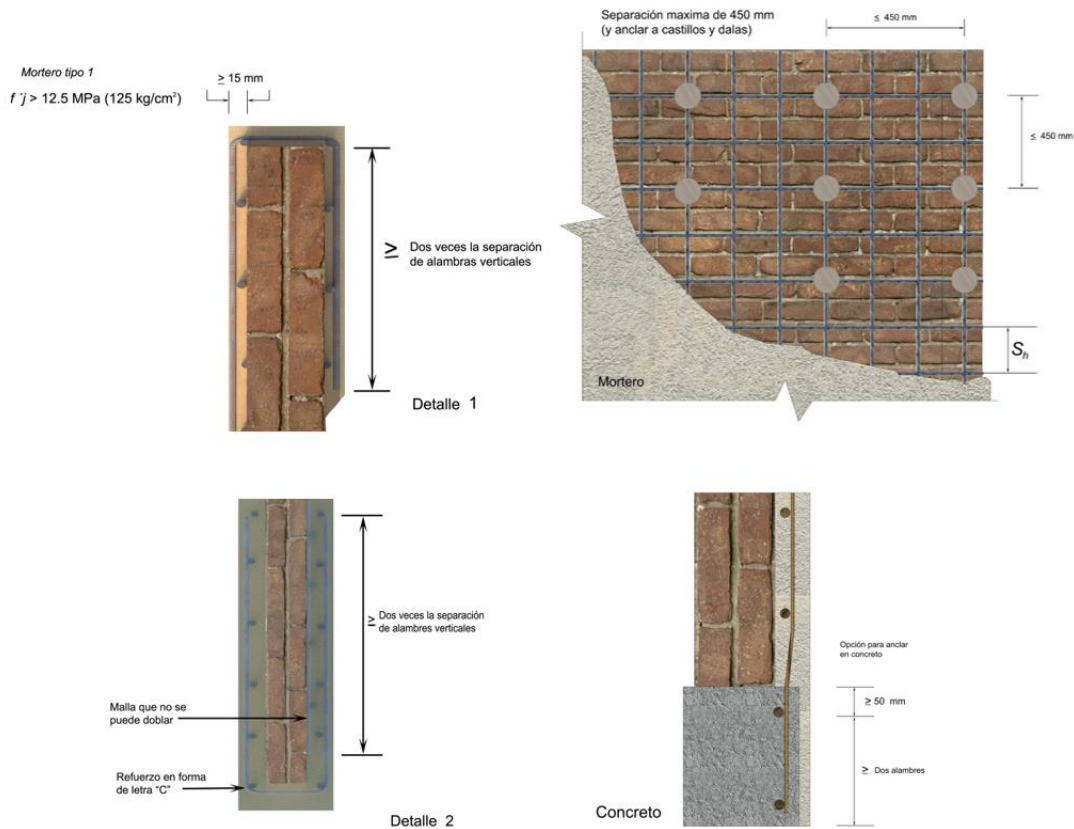


Figura C11.9.5.2.1.e – Detalles para la colocación de malla de alambre soldado sobre muros de mampostería

El proceso de colocación del recubrimiento de mortero o de concreto deberá considerar el siguiente procedimiento:

- Antes de colocar el mortero sobre la malla o el concreto del encamisado, se deberá saturar la superficie del muro con agua
- El mortero se podrá colocar con medios manuales o con dispositivos neumáticos (lanzado). En caso de utilizar la técnica de lanzado, se deberá tomar en cuenta la posibilidad de formación de huecos debido al rebote de la mezcla en la superficie de la estructura
- El concreto se podrá colocar por gravedad, preparando la cimbra para facilitar la salida del aire atrapado en el concreto. Se acepta el uso de concreto lanzado
- En la fabricación del mortero se usará arena bien graduada de conformidad con la norma NMX-C-111-ONNCCE-2018
- El mortero y concreto se curarán de acuerdo con los requisitos de 16.7.7 de la NTC-Concreto
- Para evitar agrietamiento por contracción en mortero o concreto lanzado, se deberán emplear aditivos como humo de sílice. También se pueden emplear fibras de polipropileno. Se aceptará colocar una capa adicional de malla de gallinero y así también poder controlar el agrietamiento prematuro
- El espesor del recubrimiento de mortero deberá ser al menos de 15 mm en cada lado del muro.
- El mortero será tipo I. Se deberán revisar las relaciones volumétricas recomendadas para morteros tipo I en 2.5 de la NTC-Mampostería. El Proyecto Ejecutivo y los planos incluirán la relación volumétrica recomendada
- Si el encamisado es de concreto normal, el espesor mínimo será de 35 mm.

Comentario:

El empleo de humo de sílice permite incrementar el espesor de la capa a aplicar, aumentar la densidad de la mezcla, incrementar la resistencia a los agentes químicos, a factores térmicos, a la adherencia, a flexión y compresión, y disminuyen el rebote del material lanzado.

Por su parte, al emplear fibras de polipropileno se reduce el agrietamiento por contracción plástica.

Los requisitos de construcción de las técnicas adicionales para la rehabilitación de muros de mampostería presentadas en esta Norma son:

a) Encamisado con bandas y placas de acero

Para encamisar muros mediante bandas de acero o con placas de acero completas, es necesario, inicialmente, reparar las grietas existentes, así como, en caso de ser necesario, reparar y/o añadir elementos de confinamiento a los muros. Si el encamisado se hace mediante bandas de acero, se recomienda tomar en consideración los siguientes puntos:

- 1) Las bandas se disponen sobre la diagonal principal de la mampostería. Es conveniente colocar bandas verticales a los costados del muro
- 2) Las bandas son fijadas mediante conectores adhesivos (ahogados en resina epoxi) Este proceso se lleva a cabo de manera de no dañar la mampostería existente o las reparaciones hechas al muro
- 3) Una vez que las bandas hayan sido fijadas a la mampostería, los puntos en que ambas bandas se intersecan al centro y extremos del muro son soldados
- 4) Para conectar las bandas de acero entre sí, y con el sistema de piso (losas) se colocan ángulos de acero anclados a las losas mediante pernos que eviten la fluencia del acero de los ángulos ante la incidencia de fuerzas laterales constantes. Se sugiere que la unión entre los ángulos y las bandas de acero sea soldada.

Para realizar el encamisado con placas de acero cubriendo la totalidad de la mampostería (ya sean multiperforadas, o completamente lisas) se consideran los puntos 1) a 6):

- 1) Una vez que la superficie de la mampostería se encuentre limpia y reparada se coloca un recubrimiento de mortero tipo I. El espesor del recubrimiento no excede 15 mm
- 2) Posteriormente se perforan los agujeros para la colocación de conectores. El tamaño y la densidad de los agujeros, así como el tipo de conectores instalados, están en función de los requisitos de cada proyecto de rehabilitación. Se propone el empleo de pernos, ajustados con tuercas y arandelas. Es recomendable, ajustar las tuercas (en caso de que se opte por los pernos) mediante la aplicación de un torque máximo de 3.5 Nm (0.35 kg-m)
- 3) Una vez que se realizaron las perforaciones en el muro se coloca la placa. Es recomendable el empleo de placas con espesores de entre 1 a 1.5 mm de espesor. Se ha observado, mediante experimentación, que un espesor mayor resulta innecesario, pues el incremento de resistencia y rigidez es insignificante, dado que falla la mampostería
- 4) En caso de que las placas de acero adquiridas no alcancen a cubrir en su totalidad a la mampostería, se sugiere realizar un traslape de placas. La distancia mínima de traslape entre placas es de 125 mm
- 5) Con la finalidad de evitar el aplastamiento de la mampostería en las esquinas se sugiere aumentar la cantidad de conectores instalados en los extremos del muro, la separación mínima entre éstos es de 100 mm
- 6) En caso de ser necesario, y si el proyecto de rehabilitación así lo contempla, pueden encamisarse las columnas adyacentes mediante ángulos, soleras o placas. Esto con la finalidad de proteger a estos elementos y evitar que fallen por fuerza cortante.

b) Encamisado con bandas de polipropileno

El proceso constructivo de esta técnica consiste en los puntos 1) a 4):

- 1) Se repara el muro sobre el cual se coloca la malla de polipropileno, en caso de ser necesario. Además del muro, los elementos de confinamiento también son reparados. La superficie del muro está libre de polvo y partículas.
- 2) Las bandas de polipropileno se disponen de manera que se forme una malla. Para unir las bandas entre sí y formar las intersecciones de la malla se sugiere emplear un soldador de plástico
- 3) Los muros son cubiertos en su totalidad por las mallas, esto incluye las aberturas de puertas y/o ventanas
- 4) Para conectar la malla a la mampostería se realizan perforaciones sobre el muro, donde puedan ser colocados los conectores. Se sugiere la colocación de separadores (piezas de plástico, o cualquier otro elemento rígido) entre las bandas y los conectores, con la finalidad de evitar la rasgadura de las bandas. Es recomendable aumentar la densidad de los conectores cerca de las intersecciones entre muros y/o las esquinas de estos. La distancia máxima de separación entre conectores se sugiere que sea equivalente a cuatro veces la dimensión de la cuadrícula de la malla conformada por las bandas
- 5) Después de anclar la malla a la mampostería, se cubre la superficie del muro con un recubrimiento, el cual puede ser a base de mortero o concreto.

La efectividad de la técnica depende, en gran medida, de qué tan ajustadas se encuentren las bandas a la mampostería. Cuanto más ajustada se encuentre la malla, mejor será el comportamiento de la estructura.

Es necesario colocar un recubrimiento sobre la superficie del muro con la malla, para rellenar los espacios que existan entre la malla y la mampostería, y así asegurar el buen desempeño de la rehabilitación, a su vez que el recubrimiento brinda protección ultravioleta a las bandas y permite brindar un mejor acabado a los muros.

La disposición de las bandas para la conformación de la malla ha sido estudiada con la finalidad de encontrar la orientación que brinde una mayor eficiencia para la rehabilitación (Mayorca y Meguro, 2003). Se han estudiado dos distintas maneras de orientar las bandas: a) en forma paralela a las juntas de mortero y b) a 50° respecto a las juntas de mortero. De los estudios se observó que, al disponerlo de manera paralela a las juntas de mampostería,

el comportamiento del muro fue mejor, en comparación con la disposición a 50°, además, la primera forma de disponer las bandas resulta ser más sencilla de instalar.

c) Encamisado con polímeros reforzados con fibras (CPRF)

Preparación de la superficie del muro previa a la adhesión de CPRF:

- 1) La superficie del muro queda limpia, libre de polvo, partículas o restos del recubrimiento*
- 2) Es necesario que la superficie de los muros se encuentre a temperatura ambiente (aprox. 293K o 20°C); no deberá encontrarse fría, húmeda o mojada a menos que el fabricante lo indique. Se busca que a temperatura se mantenga durante el curado (al menos 24 h)*
- 3) En caso de ser necesario, las grietas presentes en la mampostería se reparan. Es óptimo contar con una superficie lisa.*

Aplicación del encamisado con CPRF

- 1) Se coloca la imprimación o masilla de manera uniforme sobre la superficie del muro donde son colocadas las fibras. Es necesario evitar la contaminación por polvo, partículas, humedad u otros contaminantes en la imprimación aplicada, antes de la colocación de CPRF*
- 2) Una vez que se haya completado el proceso de curado de la imprimación o masilla se coloca la resina sobre la superficie previamente preparada.*
- 3) Las fibras son colocadas sobre la superficie, donde se haya colocado la resina. Se recomienda que las fibras se impregnen previamente por separado, antes de ser colocadas. La configuración de las fibras está en función de las indicaciones del fabricante, así como de los requisitos del proyecto. Una vez colocadas sobre la superficie, hay que asegurar la correcta adhesión mediante presión suave y uniforme*
- 4) Las fibras se cubren con resina saturante una vez colocadas. Es necesario eliminar el aire atrapado entre las capas de resina, antes de que ésta se endurezca. En caso de añadir capas adicionales de fibras, éstas se colocan antes de que la capa de resina anterior se cure, para evitar desprendimientos*
- 5) Es recomendable curar la resina de acuerdo con lo indicado por el fabricante. Mientras que las resinas se encuentren en fase de curado, hay que tener cuidado de la exposición a temperaturas adversas, contacto con agua, polvo o suciedad, luz solar excesiva y alta humedad. Es aconsejable proteger de manera temporal el encamisado, mediante algún elemento como plástico o carpas.*

Podrán emplearse conectores hechos de CPRF para evitar el desprendimiento de las fibras de la superficie de la mampostería. Para la elaboración y colocación de conectores de CPRF se llevará a cabo el siguiente procedimiento:

- 1) Para la elaboración de los conectores, la tela u hoja de fibras se corta de forma perpendicular a la dirección de las fibras. Las dimensiones de corte están definidas conforme a los requisitos de diseño. La pieza recortada se enrolla en forma de cilindro con diámetro previamente definido. Uno de los extremos del cilindro tiene que amarrarse, para posteriormente insertarse en la perforación realizada en el muro. El otro extremo se corta de manera longitudinal en varias tiras, buscando obtener la forma de una escobeta o abanico.*
- 2) Se perforan los agujeros para los conectores. Se sugiere que la perforación se realice con un diámetro 3 o 4 mm mayor que el diámetro del ancla, para permitir la colocación de resina. Los agujeros se limpian para que queden libres de polvo o material suelto*
- 3) Dentro de la perforación y sobre la superficie de colocación del ancla se aplica una imprimación de resina, se deja curar y se continúa con el proceso*
- 4) Una vez que la imprimación de resina ha completado su proceso de curado, se aplica resina saturante sobre la superficie de colocación y dentro del agujero*
- 5) El conector se introduce de manera cuidadosa a través de los agujeros. Las fibras que queden expuestas deberán acomodarse para alcanzar la forma de abanico*
- 6) Una segunda capa de resina se aplica, para saturar a la fibra y el conector. Una vez colocada, nuevamente se realice el proceso de curado de acuerdo con lo indicado por el fabricante en sus especificaciones impresas.*

d) Encamisado con textiles estructurales

- 1) Antes de la colocación del textil estructural, la superficie del muro está limpia, libre polvo o partículas. Es recomendable aplicar un martelinado suave logrando una rugosidad de 3 mm (0.125 pulg)*
- 2) Una vez que la superficie del muro se encuentra limpia y preparada, se aplica una capa de mortero directamente en la superficie de la mampostería, alcanzando un espesor de 5 mm*
- 3) Una vez colocada la primera capa de mortero, se coloca la malla de fibra (carbono, vidrio, acero, entre otras). La malla de fibra se puede colocar en distintas configuraciones; es posible encamisar por completo la superficie de la mampostería, o también colocar la malla en forma de bandas horizontales, verticales o diagonales*
- 4) Una vez colocada la malla de fibra, se coloca otra capa de matriz inorgánica (mortero), cuyo espesor puede ser el mismo que el colocado en la primera capa*
- 5) El curado de los muros rehabilitados se lleva a cabo durante al menos siete días posteriores a la colocación de la última capa de mortero. El curado consiste en humedecer, con agua limpia, la superficie del muro durante cada hora con el fin de retener el agua del mortero.*

e) *Encamisado con morteros reforzados con fibras*

Esta técnica se caracteriza por el ahorro de tiempo y trabajo en su ejecución, en comparación con otras técnicas, su procedimiento constructivo considera los siguientes puntos:

- 1) *Antes de la colocación del mortero con fibras, la superficie del muro se encuentra limpia, libre polvo o partículas. Es recomendable aplicar un martelinado suave logrando una rugosidad de 3 mm (0.125 pulg)*
- 2) *Las fibras a emplear se utilizan como agregado adicional en la mezcla de mortero y su dosificación depende del proyecto de rehabilitación. Se sugiere emplear una cuantía de fibras (cuando se empleen fibras de acero) de 40 kg/m³ (0.4 kN/m³), así como fibras con relación de aspecto (longitud/diámetro) mayor que 50. Se ha de cumplir con 16.4.1, 16.5.2 y 16.8.9 de la NTC-Concreto*
- 3) *La aplicación de mortero con fibras sobre la superficie de la mampostería puede realizarse manualmente o mediante lanzado. Se busca evitar la generación de “grumos” en la mezcla o paquetes de fibras pegadas*
- 4) *Las fibras se distribuyen en la mezcla de mortero*
- 5) *Una vez que se haya colocado el recubrimiento de mortero con fibras se realiza el curado del muro. Se sugiere seguir las indicaciones del fabricante, según el tipo de fibra seleccionado para el encamisado.*

11.5.10 Adición de muros de concreto

Durante la construcción de nuevos muros se deberá observar que:

- a) En muros diafragma, se coloquen anclas elaboradas con barras de acero de refuerzo adheridas a los elementos del marco mediante resina epoxi. En muros continuos se deberá dar continuidad al acero vertical del muro. La demolición del concreto se deberá realizar con una herramienta (martillo) de impacto. Se deberá evaluar la necesidad de apuntalar y arriostrar
- b) Colocación de concreto de muro. En muros diafragma se sugiere:
 - 1) Emplear concreto autocompactante
 - 2) Usar cimbras especiales con resbaladilla, y de ventanas en la losa
 - 3) En caso de usar concreto normal:
 - i) Colocar el concreto del muro en varias capas
 - ii) La última capa deberá ser de mortero o concreto fluido sin contracción con resistencia al menos igual a la del concreto del muro
- c) Si se usa concreto con fibras, se deberán satisfacer los requisitos de 16.4.1, 16.5.2 y 16.8.9 de la NTC-Concreto.

11.5.11 Adición de contraventeos de acero

11.5.11.1 Se deberán seguir los requisitos a) a b):

- a) Colocación de pernos adheridos o de expansión para fijar placas de conexión entre la estructura original y el contraventeo. Se deberá cumplir con los requisitos de 11.5.5 de esta Norma
- b) Si se emplea la opción de contraventeo dentro de la crujía:
 - 1) Las dimensiones exteriores del marco de acero serán al menos 150 mm menores que las dimensiones libres de la crujía donde se instalará el marco de conexión de concreto
 - 2) Preparar la superficie de los elementos de concreto existentes que estarán en contacto con el concreto del marco de conexión con una profundidad de 6 mm (0.25 pulg)
 - 3) Colocar anclas de acero elaboradas con barras corrugadas en el perímetro interno de la crujía de acuerdo con 11.5.5.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.12 Adición de contraventeos de acero a base de cables postensados

Se deberá prestar especial atención a:

- a) Colocar las anclas de unión entre los atraques y la estructura original de acuerdo con 11.5.5
- b) Alinear las placas de anclaje de cables de forma perpendicular al eje del cable tensado
- c) Tensar los cables siguiendo la secuencia y a la fuerza especificada en el proyecto
- d) Inyectar el tubo de protección de PVC con mortero fluido sin contracción.

11.5.13 Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería

Se deberá prestar especial atención a:

- a) Colocar anclas (en caso de marcos de concreto) o de conectores tipo Nelson o barras con tuercas (en caso de marcos de acero)
- b) Colocar y compactar del concreto de castillos, usando concreto Clase 1, con aditivo estabilizador de volumen y, de ser necesario, con aditivos fluidificantes
- c) En la construcción de dalas se acepta el uso de cimbras especiales con resbaladilla, para facilitar la colocación del concreto. Se aceptará el empleo de mortero fluido sin contracción, con resistencia al menos igual a la del marco de concreto o de 35 MPa (350 kg/cm²) para los últimos 25 mm en contacto con la viga.

11.5.14 Separación y recorte de pretiles en marcos de concreto o de acero

11.5.14.1 Se deberá prestar atención especial a:

- a) Demoler el o los extremos del pretil, dejando una rugosidad mínima equivalente al dentado, en pretiles de mampostería, o de 6 mm (0.25 pulg), en todo el extremo de pretiles de concreto
- b) Colocar el concreto en los castillos o en el pretil de concreto recortado en una capa, a menos que el castillo o pretil tenga más de 150 mm de altura, y compactar
- c) Colocar el concreto de la dala, si se requiere, y compactar de conformidad con 16.6.6 de la NTC-Concreto
- d) Colocar el material de relleno de la junta, que sea flexible y durable.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

11.5.15 Adición de elementos confinantes, castillos y dalas, a muros de mampostería

11.5.15.1 Se deberá prestar atención especial a:

- a) Para nuevos castillos: se deberá colocar el concreto del castillo por capas. Se recomienda construir el castillo por mitades para asegurar una buena compactación del concreto y, así, evitar oquedades. Si no se construye una dala, se deberá anclar el refuerzo longitudinal del castillo en la losa, ya sea atravesándola para darle continuidad en la altura, o mediante un doblé estándar a 90 grados.
- b) Para nuevas dalas: apuntalar el sistema de piso. Retirar el número de hiladas para lograr un peralte de la dala de 140 mm. Preparar la cara inferior de la losa que estará en contacto con el nuevo concreto de la dala. Colocar el acero de refuerzo longitudinal de la dala que se anclará en la unión con el castillo. Colocar el concreto a través de ranuras en la losa, usando una cimbra con resbaladilla.

11.5.16 Sistemas de protección pasiva

11.5.16.1 Se deberá prestar atención a:

- a) Adición de contraventeos de acero. Se deberán aplicar los requisitos de 11.5.5
- b) Instalación, alineamiento y conexión de disipadores de energía siguiendo las instrucciones impresas del fabricante.

11.5.17 Aislamiento sísmico de base

11.5.17.1 Se deberá cumplir con 13.1.2.6 de la NTC-Sismo.

12. SUPERVISIÓN Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DE LA REHABILITACIÓN

12.1 Alcance

12.1.1 Los trabajos de rehabilitación deberán satisfacer los requerimientos de inspección y control de calidad establecidos en las Normas correspondientes al material o materiales estructurales de que se trate. El Director deberá coordinar los trabajos de la supervisión y de control de calidad para asegurar que el Proyecto Ejecutivo se construya con las especificaciones, procedimientos, métodos, estrategias y materiales establecidos.

12.1.2 Se observarán los requisitos de supervisión establecidas en 12.2 a 12.6 de esta Norma para cada técnica de rehabilitación, mismas que se deberán incluir en el Proyecto Ejecutivo elaborado por el Proyectista y el Constructor, cuando corresponda, y aprobado por el Director, y en su caso, el Corresponsable.

12.2 Supervisión

12.2.1 Se supervisarán los trabajos de rehabilitación según se establezca en el Reglamento y en el Proyecto Ejecutivo. Se deberá tomar en cuenta el alcance de la supervisión de una estructura por rehabilitar es distinto de la de una estructura nueva. El Proyecto Ejecutivo detallará los requisitos específicos durante las etapas de rehabilitación. Esta supervisión será contratada por el Propietario o Poseedor.

12.2.2 Al menos, el alcance de la supervisión incluirá, según corresponda a) a j):

- a) Tipo, calidad y ubicación de los materiales usados en la rehabilitación
- b) Proceso de cimbrado, descimbrado y apuntalamiento
- c) Demolición del concreto y preparación de la superficie del concreto y de las barras de refuerzo
- d) Colocación del refuerzo, anclas y conectores
- e) Mezclado, colocación, compactación y curado de materiales de rehabilitación
- f) Secuencia de construcción y conexión de nuevos elementos
- g) Instalación y ensayo de anclas y conectores postinstalados
- h) Tensado de cables
- i) Revisión e informe de cargas de construcción sobre pisos, vigas, columnas y muros
- j) Evaluación general de la obra.

Los resultados de la supervisión serán informados al Corresponsable, en su caso, al Director y al Propietario o Poseedor. Además, se indicarán en la bitácora del proyecto.

12.2.3 La rehabilitación se supervisará para verificar la calidad de los materiales y de la mano de obra, así como el cumplimiento del Proyecto Ejecutivo. La obra será revisada por el Director quien decidirá la necesidad de involucrar a Corresponsables especializados, al Proyectista y al Corresponsable.

12.2.4 La supervisión consistirá en, al menos:

- a) Revisar los trabajos en obra y el Proyecto Ejecutivo
- b) Comparar los trabajos ejecutados en la obra con el Proyecto Ejecutivo
- c) Documentar si los trabajos cumplen o no con lo proyectado, y si las correcciones fueron hechas y verificadas por el constructor o si siguen siendo necesarias.

12.2.4.1 Aquellos elementos, procesos y procedimientos que no cumplan con lo señalado en el Proyecto Ejecutivo o con las correcciones indicadas por la supervisión serán incluidos en el informe que se entregue al Director, al Corresponsable, y en su caso, al Propietario o Poseedor.

12.2.5 Si durante la supervisión del Proyectista, Corresponsable, o en su caso, Corresponsable especializado, se identifican condiciones no anticipadas, se deberá informar al Director para que determine las medidas a tomar.

12.2.6 El Proyecto Ejecutivo establecerá los requisitos de supervisión antes de colocar materiales que impidan o bloqueen una revisión visual.

12.3 Prueba de materiales de rehabilitación

12.3.1 En el Proyecto Ejecutivo se establecerán el tipo y frecuencia de pruebas de materiales. Se deberá cumplir con lo requerido en la NTC-Acero, NTC-Concreto, NTC-Mampostería y en esta Norma, según corresponda.

12.4 Visitas del Proyectista

12.4.1 El Proyectista de la rehabilitación deberá visitar la obra durante la ejecución de las reparaciones, recimentación, reforzamiento, rigidización, según aplique, para verificar que la estructura existente es como la supuesta en diseño y que el Proyecto Ejecutivo es adecuado para cumplir con los Objetivos de Desempeño de la Rehabilitación, **ODR**.

12.4.2 Si como resultado de las visitas del Proyectista es necesario modificar el diseño original, se deberán documentar los cambios, informar al Corresponsable, y en su caso, al Director y, con el visto bueno de ellos, proceder a la modificación. El Propietario o Poseedor, el Constructor, el Corresponsable y Auxiliares especializados deberán ser informados de dicha modificación, por escrito, por parte del Proyectista.

12.5 Plan de Aseguramiento de la Calidad de la Construcción

12.5.1 El Proyectista, en consulta con el Constructor, deberá preparar un Plan de Aseguramiento de la Calidad de la Construcción (PACC) para ser aprobado por el Director, y en su caso, el Corresponsable. En él se deberá incluir, al menos a) a f):

- a) Lista de elementos y elementos sujetos de requisitos especiales para el aseguramiento de la calidad
- b) Procedimientos requeridos de control de calidad del constructor
- c) Revisión de los informes del constructor y subcontratistas
- d) Revisión de los informes de supervisión y prueba de materiales
- e) Procedimientos para la modificación del Proyecto Ejecutivo que reflejen las condiciones de campo no previstas y descubiertas durante la construcción
- f) Requisitos especiales de supervisión y control de calidad de materiales.

12.6 Requisitos de aseguramiento de la calidad de la construcción

12.6.1 Del Proyectista

12.6.1.1 El Proyectista deberá visitar la obra para constatar el cumplimiento de las condiciones supuestas en el Proyecto Ejecutivo. Al menos deberá visitar la obra durante la colocación del concreto o de elementos de acero de elementos críticos para la rehabilitación (muros, contraventeos, encamisados). El Proyectista deberá informar por escrito al Director y al Corresponsable, en su caso, cualquier deficiencia nueva o que no se haya atendido.

12.6.2 Del Corresponsable

12.6.2.1 El Corresponsable deberá visitar la obra para constatar que la ejecución es consistente con el Proyecto Ejecutivo. Deberá inspeccionar la obra antes de la colocación del concreto o de elementos de acero de elementos críticos para la rehabilitación. El Corresponsable deberá informar por escrito al Director cualquier deficiencia nueva o que no se haya atendido.

12.6.3 Del Supervisor

12.6.3.1 El Supervisor será responsable del cumplimiento de todo lo indicado en el Proyecto Ejecutivo, así como de las indicaciones del Director y del Corresponsable durante la obra de rehabilitación.

12.6.4 De laboratorios acreditados

12.6.4.1 El Director será responsable de verificar que los requisitos especiales de control de calidad de los materiales, señalados en el PACC, se cumplan por un laboratorio acreditado y reconocido por un organismo acreditado.

12.6.5 Del Director

12.6.5.1 El Director deberá recabar los informes de obra preliminares, con las deficiencias y su solución. Todas las deficiencias serán asentadas en bitácora para la pronta ejecución del Constructor. Al término de la construcción, el Director entregará un informe final al Instituto y al Propietario o Poseedor indicando el nivel de cumplimiento del PACC.

12.6.6 Del Constructor

12.6.6.1 El Constructor será responsable del cumplimiento de todo lo indicado en el Proyecto Ejecutivo, así como de las indicaciones del Director y del Corresponsable, en su caso, durante la obra de rehabilitación.

12.7 Requisitos complementarios para cada técnica de rehabilitación

12.7.1 Reparación de elementos

12.7.1.1 En la inyección de grietas con resina epoxi, mortero epoxi o lechadas a base de cemento, se deberán cuidar los siguientes aspectos para lograr un adecuado aseguramiento de la calidad:

- a) Que el proveedor proporcione la resina o mortero epoxi con las características requeridas para el proyecto y el diseño
- b) Que no se exceda el tiempo en el cual se puede inyectar la resina
- c) Verificar el correcto sellado de las grietas y que las boquillas queden bien sujetas al elemento y que estén rodeadas en su base por su sellador
- d) Limpiar la grieta para retirar el polvo, humedad o restos del material originados por el orificio taladrado para sostener las boquillas. Se recomienda el uso de aspiradoras industriales
- e) Si se observa que la grieta presenta humedad o agua, se deberá secar y verificar que no se trate de una filtración que pueda afectar en un futuro la inyección. En caso de que la grieta no se pueda secar totalmente, se deberá notificar al proveedor de la resina, ya que es posible agregar un aditivo que disminuya el efecto negativo del agua en la resina
- f) Que se cumpla el tiempo mínimo de secado del sellado. Una vez comenzada la inyección, se deberá poner atención de que no haya ninguna fuga por el sellado. Si es así, se suspenderá de inmediato la inyección y se repetirá el sellado
- g) Que la inyección se realice en la dirección adecuada (de abajo hacia arriba)
- h) Que se cumpla el tiempo de endurecimiento de la resina una vez inyectada la grieta antes de retirar el sellado.
- i) Para verificar que el procedimiento de inyección se llevó de manera exitosa, se deberán realizar pruebas de ultrasonido, como las requeridas en 11.5.3.3.2, 11.5.3.3.3 y 11.5.3.3.4 de esta Norma.

12.7.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

12.7.2.1 Se deberá supervisar que:

- a) La profundidad y diámetro del agujero cumplan con lo señalado en los planos
- b) Se limpie el agujero de polvo o cualquier sustancia que impida la adhesión de la resina con el concreto y que no se use aire comprimido proveniente de equipos de combustión interna
- c) Si se opta por usar anclas con barrenos inclinados a 45 grados con respecto a la superficie de concreto, se dejen pasar 24 h para que endurezca la resina antes de doblar la barra en frío.

12.7.3 Encamisado de vigas, columnas o uniones con concreto reforzado

12.7.3.1 Se considerarán a) y b):

- a) Se deberá revisar que toda la superficie de concreto se prepare hasta alcanzar una rugosidad como la especificada en los planos de construcción
- b) Para asegurar las características del concreto de diseño, el concreto deberá ser, de preferencia, premezclado. Se deberá muestrear el concreto en estado fresco y determinar su peso volumétrico para asegurar que el concreto es Clase 1. El Director, con el visto bueno del Corresponsable aprobará el uso del concreto para el encamisado.

12.7.4 Encamisado de vigas, columnas o uniones con acero

- a) Se deberá revisar que toda la superficie de concreto se prepare hasta alcanzar una rugosidad como la especificada en los planos de construcción
- b) El diámetro y la profundidad del agujero para alojar anclas o conectores sean las especificadas en el Proyecto Ejecutivo, con las tolerancias establecidas por los fabricantes
- c) Se limpie el agujero de polvo y residuos de la perforación para la correcta adhesión de la resina con el concreto existente
- d) Cuando corresponda, rellenar el espacio anular entre el agujero de las placas y el conector con resina epoxi;
- e) Se cumpla con lo establecido en el Capítulo 11 de la NTC-Acero. Especialmente se deberá garantizar que las soldaduras de penetración completa cumplan con los espesores y longitud de cordón requerido
- f) En caso de colocar concreto o mortero fluido sin contracción, la cimbra permita la salida de aire y facilite la colocación del material.

12.7.5 Encamisado de vigas, columnas o uniones con compuestos de polímeros reforzados con fibras (CPRF)

12.7.5.1 Para llevar a cabo una correcta supervisión que garantice la calidad del proceso, se recomienda consultar el Capítulo 7 de ACI 440.2R-17. Al menos, se observarán los aspectos a) a p):

- a) Fecha y tiempo de instalación
- b) Temperatura ambiente, humedad relativa, y observaciones generales del estado del clima
- c) Temperatura de la superficie del concreto
- d) Humedad de la superficie del concreto
- e) Método de pretratamiento de la superficie
- f) Descripción cualitativa de la limpieza de la superficie
- g) Tipo de fuente auxiliar de calor, en casos aplicables
- h) Tamaño de grietas no inyectadas con epoxi
- i) Número de fibras o número de lotes de láminas precuradas y ubicación aproximada en la estructura
- j) Número de lotes, relaciones de mezcla, tiempo de mezclado y descripción cualitativa de la apariencia de todas las mezclas de resina, incluyendo los primarios, saturantes, resinas de regulación, adhesivos y mezclas de revestimiento
- k) Observaciones del progreso del curado de las resinas
- l) Conformidad con los procesos de instalación
- m) Resultado de pruebas de extracción: adherencia, modo de comportamiento y localización
- n) Propiedades de los CPRF obtenidas mediante pruebas de paneles de muestra de campo o de paneles testigos, si son requeridos
- o) Ubicación y tamaño de cualquier delaminación y/o burbujas de aire
- p) Progreso general del trabajo.

12.7.5.2 El Supervisor deberá proporcionar al Constructor, al Proyectista, al Corresponsable y al Director los resultados de las pruebas en paneles. Éstos deberán ser conservados por lo menos 10 años o el periodo especificado por el Corresponsable, con la autorización del Director, y en su caso, el Corresponsable. El contratista de la instalación deberá conservar muestras de las mezclas de resinas y el registro de la ubicación de cada lote.

12.7.6 Encamisado de muros de mampostería

12.7.6.1 Se revisará que se cumpla con lo siguiente:

- a) Se deberá constatar que los materiales a utilizar en el encamisado satisfagan las especificaciones establecidas en los planos de construcción y en las memorias de cálculo del Proyecto Ejecutivo de rehabilitación
- b) El mortero no deberá fabricarse en contacto con el suelo y además deberá tenerse control en su dosificación
- c) Se deberá verificar que los conectores, en caso de emplearse, estén firmemente instalados en la mampostería y concreto, con la cuantía y separación especificada en los planos
- d) El refuerzo del encamisado, o las mallas que se coloquen, sean continuas en muros transversales
- e) Saturar con agua limpia la superficie del muro y de sus elementos confinantes, si existen
- f) El mortero deberá ser colocado en un tiempo menor o igual que dos horas posteriores a su fabricación; de lo contrario, éste deberá ser desechado
- g) Se recomienda mantener húmedo el mortero o concreto una vez colocado, durante al menos tres días.

12.7.7 Adición de muros de concreto

12.7.7.1 Se deberá revisar que:

- a) Cuando así se requiera, se construyan los elementos de borde del muro de conformidad con el Proyecto Ejecutivo
- b) El acero transversal de los elementos de borde del muro se coloque con la separación requerida y se remate con dobleces de, al menos, 135 grados
- c) Si se usan anclas, se coloquen de acuerdo con las recomendaciones del fabricante y de 11.5.5 y de 12.7.2 de esta Norma
- d) La longitud de traslape entre el refuerzo del muro y las anclas, sea el establecido en los planos; en su caso, que el refuerzo helicoidal de confinamiento de los traslapes tenga el paso máximo requerido
- e) Se emplee el concreto con la trabajabilidad necesaria para evitar segregación, oquedades u otros defectos durante la colocación y compactación del concreto
- f) No haya oquedades o separación entre el concreto del muro dentro de la crujía y la viga o sistema de piso superior.

12.7.8 Adición de contraventeos de acero

12.7.8.1 Se deberá revisar que:

- a) Se deberá revisar que toda la superficie de concreto se prepare hasta alcanzar una rugosidad como la especificada en los planos de construcción, de al menos, 6 mm (0.25 pulg)
- b) El diámetro y la profundidad del agujero para alojar anclas o conectores sean las especificadas en el Proyecto Ejecutivo, con las tolerancias establecidas por los fabricantes
- c) Se limpie el agujero de polvo y residuos de la perforación para la correcta adhesión de la resina con el concreto existente
- d) Cuando corresponda, rellenar el espacio anular entre el agujero de las placas y el conector con resina epoxi
- e) Se cumpla con lo establecido en el Capítulo 11 de la NTC-Acero. Especialmente se deberá garantizar que las soldaduras de penetración completa cumplan con los espesores y longitud de cordón requerido
- f) En caso de colocar concreto o mortero fluido sin contracción, la cimbra permita la salida de aire y facilite la colocación del material.

Comentario:

La rugosidad de 6 mm (0.25 pulg) de amplitud es equivalente a un perfil de la superficie de concreto CSP10, de acuerdo con ICRI 310.2R.

12.7.9 Adición de contraventeos de acero a base de cables postensados

12.7.9.1 Se deberá revisar que:

- a) El diámetro y la profundidad del agujero para alojar anclas o conectores sean las especificadas en el Proyecto Ejecutivo, con las tolerancias establecidas por los fabricantes
- b) Se limpie el agujero de polvo y residuos de la perforación para la correcta adhesión de la resina con el concreto existente
- c) Cuando corresponda, rellenar el espacio anular entre el agujero de las placas y el conector con resina epoxi
- d) Se cumpla con lo establecido en el Capítulo 11 de la NTC-Acero. Especialmente se deberá garantizar que las soldaduras de penetración completa cumplan con los espesores y longitud de cordón requerido
- e) En caso de colocar concreto o mortero fluido sin contracción, la cimbra permita la salida de aire y facilite la colocación del material
- f) Se tensen los cables de conformidad con el proceso establecido en el Proyecto Ejecutivo
- g) Se recubran los cables como se especifique en el Proyecto Ejecutivo.

12.7.10 Sustitución o adición de muros diafragma de mampostería

12.7.10.1 Se deberá supervisar que:

- a) Si se requiere, se refuerce la cimentación según lo señalado en los planos
- b) El refuerzo longitudinal de los castillos esté adecuadamente anclado en la cimentación y como lo indican los planos
- c) Las anclas o conectores entre el muro diafragma y las columnas y viga se coloquen de conformidad con el proceso constructivo

- d) El concreto tenga el revenimiento suficiente para colocar el concreto evitando oquedades por aire atrapado en la cimbra
- e) De usarse, el mortero fluido sin contracción tenga una resistencia al menos igual a 35 MPa (350 kg/cm²) o 5 MPa (50 kg/cm²) superior a la del marco existente, la que resulte mayor. Se aceptará el uso de un aditivo expansor con una dosificación correspondiente a la mitad de la especificada por el fabricante.

12.7.11 Separación y recorte de pretilas en marcos de concreto o de acero

12.7.11.1 Se deberá supervisar que:

- a) El refuerzo longitudinal del castillo se ancle en los cimientos o losas como lo indican los planos
- b) La separación entre la columna y el nuevo castillo sea mayor o igual que lo especificado en los planos
- c) Se coloque la junta flexible entre columna y pretil rehabilitado.

12.7.12 Adición de elementos confinantes, castillos y dalas, a muros de mampostería

12.7.12.1 Se deberá supervisar que:

- a) Los costados verticales de muro tengan el dentado que se indica en los planos
- b) El refuerzo longitudinal del castillo se ancle en los cimientos, dalas o losas como lo indican los planos
- c) El refuerzo longitudinal de la dala, si existe, se ancle en los castillos extremos como lo indican los planos
- d) Se cuele el concreto en secuencia establecida en los planos.

12.7.13 Sistemas de protección pasiva

12.7.13.1 Se deberá supervisar que:

- a) Se cumplan con las consideraciones de supervisión y aseguramiento de la calidad para nuevos contraventeos de acero incluidos en 12.7.8 de esta Norma
- b) Los disipadores de energía satisfagan las pruebas, en su caso, control de calidad y los criterios de aceptación de 12.2.4.1 de la NTC-Sismo
- c) Se cumplan los requisitos establecidos por los fabricantes de los disipadores.

12.7.14 Aislamiento sísmico de base

12.7.14.1 Se deberá supervisar que:

- a) Se cumplan los requisitos dimensionales, tolerancias y resistencias de nuevos elementos y/o modificaciones de la superestructura y la subestructura
- b) Se satisfagan las especificaciones del fabricante de los aisladores.

13. INSTRUMENTACIÓN DE EDIFICIOS REHABILITADOS

13.1 Se recomienda instrumentar los edificios existentes y/o rehabilitados de acuerdo con los Lineamientos Técnicos para la Instrumentación Sísmica y Geotécnica de Edificios en la Ciudad de México.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

A. INVESTIGACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA PARA FINES DE REHABILITACIÓN

A.1 Requisitos generales

A.1.1 En 4.2 de esta Norma se requiere al Proyectista, con la participación del Director y del Corresponsable, en su caso, si la intensidad del daño lo amerita, la investigación del edificio por rehabilitar. En este apéndice se presentan consideraciones y recomendaciones para lograr una inspección en campo eficaz que permita entender los principales modos de comportamiento que rigen el desempeño de la estructura, así como los tipos e intensidad de daños causados por el sismo u otras acciones.

Comentario:

Como complemento a este apéndice, se sugiere revisar las recomendaciones en INIFED (2020a y 2020b).

A.2 Grieta

A.2.1 La clasificación de la intensidad o magnitud de daño en elementos estructurales de esta Norma requiere que el inspector o Proyectista distingan entre grietas por flexión y por cortante, que puedan identificar grietas verticales en zonas a compresión en muros y columnas, y que sean capaces de diagnosticar grietas que puedan indicar algún deslizamiento a lo largo del traslape de barras de refuerzo.

A.2.2 En la aplicación de esta Norma se requiere medir el ancho de las grietas, el cual es un factor para evaluar la severidad del daño por sismo en una estructura de concreto o de mampostería. Aquí se usan, indistintamente, “ancho de grieta” y “espesor de grieta”.

A.2.3 *Grietas por flexión y por tensión diagonal*

A.2.3.1 Las grietas por flexión son aquéllas que se desarrollan perpendicularmente a los esfuerzos de tensión por flexión. En el caso de segmentos de muro o en columnas, las grietas por flexión son horizontales; en vigas, son verticales. Las grietas por flexión inician en la fibra extrema de la sección y se propagan hacia el interior, en dirección del eje neutro. En el caso de elementos sujetos a desplazamientos cíclicos, a menudo las grietas por flexión se encuentran formando una sola grieta que atraviesa el peralte de la sección.

A.2.3.2 Las grietas por cortante son resultado de los esfuerzos por tensión diagonal al aplicarse las fuerzas de cortante. Estas grietas son inclinadas, formando ángulos entre 35 y 70 grados con respecto a la horizontal. El ángulo de agrietamiento depende de los esfuerzos normales y de la geometría del elemento. En el caso de elementos sujetos a desplazamientos cíclicos, como los impuestos por el sismo, es frecuente que se crucen formando un patrón en forma de X.

A.2.3.3 En ocasiones, las grietas por flexión se conectan con las grietas inclinadas. Un caso característico es en muros, en los cuales las grietas horizontales a cierta altura se inclinan conforme se propagan hacia el centro del muro. En estos casos, se deberán medir las grietas por flexión y por cortante de forma separada.

A.2.3.4 Se deberá tener presente que, en un inicio, las grietas se pueden explicar mediante las relaciones de esfuerzos representadas en el círculo de Mohr. Conforme aumenta el agrietamiento, los patrones y la orientación de los esfuerzos son afectados por el acero de refuerzo del elemento.

A.2.4 *Profundidad total o parcial de grietas*

A.2.4.1 La clasificación del daño en edificios de concreto y mampostería de esta Norma supone que las grietas por flexión y por cortante se extienden en todo el espesor (en el caso de muros) o ancho (en vigas y columnas). Además, se considera que el espesor de la grieta es similar en caras opuestas del elemento. Es probable que las fuerzas inducidas por sismo en el plano y fuera del plano del elemento ocasionen que las grietas estén abiertas en una cara y queden cerradas o con menor espesor en la cara opuesta. En esos casos, una opción aceptable es usar el promedio del espesor de las grietas medidas en caras opuestas. Otra opción, más conservadora, es usar la grieta con el mayor espesor.

A.2.5 Agrietamiento como precursor del desconchamiento

A.2.5.1 El agrietamiento en las zonas a compresión es precursor del desconchamiento del concreto o la mampostería. Dichas grietas son paralelas a los esfuerzos principales a compresión. Se desarrollan cuando las deformaciones unitarias a compresión en el concreto o mampostería son superiores a entre 0.003 y 0.005. Tal agrietamiento es indicativo de una intensidad mayor del daño por clasificarse en la presente Norma. Este agrietamiento ocurre en los extremos de las zonas de articulación plástica en modos de comportamiento controlados por flexión y en fallas por aplastamiento diagonal (del alma del muro o en columnas o vigas) en comportamientos controlados por fuerza (cortante).

A.2.5.2 En el caso de elementos que se comportan a flexión, estas grietas son verticales en muros y columnas, y horizontales en vigas. Las grietas ocurren cerca de las fibras extremas a tensión. Ocurren con menor frecuencia en vigas, ya que su carga axial es baja.

A.2.5.3 El agrietamiento en zonas de compresión suele confundirse con grietas asociadas a deslizamiento de traslapes. Algunas diferencias entre ellas son las indicadas en la tabla A.2.5.3.

Tabla A.2.5.3 - Diferencias entre grietas de compresión y por falla de adherencia

Grietas precursoras de desconchamiento en zonas a compresión	Grietas por falla de adherencia o por deslizamiento de traslapes
<ul style="list-style-type: none"> • Ocurren ante deformaciones de compresión elevadas • Son usualmente cortas • Aparecen en las fibras extremas de una sección, comúnmente dentro del recubrimiento de concreto 	<ul style="list-style-type: none"> • Aparecen en la ubicación de refuerzo longitudinal susceptible a fallas por adherencia o por deslizamiento de barras traslapadas. Es el caso de barras de grandes diámetros o traslapes con longitudes insuficientes • Tiene a ser relativamente largas y rectas, siendo paralelas a las barras, Se original junto al refuerzo y se propagan hacia la superficie de concreto

A.2.5.4 El agrietamiento inclinado en el alma de un muro o hacia el centro de la altura de una columna puede ser precursor de una falla por compresión diagonal. A diferencia de las grietas por tensión diagonal, estas grietas no se abren mucho. Conforme aumenta el daño, las grietas evolucionan en un desconchamiento del concreto o mampostería.

A.2.5.5 Esto es producto de la reducción de la resistencia a la compresión del concreto o de la mampostería en presencia de deformaciones transversales a tensión.

A.2.6 Grietas de adherencia en zonas de traslapes

A.2.6.1 Si los traslapes tienen longitudes insuficientes para desarrollar las fuerzas de tensión en el acero de refuerzo, las barras traslapadas deslizan entre sí. La evidencia de este deslizamiento son grietas longitudinales, paralelas al traslape, que se forman adyacentes al refuerzo y migran hacia la superficie del concreto. Este agrietamiento coincide con la ubicación de los traslapes de refuerzo.

A.2.7 Espesores de grieta

A.2.7.1 En esta Norma, la intensidad del daño en estructuras de concreto y mampostería se clasifica dependiendo del ancho de grieta. Es por ello que, para definir el nivel de daño y sus consecuencias en la capacidad de la estructura, se deberá medir el máximo espesor de las grietas.

A.2.7.2 Cuando se tienen muchas grietas hay que considerar la grieta con el mayor espesor del tipo considerado (es decir, por flexión o por cortante) para definir el nivel de daño.

A.2.7.3 El máximo espesor de una grieta puede ser considerablemente mayor que el promedio del ancho de grietas paralelas. Si bien el espesor promedio puede ser un mejor indicador de la deformación unitaria promedio en el refuerzo, el ancho máximo

es considerado como una mejor referencia de la máxima deformación en el refuerzo y, en general, de la intensidad de daño. La concentración de deformación en una o dos grietas de gran espesor indica un modo de comportamiento indeseable y daño más serio que cuando la deformación tiene una distribución más uniforme y se observan varias grietas paralelas menos anchas, lo cual indica un mejor desempeño sísmico.

A.2.7.4 La clasificación del daño en función del espesor de grietas se basa en comparar el daño medido en experimentos de elementos de concreto y mampostería. Se reconoce que el ancho residual de la grieta, medido después de un sismo, puede ser menor que el máximo espesor que puede ocurrir durante el sismo.

Comentario:

Es usual referir el nivel de daño al tamaño de grietas medidas en experimentos en laboratorio. Se recomienda tener cuidado ya que usualmente las grietas reportadas fueron medidas en el pico de ciclos de la historia de carga (a la máxima distorsión o carga de ese semiciclo). En experimentos de años pasados, no era frecuente medir las grietas residuales, ante cero carga lateral.

A.3 Planeación de la investigación

A.3.1 El éxito de la investigación en campo depende de una planeación cuidadosa de los aspectos por revisar. Es probable que la investigación requiera varias visitas, de modo de contar con la información completa necesaria.

A.3.2 Equipamiento y herramientas de los inspectores

A.3.2.1 En la tabla A.3.2.1 se enlistan los equipos y herramientas que deberán usar los inspectores.

Tabla A.3.2.1 – Equipo y herramientas del inspector

Objetos personales	
Esenciales	<ul style="list-style-type: none"> • Identificación persona • Identificación oficial o de la entidad que representa • Anteojos, anteojos de seguridad • Casco de seguridad • Botas o zapatos con protección en la punta • Chaleco de seguridad con cintas reflectantes y/o colores altamente visibles • Ropa y equipo contra lluvia • Tapabocas contra polvo • Guantes de tela • Guantes desechables • Mochila
Sugeridos	<ul style="list-style-type: none"> • Cantimplora, termo • Crema con protección solar • Repelente de moscos • Antivenenos para mordedura de serpientes y picadura de alacranes
Equipo de campo	
Esenciales	<ul style="list-style-type: none"> • Linterna con batería de repuesto • Localizador GPS • Cámara electrónica con baterías extra • Flexómetro • Distanciómetro láser • Binoculares • Navaja multiusos
Sugeridos	<ul style="list-style-type: none"> • Portapapeles • Papel, block de notas con protección contra agua

	<ul style="list-style-type: none"> • Bolígrafos, lápices • Radio portátil • Laptop o tableta electrónica • Brújula
--	--

A.4 Procedimiento sugerido para la investigación

A.4.1 En A.4.1.1 se presenta un procedimiento sugerido para ejecutar la inspección en campo con fines de rehabilitación. El alcance, detalle y orden sugerido se podrán modificar según las condiciones particulares del edificio por rehabilitar. La inspección se realizará desde el piso inferior a los niveles superiores. Antes de ingresar a cada nivel deberá tomarse una fotografía general del nivel con una referencia que identifique el número de piso.

A.4.1.1 Se propone, como lista indicativa, lo siguiente:

- a) Hacer fotografías de fachadas frontales, posteriores y laterales, de ser posible
- b) Revisar las colindancias de la edificación
 - 1) Medir la colindancia
 - 2) Verificar si tiene tapajuntas
 - 3) Revisar si la junta está limpia o existen obstrucciones
 - 4) Evaluar si es propenso a golpeteo
 - 5) Medir, a ojo, la altura de edificios vecinos
 - 6) Verificar si las losas de edificios vecinos coinciden con las del edificio evaluado o con sus columnas
- c) Revisar problemas geotécnicos, con su documentación fotográfica
 - 1) Hundimientos (falla rotacional generalizada, por punzonamiento, local, desplazamiento horizontal)
 - 2) Emersión
 - 3) Inclinación
 - 4) Agrietamiento en suelos
 - 5) Cimentaciones con filtraciones de agua o inundadas
 - 6) Desplazamiento lateral causado por licuación
 - 7) Inestabilidad de laderas (caídos, flujos)
 - 8) Árboles inclinados o emergidos
 - 9) Movimientos del terreno adyacente a fallas superficiales
- d) Confirmar información del proyecto original
 - 1) Fecha de construcción
 - 2) Diseñador
 - 3) Planos estructurales, arquitectónicos, memorias (solicitar la información)
 - 4) Verificar el uso del edificio en nivel uno (PB), niveles intermedios y nivel superior
 - 5) Sistema estructural (especificar si hay variaciones del sistema estructural en elevación)
- e) Identificar vulnerabilidades
 - 1) Identificar la posición en manzana (esquina, medio, aislado)
 - 2) Identificar:
 - i) Sistema estructural resistente a cargas gravitacionales (SERCG)
 - ii) Sistema estructural resistente a fuerzas laterales (SERFL), si es distinto del SERCG
 - iii) Tipo de cimentación y la profundidad.
 - iv) Tipo de sistema de piso. Prestar atención a la posible presencia de losas planas macizas o aligeradas.
 - 3) Hacer un croquis de todas las plantas donde se identifique la ubicación de los elementos sismo-resistentes y su posición respecto a ejes ortogonales principales
 - 4) Medir largo y ancho de todas las plantas
 - 5) Medir altura total del edificio, altura del primer nivel y alturas de entresijos
 - 6) Contar el número de niveles sobre nivel de banqueta
 - 7) Contar el número de sótanos y profundidad de sótanos
 - 8) Medir dimensiones de los elementos estructurales en todos los niveles en forma aleatoria (columnas, vigas, castillos, dalas, losas, muros de carga, muros divisorios, muros diafragma)

- 9) Identificar características y, en su caso, determinar las propiedades de los materiales de los elementos estructurales (columnas, vigas, castillos, dalas, losas, muros de carga, muros divisorios, muros diafragma)
 - 10) Existencia de mecanismo de transmisión de cargas directo
 - 11) Revisar que:
 - i) Diafragmas horizontales puedan transmitir fuerzas a elementos verticales
 - ii) Los elementos verticales del SERFL puedan transmitir las fuerzas a la cimentación
 - iii) La cimentación transmite las fuerzas al suelo.
 - 12) Irregularidades verticales:
 - i) Identificar cambios de rigideces en entrepisos contiguos
 - ii) Revisar la existencia de planta baja débil
 - iii) Revisar si existen marcos o muros que no lleguen a la cimentación
 - iv) Revisar la distribución del peso en cada nivel e identificar concentraciones en un piso
 - v) Revisar si el edificio cuenta con cisternas o tanques elevados de agua (tinacos) o gas en la azotea
 - vi) Identificar cambios de geometría en elevación (recesos, discontinuidades)
 - vii) Revisar la existencia de un mezanine
 - viii) Identificar si hay columnas/muros con diferentes alturas en un mismo nivel o no son continuos de un piso a otro
 - ix) Revisar la ocurrencia posible de “columnas cortas”
 - 13) Irregularidades en planta:
 - i) Revisar la distribución en planta de elementos verticales de SERFL
 - ii) Medir el largo y ancho de entrantes y salientes (balcones, losas en voladizo)
 - iii) Medir el largo y ancho de cubos de luz, elevadores y escaleras. Identificar el material constructivo
 - iv) Medir aberturas en niveles de piso y revisar si sus posiciones difieren entre un piso y otro
 - v) Revisar cambios de geometría de plantas en elevación
 - vi) Levantar información para una posterior revisión del sistema de piso como diafragma rígido
 - 14) Falta de redundancia.
 - i) Estructuración de péndulo invertido
 - ii) Existencia de un elemento o subsistema ostensiblemente más resistente que el resto, en la planta
 - 15) Falta de capacidad de deformación inelástica
 - i) Fenómeno de “columna corta”
 - ii) Sistema de columnas débiles – vigas fuertes
- f) Evaluar daños
- Asignar clave a los elementos estructurales. Ejemplo: E3S-N1, donde:
- E3 es la posición respecto a los ejes ortogonales, considerando los números en dirección X (3, en este caso) y las letras en dirección Y (E, en este ejemplo).
- Siendo N es el norte geográfico, se deberá identificar las caras norte (N), sur (S), este (E) y oeste (O) para cada elemento y hacer las mediciones en cada cara.
- N1 es el número de nivel. El nivel 3, por ejemplo, corresponde al que tiene como techo a la tercera losa contada a partir del nivel de banqueta
- Observar, medir y registrar los atributos siguientes:
- 1) Fallas en cimentación
 - 2) Golpeteo
 - 3) Colapso parcial
 - 4) Medir las deflexiones laterales de cada entrepiso si son evidentes
 - 5) Daños en elementos estructurales tipo columnas, vigas, vigas de acoplamiento, castillos y dalas, incluyendo en elementos estructurales de la cimentación
 - i) Acero expuesto
 - ii) Acero pandeado
 - iii) Aplastamiento del concreto
 - iv) Pandeo de la columna
 - v) Medir grietas
 - 6) Daños en muros de carga y diafragma
 - i) Acero expuesto

- ii) Acero pandeado
- iii) Aplastamiento del concreto
- iv) Pandeo del muro
- v) Volteo del muro
- vi) Medir grietas
- 7) Daños en conexiones
 - i) Acero expuesto
 - ii) Acero pandeado
 - iii) Aplastamiento del concreto
 - iv) Medir grietas
- 8) Daños en losas
 - i) Acero expuesto
 - ii) Acero pandeado
 - iii) Medir grietas
- 9) Daños en exteriores
 - i) Vidrios
 - ii) Torres de anuncios
 - iii) Antenas de telecomunicaciones
 - iv) Acabados
 - v) Fachadas
 - vi) Balcones
 - vii) Pretilas
 - viii) Tanques elevados
 - ix) Bardas
 - x) Salidas de emergencias
- 10) Daños en interiores
 - i) Muros divisorios
 - ii) Plafones
 - iii) Lámparas
 - iv) Cubos de escaleras, elevadores, luz
 - v) Instalaciones
 - vi) Fugas o derrames de materiales peligrosos
- 11) Deterioro de los materiales
 - i) Por edad
 - ii) Por falta de mantenimiento
 - iii) Por corrosión
- g) Rehabilitación previa del edificio
 - 1) Año(s) de rehabilitación
 - 2) Técnica(s) empleada(s)

Espacio en blanco dejado de manera intencional

B. CLASIFICACIÓN DE LA INTENSIDAD DEL DAÑO EN EDIFICIOS

B.1 Edificios de mampostería

B.1.1 Para fines evaluación, se considerarán estructuras existentes de mampostería simple y confinada sin refuerzo horizontal cuyo comportamiento esté controlado por tensión diagonal pura.

Comentario:

Tensión diagonal pura es el modo de comportamiento más usual en este tipo de edificaciones. Se recomienda consultar en INIFED (2020b) los distintos modos de comportamiento de estructuras de mampostería en sus diferentes modalidades.

B.1.2 En caso de evaluar una estructura de mampostería confinada con refuerzo horizontal o de mampostería reforzada interiormente, se aceptará usar los criterios para mampostería confinada sin refuerzo horizontal siempre que el modo de comportamiento sea por tensión diagonal. En las tablas B.1.2.a y B.1.2.b se presentan las descripciones del daño y los factores λ aplicables a estructuras de mampostería simple y de mampostería confinada sin refuerzo horizontal.

En estas tablas:

G: grieta perpendicular al eje, usualmente por flexión

GI: grieta inclinada

DR: desplazamiento horizontal residual de la estructura o del entrepiso más deformado

λ_D : factor reductivo de la capacidad de desplazamiento en función del nivel de daño en el elemento estructural

λ_K : factor reductivo de la rigidez lateral que depende del nivel de daño en el elemento estructural

λ_R : factor reductivo de la resistencia lateral en función del nivel de daño del elemento estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla B.1.2.a – Descripción del daño y factores λ para edificios de mampostería simple



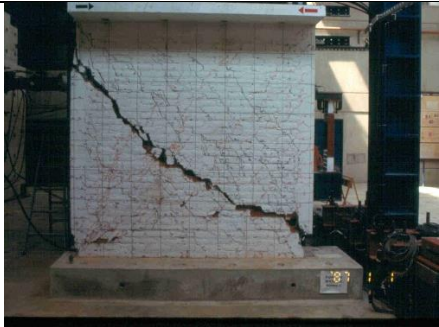

Modo de comportamiento	Daño característico	Nivel de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Tensión diagonal pura	 <p>Fuente: cortesía de (INIFED 2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1$ mm 	1.0	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 5$ mm 	0.8	0.9	1.0
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 5$ mm y Aplastamiento / desconchamiento mampostería y/o $DR > 0.002$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 	0.4	0.8	0.7
Agrietamiento vertical y flexión fuera de plano	 <p>Fuente: archivo personal de Sergio Alcocer (1999).</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $G < 1$ mm horizontal en plano del muro o vertical en esquina 	1.0	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $G < 3$ mm 	0.9	0.9	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 3$ mm y Aplastamiento / desconchamiento piezas y/o Desfase fuera de plano > 10 mm 	0.6	0.6	0.6

Tabla B.1.2.b – Descripción del daño y factores λ para edificios de mampostería confinada sin refuerzo horizontal

Modo de comportamiento	Daño característico	Nivel de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Flexión-tensión diagonal	 Fuente: archivo personal de Sergio Alcocer (1997)	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1.5$ mm en centro del muro • G de flexión < 1.5 mm 	0.8	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 5$ mm 	0.5	0.9	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 5$ mm y • Penetración de GI en extremos de castillos y • Aplastamiento/desconchamiento mampostería y/o • $DR > 0.005$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 	0.2	0.5	0.7
Tensión diagonal pura	 Fuente: cortesía de INIFED (2019)	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 1$ mm en centro del muro 	0.6	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 5$ mm siguiendo las diagonales del muro 	0.5	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 5$ mm y • Penetración de GI en extremos de castillos y • Aplastamiento/desconchamiento mampostería y/o • $DR > 0.005$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 	0.2	0.3	0.7

B.2 Edificios de concreto

B.2.1 En el caso de edificios de concreto, la evaluación considerará los modos de comportamiento siguientes:

- a) Flexión-tensión diagonal en columnas y muros
- b) Tensión diagonal pura en columnas y muros
- c) Flexión y falla de compresión en extremo de columna
- d) Flexión y falla por adherencia en traslapes de columnas
- e) Fallas por cortante de uniones viga-columna
- f) Falla por cortante/punzonamiento en losas planas unidas por columnas.

B.2.2 En las tablas B.2.2.a a B.2.2.c se presentan fotografías representativas del modo de comportamiento, la descripción del daño y los factores reductivos λ para edificios a base de muros de concreto, de marcos de concreto y de losas planas unidas por columnas, respectivamente. En estas tablas:

G: grieta perpendicular al eje, usualmente por flexión

GI: grieta inclinada

DR: desplazamiento horizontal residual de la estructura o del entrepiso más deformado

ND: no disponible (para este nivel de daño los valores de λ son cercanos a cero)

λ_D : factor reductivo de la capacidad de desplazamiento en función del nivel de daño en el elemento estructural

λ_K : factor reductivo de la rigidez lateral que depende del nivel de daño en el elemento estructural

λ_R : factor reductivo de la resistencia lateral en función del nivel de daño del elemento estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla B.2.2.a – Descripción del daño y factores λ para edificios a base de muros de concreto








Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Flexión-tensión diagonal en muros	 <p>Fuente: cortesía de Alfredo Sánchez (2020).</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1.5$ mm y G flexión < 3 mm 	0.8	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 3$ mm y G flexión < 5 mm 	0.5	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 3$ mm en pocas grietas y G flexión > 5 mm y Posible fractura del refuerzo 	0.2	0.3	0.7
Tensión diagonal pura en muros	 <p>Fuente: cortesía de Alfredo Sánchez (2020).</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1.5$ mm 	0.7	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 3$ mm 	0.5	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 3$ mm en pocas grietas y Aplastamiento en extremos de grieta y Posible fractura del refuerzo 	0.2	0.3	0.7

Tabla B.2.2.b – Descripción del daño y factores λ para edificios de marcos de concreto

Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Flexión-tensión diagonal en columnas	 <p>Fuente: cortesía de Halil Sezen (2020)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 0.5$ mm y G por flexión < 1 mm 	0.8	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 2$ mm y G flexión < 2 mm y $GI > 1.5$ mm o desconchamiento concreto en extremos de columna 	0.5	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 2$ mm concentradas en unas cuantas grietas Posible fractura del acero 	0.2	0.3	0.7
Tensión diagonal pura en columnas	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 0.5$ mm y G por flexión < 1 mm 	0.6	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 1.5$ mm y G flexión < 2 mm 	0.5	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 1.5$ mm concentrada en una o en pocas grietas y Aplastamiento en extremo de grieta y Posible fractura y/o apertura de estribos con dobléz a 90 grados. Posible pandeo del refuerzo longitudinal. 	ND	ND	ND
Flexión y falla de compresión en extremo de columna		Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 0.5$ mm y G por flexión < 1 mm y Desconchamiento incipiente 	0.8	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $GI < 1.5$ mm y $G < 2$ mm y Desconchamiento limitado 	0.5	0.8	0.8
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $GI > 2$ mm, 	0.2	0.3	0.7

	 <p>Fuente: archivo personal de Sergio Alcocer (1997).</p>		<ul style="list-style-type: none"> • $G > 2 \text{ mm}$ y • Desconchamiento significativo y • Posible pandeo del refuerzo y • $DR > 0.02$ veces la altura del edificio o del entrepiso más deformado. 			
<p>Flexión y falla en traslapes de columnas</p>	  <p>Fuente: archivo personal de Sergio Alcocer (1999)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $G < 0.5 \text{ mm}$ • Sin agrietamiento ni desconchamiento vertical 	0.8	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $G < 2 \text{ mm}$ • G vertical sobre traslape $> 1 \text{ mm}$ 	0.4	0.6	0.8
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $G > 2 \text{ mm}$ • G vertical sobre traslape $> 1 \text{ mm}$ y • Desconchamiento a lo largo del traslape y • Deslizamiento visible 	<i>ND</i>	<i>ND</i>	<i>ND</i>

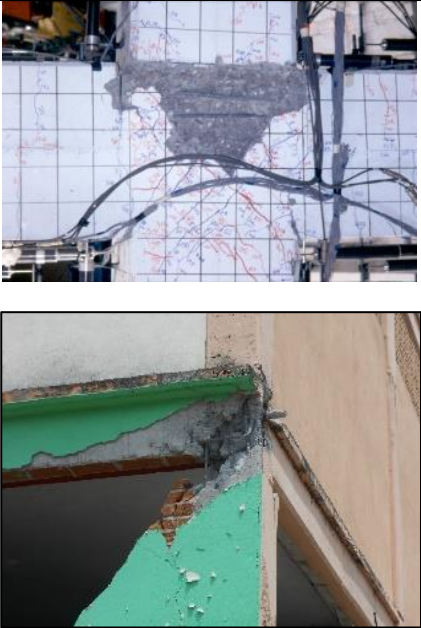

Fallas por cortante de uniones viga-columna		Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 0.5$ mm 	0.6	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • $GI < 2$ mm 	0.5	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • $GI > 2$ mm y • Aplastamiento / Desconchamiento concreto 	0.2	0.3	0.7
		Fuente: cortesía del CENAPRED (2019) y cortesía de James O. Jirsa (b. 1985)				

Tabla B.2.2.c – Descripción del daño y factores λ para edificios con columnas unidas con losas planas de concreto

Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Cortante/punzonamiento en losas planas	 <p>Fuente: Archivo personal de Sergio Alcocer, 1985</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> $G < 0.5$ mm radiales desde la columna en la cara superior de la losa $G < 0.2$ mm en la cara inferior de la losa 	0.6	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> $G < 1.25$ mm radiales desde la columna y a lo ancho de la losa, en la cara superior de la losa y $G < 0.5$ mm en la cara inferior de la losa, en la cara de la columna o capitel, si existe, y desconchamiento incipiente 	0.4	0.7	0.8
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> $G > 3$ mm concentradas en pocas grietas en la cara superior y Agrietamiento a una distancia del orden de una vez el peralte de la losa, siguiendo la forma de la sección transversal de la columna (grietas concéntricas) Desconchamiento y/o aplastamiento extendido del concreto en la cara superior de la losa, frecuentemente en forma de mariposa o de la sección transversal de la columna y Desconchamiento y/o aplastamiento localizado del concreto en la cara inferior de la losa junto a la columna (o capitel de columna, si existe) y Refuerzo del lecho superior de la losa doblado 	ND	ND	ND

B.3 Edificios de marcos de concreto o de acero con muros diafragma

B.3.1 En la evaluación se consideran los siguientes modos de comportamiento en edificios existentes de marcos de concreto o de acero con muros diafragma:

- a) Aplastamiento de mampostería en esquina de muros diafragma (marcos de concreto o de acero)
- b) Tensión diagonal en el muro diafragma (marcos de concreto o de acero)
- c) Daño por cortante en columnas o en unión viga-columna de marcos de concreto con muros diafragma.

B.3.2 En la tabla B.3.2 se presentan fotografías representativas del modo de comportamiento, la descripción del daño y los factores reductivos λ para edificios de marcos de concreto o de acero con muros diafragma. En estas tablas:

G: grieta perpendicular al eje, usualmente por flexión

GI: grieta inclinada

ND: no disponible (para este nivel de daño los valores de λ son cercanos a cero)




λ_D : factor reductivo de la capacidad de desplazamiento en función del nivel de daño en el elemento estructural



λ_K : factor reductivo de la rigidez lateral que depende del nivel de daño en el elemento estructural

λ_R : factor reductivo de la resistencia lateral en función del nivel de daño del elemento estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla B.3.2 – Descripción del daño y factores λ para edificios de marcos de concreto o de acero con muros diafragma

Modo de comportamiento	Daño característico	Intensidad de daño	Descripción del daño (uno o más elementos)	Factor reductivo λ		
				λ_K	λ_R	λ_D
Aplastamiento de mampostería en esquina de muros diafragma (marcos de concreto o de acero)	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> Separación de mortero alrededor del muro 	0.9	0.9	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> Aplastamiento mortero y Agrietamiento piezas 	0.6	0.8	0.8
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> Desconchamiento piezas GI en mampostería y Posible deslizamiento sobre juntas 	0.5	0.7	0.7
Tensión diagonal en muros diafragma (marcos de concreto o de acero)	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> GI < 1 mm 	0.7	0.9	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> GI < 1 mm y Aplastamiento mortero 	0.4	0.8	0.9
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> GI > 3 mm y Aplastamiento y deslizamiento de piezas 	0.2	0.5	0.8
Daño por cortante en columnas o en unión viga-columna de marcos de concreto con muros diafragma	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> GI < 1 mm en nudo y/o columna y Separación de mortero a lo largo del marco 	0.9	0.9	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> GI > 3 mm en nudo y/o columna (a lo largo de dos peraltes de la columna) Posible desconchamiento del recubrimiento de concreto 	0.7	0.7	0.4
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> GI > 5 mm en el nudo y/o columna y Desconchamiento concreto y 	0.4	0.2	0.4

	 <p>Fuente: Cortesía de INIFED (2019)</p>		<ul style="list-style-type: none"> • Posible agrietamiento y aplastamiento de mampostería • En el caso de columnas, fractura de estribos o apertura de éstos si tienen dobles de 90 grados 			
<p>Daño en la conexión del marco de acero con muros diafragma</p>	 <p>Fuente: Cortesía de David Murià (2018).</p>	Nulo	<ul style="list-style-type: none"> • Sin daño 	1.0	1.0	1.0
		Ligero	<ul style="list-style-type: none"> • Fluencia de la conexión (búsquese escamas de pintura) 	0.9	1.0	1.0
		Moderado	<ul style="list-style-type: none"> • Acción de palanca y deslizamiento de la conexión 	0.9	0.8	0.8
		Severo	<ul style="list-style-type: none"> • Fractura de conexión y • Posible agrietamiento y aplastamiento en esquina del muro 	<i>ND</i>	<i>ND</i>	<i>ND</i>

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS

Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa (INIFED)

Daños en estructuras atípicas, en estados con alta vulnerabilidad sísmica, 2019a
Daños en la INFE en estados con alta vulnerabilidad sísmica, 2019b
Evaluación postsísmica de la infraestructura física educativa (Manual de campo), 2021a
Evaluación postsísmica de la infraestructura física educativa (Volumen 1), 2021b
Evaluación postsísmica de la infraestructura física educativa (Volumen 2), 2021c
Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México. Guía Técnica, 2021d

Se pueden consultar en: http://www.resilienciasismica.unam.mx/normas_guias.html

American Concrete Institute (ACI)

ACI PRC-214.4-21 — Guide for Obtaining Cores and interpreting Compressive Strength Results
ACI PRC-222.2-14 — Report on Corrosion of Prestressing Steels
ACI PRC-228.2-13 — Report on Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures
ACI PRC-423.4-14 — Report on Corrosion and Repair of Unbonded Single-Strand Tendons
ACI PRC-440.7-22 — Guide for Design & Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures
ACI PRC-544.4-18 — Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete

American Institute for Steel Construction (AISC)

AISC 358-16 — Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications

American Petroleum Institute (API)

API 650 - Welded steel tanks for oil storage, 1998

American Society of Heating, Refrigeration, and Air Conditioning Engineers (ASHRAE)

ASHRAE RP-812 – A Practical Guide to Seismic Restraint, 1999

American Water Works Association (AWWA)

AWWA D100- Standard for Welded Carbon Steel Tanks for Water Storage, 1996

Applied Technology Council (ATC)

ATC, 2021, “Methodology for Assessment of Functional Recovery Time,” Applied Technology Council, Redwood City, CA.
ATC-138 Support of Performance-Based Seismic Design of Building
ATC 145.2, 2021, “Resilient Repair Guide Source Report: Post-Earthquake Assessment of Reinforced Concrete Buildings, ATC-145-2,” Applied Technology Council, Redwood City, CA. <https://www.atcouncil.org/docman/atc-145/314-resilient-repair-guide-source-report-postearthquake-assessment-of-reinforced-concrete-building>

Ceilings and Interior Systems Construction Association (CISCA)

CISCA – Recommendations for Direct-Hung Acoustical and Lay-in Panel Ceilings, Seismic Zones 3-4, 1990

Federal Emergency Management Agency (FEMA)

FEMA 172 – NEHRP Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 1992
FEMA 351 - Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, 2000

FEMA 450 – NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 2004
FEMA 547 - Techniques for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 2006
FEMA E-74 - Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage, a Practical Guide, 2011
FEMA P-58 - Seismic Performance Assessment of Buildings, 2012
FEMA P-2018 – Seismic Evaluation of Older Concrete Buildings for Collapse Potential, 2018
FEMA P-2090 - Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time, 2021

International Concrete Repair Institute (ICRI)

ICRI 310.2R-2013 – Selección y especificación de la preparación de la superficie de concreto para sellados, recubrimientos, revestimientos de polímeros y reparación de concreto
ICRI 320.3R-2022 — Guideline for Inorganic Repair Material Data Sheet Protocol
ICRI 320.6 — Evaluation and Repair of Unbonded Post-Tensioned Concrete Structures

National Fire Protection Association (NFPA)

Standard for the Installations of Sprinkler Systems, 2013

National Institute of Standards and Technology (NIST)

NIST SP-1254 – Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time

Post-Tensioning Institute (PTI)

PTI DC80.2-10 — Guide for Creating Openings and Penetrations in Existing Slabs with Unbonded PT
PTI DC80.3 — Guide for Evaluation and Repair of Unbonded PT Concrete Structures

Documentos o referencias de autor

Akkar, S., Ilki, A., Goksu, C., y Erdik, M., 2021, “Advances in Assessment and Modeling of Earthquake Loss,” Springer Tracts in Civil Engineering, Springer, ISBN 2366-2603, <https://doi.org/10.1007/978-3-030-68813-4>, 315 pp.

Alcaraz-Vázquez, J., Andrade, J.E., Gómez-Díaz, A., González, V.Y., Palma, S., Vargas-Altamirano, C.F., Gómez, J.J., Contreras-Reyes, O., y Alcocer, S.M., 2023, “Experimental Study on Non-Ductile Reinforced Concrete Columns Strengthened with Latticed Steel Jacketing,” *fib* Symposium, Istanbul, Turkey, 10 pp.

Alcocer S.M., y Jirsa J.O., 1993, “Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing,” *ACI Structural Journal*, American Concrete Institute, vol. 90, no. 3, EUA, ISSN 0889-3241, mayo, pp. 249-261.

Alcocer S.M., 1993, “R/C Frame Connections Rehabilitated by Jacketing,” *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 119, no. 5, EUA, ISSN 0733-9445, mayo, pp. 1413-1431.

Alcocer, S. M., 1985, Comunicación personal.

Alcocer, S. M., 1997, Comunicación personal.

Alcocer, S. M., 1999, Comunicación personal.

Castro, P., 2001, “Corrosión en estructuras de concreto armado Teoría, inspección, diagnóstico, vida útil y reparaciones,” Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, ISBN 968-464-096-X, 126 pp.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), 2019, Comunicación personal.

Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), 1987, “Diseño Geotécnico (Vol. 1),” México: Secretaría de Obras, Departamento del Distrito Federal.

Cruz, V., 2022, “Modelos de cálculo de resistencia a momento flexionante y fuerza cortante de columnas rehabilitadas con encamisado de concreto reforzado”, Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México, Disponible en: <http://132.248.9.195/ptd2022/octubre/0831848/Index.html>

Del Rey, E., Ingham, J. M., Smith, S. T., Kanitkar, R. y Griffith, M. C., 2017, “A design approach for FRP anchors in FRP-strengthened RC structures. The 13th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structure (FRPRCS-13),” Anaheim, California, EUA

Flores, L. E., Pacheco, M. A. y Carrillo, J., 2012, “Rehabilitación de muros de mampostería de piezas multiperforadas reforzados con mortero con fibras o con mortero y malla de alambre,” XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, México.

Flores L., y Alcocer S.M., 2021, “Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada,” Centro Nacional de Prevención de Desastres (SEGOB), Serie de Informes Técnicos, ISBN 970-628-606-3, diciembre, 109 pp.

González, D., 2023, “Análisis de las técnicas empleadas en el proceso de rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de la Ciudad de México”, Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México, https://tesiunam.dgb.unam.mx/F/Y74XYFI8QMRV3YJM8T2ITJVV1AERK799MUKH6HGQPFEKPCE9EA-27785?func=full-set-set&set_number=091595&set_entry=000001&format=999

Jirsa, J. O., 1985, Comunicación personal.

Mayorca P. y Meguro K. (2003). Proposal of a new economic retrofitting method for masonry structures. JSCE Journal of Earthquake Engineering. Tokyo, Japón.

Mena, M., 2005, “Durabilidad de estructuras de concreto en México,” Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, ISBN 968-464-149-4, 139 pp.

Moctezuma, B., 2022, “Rehabilitación sísmica de edificios mediante la adición de muros de concreto reforzado,” Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México, https://tesiunam.dgb.unam.mx/F/5UGKJ5QPK25HPEUXKX92DPYKQTBVJJ56D7XY2RJMU2JYH4BYCB-06058?func=full-set-set&set_number=007176&set_entry=000001&format=999

Murià, D., 2018, Comunicación personal.

Riahi, Z., 2009, “Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design,” Tesis de maestría, The University of British Columbia, Canadá.

Tamez, E., 1988, “Pilotes de control en centrales telefónicas (Reto sísmico publicado por Teléfonos de México),” México.

Ramírez, D., 2022, “Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería,” Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México. Disponible en: <http://132.248.9.195/ptd2022/septiembre/0830684/Index.html>

Rodríguez, M.E., y Botero, J.C., 1995, “Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicanos.” Revista de Ingeniería Sísmica, No. 49, 39-50.

Sánchez, A., 2020, Comunicación personal.

San Juan, M.A., y Castro, P., 2001, “Acción de los agentes químicos y físicos sobre el concreto,” Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, ISBN 968-464-097-8, 46 pp.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE), 2019, “Edificaciones de Mampostería,” Editorial Limusa, Ciudad de México.

Sezen, H., 2020, Comunicación personal.

Zheng, Z., Pan, X., y Bao, X., 2018, “Comparative Assessment of CFRP Retrofit Techniques for RC Frames with Masonry Infills Using Pushover Analysis,” *Arabian Journal for Science and Engineering* 44:4597 - 4612. China

Espacio en blanco dejado de manera intencional

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA LA REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

ÍNDICE

1. CONSIDERACIONES GENERALES	2
1.1 Alcance y contenido.....	2
1.2 Definiciones.....	2
1.3 Marco normativo.....	3
2. PROPÓSITO Y CONSIDERACIONES GENERALES DE LA REVISIÓN Y DEL DICTAMEN	4
2.1 Propósito de la revisión.....	4
2.2 Consideraciones generales de la revisión.....	4
2.3 Propósito y consideraciones generales del dictamen.....	4
3. CLASIFICACIÓN, EVALUACIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LOS CORRESPONSABLES	5
3.1 Clasificación de los corresponsables.....	5
3.2 Evaluación de los candidatos a corresponsables.....	5
3.3 Actualización de los corresponsables.....	5
4. CONOCIMIENTOS Y EXPERIENCIA DE LOS ESPECIALISTAS QUE INTERVIENEN EN LA REVISIÓN	6
4.1 Especialistas en ingeniería estructural.....	6
4.2 Especialistas en ingeniería geotécnica.....	6
4.3 Especialistas en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño.....	6
5. GESTIÓN DE LA REVISIÓN	7
5.1 Contratación de los corresponsables.....	7
5.2 Responsabilidades de la revisión.....	7
6. TIPOS DE PROYECTOS QUE REQUIEREN REVISIÓN	8
7. ALCANCE DE LOS SERVICIOS PROFESIONALES DEL CORRESPONSABLE Y ESPECIALISTAS	10
7.1 Alcance general.....	10
7.2 Alcance de los servicios profesionales del Corresponsable.....	10
7.3 Alcance de los servicios profesionales del Especialista en ingeniería estructural.....	10
7.4 Alcance de los servicios profesionales del Especialista en ingeniería geotécnica.....	11
7.5 Alcance de los servicios profesionales de los Especialistas en peligro sísmico y movimientos del terreno.....	11
8. PROCESO DE REVISIÓN	13
9. RESOLUCIÓN DE CONTROVERSIAS DURANTE LA REVISIÓN	14
9.1 Sobre las controversias durante la Revisión.....	14
9.2 Procedimiento de resolución de controversias.....	14
10. RESULTADO DE LA REVISIÓN	15
10.1 Entrega al Instituto.....	15
11. ALCANCES Y REQUISITOS DE UN DICTAMEN	16
11.1 Solicitud de dictamen.....	16

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance y contenido

1.1.1 Esta Norma contiene los requisitos mínimos para la revisión y la elaboración de dictámenes de la seguridad estructural de las edificaciones y la expedición de la responsiva requerida en el Reglamento.

1.1.2 En este Capítulo se incluyen las definiciones de los conceptos usados en esta Norma, y los señalados en los subsecuentes capítulos:

- a) Capítulo 2, se describen el propósito y las consideraciones generales de la revisión
- b) Capítulo 3, se incluyen los requisitos y procedimientos para la clasificación, evaluación y actualización de los Corresponsables en Seguridad Estructural que tendrán a su cargo la coordinación de la revisión
- c) Capítulo 4, se detallan los conocimientos y experiencia que deben tener los Especialistas que intervengan en la revisión
- d) Capítulo 5, se establece el proceso de contratación del Corresponsable y de pago de derechos por trámite al Instituto de Seguridad de las Construcciones
- e) Capítulo 6, se describen los tipos de proyectos sujetos a revisión y a la participación de Especialistas
- f) Capítulo 7, se presentan los requisitos del alcance, general y específico, de los servicios profesionales de quienes intervienen en la revisión
- g) Capítulo 8, se especifica el proceso de revisión. Los criterios para la resolución de controversias se incluyen en el Capítulo 9
- h) Capítulo 10, se especifican los documentos que deben entregarse al Instituto como resultado de la revisión
- i) Capítulo 11, se especifican los alcances y requisitos que deben cumplirse en la elaboración de un dictamen.

1.2 Definiciones

- a) Comisión, a la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables
- b) Consejo Técnico, al Grupo asesor del Instituto que lo auxiliará en la selección del nivel de los Corresponsables, en la identificación de Especialistas y en la resolución de controversias
- c) Constructor, a la persona física o moral encargada de ejecutar la obra de conformidad con el proyecto ejecutivo autorizado conforme al Reglamento
- d) Corresponsable, al Corresponsable en Seguridad Estructural
- e) Dictamen, a los dictámenes técnicos de estabilidad y de seguridad estructural y a las constancias de seguridad estructural señalados en el Art. 36 del Reglamento
- f) Edificación, a la construcción sobre un predio
- g) Especialista, al profesionista especializado en ingeniería estructural, ingeniería geotécnica o en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño que colabora en la Revisión, bajo la coordinación del Corresponsable, en los temas de su especialidad
- h) Estudio de Mecánica de Suelos, al informe escrito que contiene las características geológicas y geotécnicas del sitio donde se llevará a cabo la obra, campaña de exploración, ensayos, determinación de las características mecánicas del material que compone el subsuelo, investigaciones geofísicas en su caso, y toda la información necesaria a fin de que el ingeniero geotécnico defina la cimentación adecuada para las condiciones del terreno, incluyendo la excavación y las medidas de contención, estabilización del terreno y protección a colindancias
- i) Inmueble, al terreno y construcciones que en él se encuentran
- j) Instituto, al Instituto para la Seguridad de las Construcciones en el Distrito Federal
- k) Ley del Instituto, a la Ley del Instituto para la Seguridad de las Construcciones del Distrito Federal
- l) Norma, a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
- m) Propietario o Poseedor, a la persona física o moral que tiene la propiedad o posesión jurídica de un bien inmueble, donde se pretende realizar alguna construcción, modificar la estructura de la construcción existente o construir una nueva estructura, o en su caso, hacer la revisión de las construcciones existentes
- n) Proyectista, a la persona física con cédula profesional encargada de realizar el proyecto arquitectónico, de estructura o de instalaciones, de conformidad con el Reglamento y sus Normas
- o) Proyecto ejecutivo de obra, al conjunto de planos, memorias descriptivas y de cálculo, catálogo de conceptos, normas y especificaciones que contiene la información y definen los aspectos para la construcción de una obra o instalación
- p) Reglamento, al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

- q) Revisión de Seguridad Estructural, a la comprobación de los estados límite de falla y de servicio de la estructura de obras nuevas o en proceso de construcción definidos en la NTC-Criterios, cuyos alcances se fijan según lo establecido en esta Norma
- r) Tarifas, al monto del pago de derechos por trámite al Instituto.

1.3 Marco normativo

1.3.1 La aplicación de esta Norma es obligatoria y es complementaria a la observancia de las otras Normas del Reglamento, en especial de las relacionadas con las acciones de diseño y con el análisis, diseño y construcción de estructuras con materiales de distintos tipos.

1.3.2 El Instituto es el órgano que coordina y organiza el proceso de revisión y que acredita el nivel de los corresponsables y controla la actuación de los mismos. El Instituto se rige por la Ley del Instituto.

1.3.3 El Instituto contará con un Consejo Técnico que lo auxiliará en la selección del nivel de los corresponsables y en la identificación de Especialistas. Los miembros del Consejo Técnico serán nombrados por el Instituto a propuesta del Comité Asesor en Seguridad Estructural del Distrito Federal y serán: un Presidente, quien será un reconocido especialista en diseño estructural; un Secretario Técnico que recaerá en el Director del Instituto, y tres vocales, reconocidos especialistas en diseño estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

2. PROPÓSITO Y CONSIDERACIONES GENERALES DE LA REVISIÓN Y DEL DICTAMEN

2.1 Propósito de la revisión

2.1.1 El propósito de la revisión de un edificio es a) y b):

- a) Contar con una constancia independiente y objetiva de los aspectos que determinan la seguridad y el adecuado desempeño del edificio y que forman parte del alcance de la Revisión
- b) Identificar si los aspectos de diseño señalados en el alcance de la Revisión satisfacen los requisitos del Reglamento y de sus Normas aplicables.

2.1.2 La revisión será aplicable al proyecto de una estructura nueva por ser construida o al de una estructura existente que será significativamente modificada.

2.1.3 La revisión será coordinada por un Corresponsable quien otorgará su responsiva, la cual será registrada en su carnet que deberá estar vigente de conformidad con lo establecido en el Reglamento. La responsabilidad del diseño estructural y del cumplimiento de los requisitos del Reglamento y de sus Normas será del Proyectista. En ningún caso el Corresponsable de un edificio podrá ser el Proyectista del mismo.

2.2 Consideraciones generales de la revisión

2.2.1 La revisión de un edificio deberá incluir la revisión del sistema estructural y de la cimentación (incluyendo la excavación y las medidas de contención, estabilización del terreno y protección a colindancias) para aquellos casos en que así se requiera en el Capítulo 6 de esta Norma. En los casos señalados en esta Norma en que se requiera la intervención de Especialistas en peligro sísmico, movimientos del terreno o sistemas no convencionales, se deberán cumplir los requisitos señalados en los Capítulos 6 y 7 de esta Norma.

2.3 Propósito y consideraciones generales del dictamen

2.3.1 El propósito de realizar un dictamen de un edificio es contar con una constancia independiente y objetiva del nivel de seguridad estructural de un edificio existente.

2.3.2 El dictamen será elaborado por un Corresponsable y deberá cumplir con los alcances y requisitos establecidos en el Capítulo 11 de esta Norma.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. CLASIFICACIÓN, EVALUACIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LOS CORRESPONSABLES

3.1 Clasificación de los corresponsables

3.1.1 Los corresponsables se clasificarán en dos niveles. El nivel del Corresponsable dependerá de su experiencia profesional y conocimiento de los distintos aspectos del diseño estructural, mismo que deberá ser acreditado mediante exámenes de conocimiento correspondientes al nivel al que pretenda acceder. La clasificación de los corresponsables se indica en 3.1.1.1 y 3.1.1.2.

3.1.1.1 Nivel 1 – son aquellos corresponsables con al menos 5 años de experiencia acreditada en diseño estructural y que aprueben el examen para Nivel 1.

3.1.1.2 Nivel 2 – son los corresponsables con al menos 10 años como corresponsables Nivel 1 y que aprueben los exámenes para Nivel 2.

3.1.2 Los corresponsables podrán a) y b):

- a) Realizar dictámenes (incluye a los dictámenes técnicos de estabilidad y de seguridad estructural y a las constancias de seguridad estructural señalados en el Reglamento)
- b) Realizar y coordinar las revisiones de proyectos especificados para su Nivel en el Capítulo 6.

3.2 Evaluación de los candidatos a corresponsables

3.2.1 Para ingresar al Nivel 1, se requiere haber cumplido con los requisitos establecidos en el Reglamento.

3.2.2 Para ingresar al Nivel 2, el Corresponsable deberá aprobar los exámenes de conocimientos que aplique el Instituto, mediante la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables. El Instituto se apoyará en su Consejo Técnico para preparar los exámenes de conocimientos.

3.3 Actualización de los corresponsables

3.3.1 Con relación al refrendo del registro como Corresponsable, la actualización profesional se considerará válida si incluye la constancia de aprobación de cursos de capacitación y actualización que sean sancionados por el Instituto previamente. Estos cursos deberán ser ofrecidos por entidades externas con la aprobación del Instituto.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4. CONOCIMIENTOS Y EXPERIENCIA DE LOS ESPECIALISTAS QUE INTERVIENEN EN LA REVISIÓN

4.1 Especialistas en ingeniería estructural

4.1.1 Los Especialistas en ingeniería estructural que trabajen bajo la coordinación del Corresponsable deberán tener experiencia en el alcance de la revisión aprobada y el tipo de estructura. Adicionalmente deberán tener experiencia, según lo requiera el proyecto, de manera enunciativa más no limitativa, en a) a g):

- a) Diseño estructural y detallado por sismo
- b) Evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras existentes
- c) Diseño estructural y detallado por viento
- d) Análisis, diseño y detallado de estructuras a base de materiales, sistemas o tecnologías por ser empleadas en el proyecto
- e) Análisis no lineal paso a paso
- f) Diseño por desempeño
- g) Aplicación de recomendaciones provenientes de investigación en ingeniería estructural.

4.2 Especialistas en ingeniería geotécnica

4.2.1 Los Especialistas en ingeniería geotécnica que trabajen bajo la coordinación del Corresponsable deberán tener experiencia en el alcance de la revisión aprobada, y en el tipo de suelo, cimentación y excavación propuestos. Adicionalmente deberán tener experiencia, según lo requiera el proyecto, de manera enunciativa mas no limitativa, en a) a i):

- a) Diseño de sistemas de cimentación y obras subterráneas del tipo propuesto para el proyecto
- b) Interpretación de estudios geotécnicos y geológicos
- c) Deslizamiento de masas térreas y otros peligros de sitio
- d) Soluciones para la contención y estabilización de excavaciones
- e) Mejoramiento de suelos
- f) Presión de tierra estática y dinámica
- g) Desagüe y bombeo de agua
- h) Efectos geotécnicos en estructuras vecinas
- i) Aplicación de recomendaciones provenientes de investigación en ingeniería geotécnica.

4.3 Especialistas en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño

4.3.1 Los Especialistas en peligro sísmico, movimientos del terreno y espectros y acelerogramas de diseño, que trabajen bajo la coordinación del Corresponsable deberán tener experiencia en los temas que relacionados con el alcance de la revisión aprobada, y en los enfoques adoptados en la definición de estos temas. Adicionalmente deberán tener experiencia, según lo requiera el proyecto, de manera enunciativa mas no limitativa, en a) a f):

- a) Requisitos del Reglamento relacionados con peligro sísmico, movimientos del terreno y espectros sísmicos de sitio
- b) Características de fallas geológicas regionales y locales
- c) Efectos de sitio y espectros sísmicos de sitio
- d) Ecuaciones de predicción de movimientos del terreno
- e) Selección y escalamiento de movimientos, y su aplicación en una estructura
- f) Aplicación de recomendaciones provenientes de investigación sobre peligro sísmico y selección y escalamiento de movimientos.

5. GESTIÓN DE LA REVISIÓN

5.1 Contratación de los corresponsables

5.1.1 El Propietario deberá seleccionar, de las listas que publique el Instituto, a un Corresponsable con el nivel correspondiente al tipo de proyecto por diseñar estructuralmente (según 3.1 y el Capítulo 6).

5.1.2 El Corresponsable y el Propietario celebrarán un contrato de prestación de servicios profesionales, en donde se especifique el alcance de la revisión y los honorarios por los servicios del Corresponsable, cumpliendo con los requisitos establecidos en el Capítulo 7 de esta Norma.

5.1.3 El Corresponsable determinará si se requiere la intervención de algún tipo de Especialista en la Revisión (véanse los Capítulos 6 y 7), en cuyo caso él mismo los seleccionará de las listas que publique el Instituto. Cuando se requieran, el Propietario será responsable de la contratación de los Especialistas por la prestación de sus servicios profesionales.

5.1.4 Una vez contratados, el Propietario deberá registrar en el Instituto los nombres del Corresponsable y de los Especialistas, en su caso. El registro deberá acompañarse de una copia firmada de los contratos de prestación de servicios profesionales indicados en 5.1.2 y 5.1.3, en su caso.

5.1.5 El Propietario debe pagar los derechos correspondientes al Instituto por el trámite de registro del proyecto estructural.

5.1.6 Los honorarios por los servicios profesionales del Corresponsable y de los Especialistas se establecerán de común acuerdo con el Propietario, tomando como referencia los aranceles publicados por los colegios de profesionistas y las sociedades técnicas afines.

5.2 Responsabilidades de la revisión

5.2.1 La responsabilidad del diseño estructural, de los documentos de construcción (memorias, planos, etc.) y de demostrar que el diseño cumple con el Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias aplicables es del Proyectista. El Corresponsable y los Especialistas, en su caso, contratados por el propietario, registraran en el Instituto la Revisión del Proyecto Estructural la cual deberá cumplir con lo establecido en 2.1 de esta Norma.

5.2.2 Los informes y documentos del Corresponsable y de los Especialistas no deben ser considerados como documentos para construcción, ni deben ser usados de modo que se implique que el Corresponsable y los Especialistas son responsables del diseño estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

6. TIPOS DE PROYECTOS QUE REQUIEREN REVISIÓN

6.1.1 En la tabla 6.1.1 se indican las características de los proyectos que requieren revisión por parte de un Corresponsable Nivel 1 o Nivel 2, así como el tipo de Especialistas que deben participar en la revisión. El Especialista podrá ser el mismo Corresponsable, cuando cumpla con los requisitos de 3.1, 4.1 y 7.3, adicionalmente a los demás aplicables. Los casos señalados en la tabla 6.1.1 son los establecidos en el Art. 139 del Reglamento. Las zonas indicadas en la tabla 6.1.1 son las definidas en la NTC-Cimentaciones.

Tabla 6.1.1 - Proyectos que requieren Revisión

Proyectos que:	Nivel de Corresponsable, mínimo	Especialistas involucrados en la Revisión		
		Ingeniería Estructural	Ingeniería Geotécnica	Peligro sísmico y movimientos de terreno
Son de edificaciones ubicadas en las zonas I y II con altura menor que 30 m o con área total construida menor que 6 000 m ² , ya sea del Grupo A o del Subgrupo B1	1	Sí	No	No
Son de edificaciones ubicadas en las zonas I y II con altura de entre 30 y 70 m o con área total construida de entre 6 000 y 15 000 m ² , ya sea del Grupo A o del Subgrupo B1	1	Sí	No	No
Son de edificaciones del Subgrupo B2, ubicadas en las zonas I, II y III y que sean clasificadas como regulares o irregulares según la NTC-Sismo; los proyectos a revisar serán seleccionados de manera aleatoria según lo disponga el Instituto	1	Sí	No	No
Son de edificaciones ubicadas en las zonas I y II, con más de 70 m de altura o de 15 000 m ² de área total construida, ya sea del Grupo A o del Subgrupo B1	2	Sí	Sí	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]
Son de edificaciones ubicadas en la zona geotécnica III, con más de 15 m de altura o de 3 000 m ² de área total construida, ya sea del Grupo A o del Subgrupo B1	2	Sí	Sí	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]
Son de edificaciones del Subgrupo B2, ubicadas en las zonas I, II y III que sean clasificadas como fuertemente irregulares según la NTC-Sismo	2	Sí	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]	No
Tienen condiciones de cimentación y/o excavaciones especialmente complejas	2	Sí	Sí	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]
Se diseñan usando espectros de sitio según la NTC-Sismo	2	Sí	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]	Sí
Implican la rehabilitación de monumentos históricos, artísticos y arqueológicos declarados por la Federación o la construcción de edificaciones que puedan afectar a dichos monumentos	2	Sí	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]
Emplean disipadores de energía y/o aislamiento de base, o metodologías de evaluación, diseño y/o rehabilitación por desempeño de acuerdo con NTC-Sismo y NTC-Evaluación y Rehabilitación	2	Sí	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]
Emplean materiales, sistemas, metodologías o tecnologías estructurales no convencionales o no considerados	2	Sí		

directamente en el Reglamento y sus Normas			Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]
Incorporan mejoramiento de suelos	2	No	Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto ^[1]	No

^[1] “Si el Corresponsable lo requiere, con la aprobación del Instituto” se refiere a que el requisito para la revisión depende de varios factores que evaluarán el Corresponsable y el Instituto, como son a) a d):

- a) Tamaño, importancia y nivel de riesgo de la estructura
- b) Características del sitio del sistema de cimentación y de la excavación
- c) Nivel de diferencia con respecto a los requisitos del Reglamento
- d) Configuraciones irregulares o inusuales.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

7. ALCANCE DE LOS SERVICIOS PROFESIONALES DEL CORRESPONSABLE Y ESPECIALISTAS

7.1 Alcance general

7.1.1 El alcance de los servicios profesionales del Corresponsable y de los Especialistas, en su caso, deberá incluir a) a g):

- a) Iniciar la revisión desde el comienzo de la elaboración del diseño estructural por el Proyectista
- b) Participar en reuniones con el Proyectista, los Especialistas, en su caso y, si fuera requerido, con representantes del Instituto, ya sea presencial o remotamente, para discutir y resolver temas técnicos
- c) Revisar los criterios de diseño, métodos, hipótesis y compatibilidad de criterios con los objetivos del proyecto
- d) Revisar que el proyecto estructural cumpla con los requisitos de seguridad estructural establecidas en el Capítulo II del Título Sexto del Reglamento
- e) Revisar los resultados del análisis, cálculos de diseño y planos estructurales. Desarrollar un análisis estructural independiente o cálculos para revisar el diseño y verificar el cumplimiento de los requisitos del Reglamento
- f) Mantener un Registro Electrónico de la Revisión del proyecto en el que se incluyan:
 - 1) Material revisado
 - 2) Comentarios del Corresponsable y de los Especialistas, si es el caso
 - 3) Respuesta del Proyectista
 - 4) Solución de comentarios.
- g) Preparar un informe escrito que resuma los hallazgos de la revisión. El informe debe incluir las conclusiones del Corresponsable y de los Especialistas, si es el caso, sobre si los aspectos del proyecto cumplen con los criterios señalados en el alcance de la revisión.

7.2 Alcance de los servicios profesionales del Corresponsable

7.2.1 La revisión coordinada por el Corresponsable incluirá las actividades a) a e), mismas que son enunciativas y no deberán considerarse como limitativas:

- a) Revisión de la estructuración y tipo de cimentación del edificio, la cual deberá ser congruente con las condiciones de cargas en general y con las características del subsuelo
- b) Revisión del proceso constructivo de la cimentación, de la estructura y del proyecto de protección a colindancias, tomando en cuenta el levantamiento topográfico de las construcciones colindantes (desplomos y nivelaciones), así como el dictamen de daños en su caso. Las conclusiones de la revisión de los incisos a) y b) serán presentadas en un primer informe escrito al Instituto, en el tiempo pactado en el contrato de prestación de servicios profesionales del Corresponsable
- c) Revisión del estudio de mecánica de suelos, su aplicación en el proyecto estructural y en la obra
- d) Revisión de los estados límite de servicio y de falla de la estructura ante combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales. Igualmente, verificación de los elementos estructurales para garantizar la seguridad de la edificación, de conformidad con el Reglamento y sus Normas, tanto para los elementos constitutivos de la subestructura como de la superestructura. Las conclusiones de la revisión de c) y d) serán presentadas en un segundo informe escrito al Instituto, en el tiempo pactado en el contrato de prestación de servicios profesionales del Corresponsable
- e) Revisión de los planos estructurales, a fin de verificar que el contenido en ellos sea consistente con la memoria de cálculo y que sea suficiente para garantizar la adecuada ejecución de la obra. Las conclusiones de la revisión de e) serán presentadas en un tercer y último informe escrito al Instituto, en el tiempo pactado en el contrato de prestación de servicios profesionales del Corresponsable.

7.2.2 Cuando no se requiera un Corresponsable de acuerdo con el Reglamento, el alcance de los servicios profesionales del Auxiliar de la Administración serán los mismos que los indicados en 7.2.1.

7.3 Alcance de los servicios profesionales del Especialista en ingeniería estructural

7.3.1 El alcance de los servicios profesionales del Especialista en Ingeniería Estructural deberá detallar los aspectos del diseño o de los elementos estructurales que se revisarán. El alcance deberá incluir, de manera enunciativa mas no limitativa, la revisión de a) a g):

- a) Objetivos de desempeño estructural
- b) Bases para el diseño estructural
- c) Metodología de diseño y criterios de aceptación
- d) Modelación y simulación matemáticas, incluyendo hipótesis
- e) Desplazamientos y deformaciones
- f) Diseño y detallado de elementos y sistemas de la superestructura y subestructura, los cuales deben cumplir con los estados límite de servicio y de falla de la estructura ante las combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en el Reglamento y sus Normas
- g) Documentos estructurales para construcción, como planos, especificaciones, memoria y requisitos de control de calidad e inspección, con énfasis en la revisión del proceso constructivo de la estructura. Se revisarán los planos estructurales, a fin de verificar que su contenido sea suficiente y necesario para garantizar la adecuada ejecución de la obra. Quedan excluidos los planos de montaje de estructuras de concreto prefabricadas y de acero.

7.4 Alcance de los servicios profesionales del Especialista en ingeniería geotécnica

7.4.1 Cuando se incluya a un Especialista en Ingeniería Geotécnica, el alcance de sus servicios profesionales debe incluir la revisión de los métodos e hipótesis de ingeniería geotécnica y de los aspectos geotécnicos del diseño de la cimentación. El alcance deberá incluir, de manera enunciativa mas no limitativa, la revisión, según las características del proyecto, de lo indicado en a) a m):

- a) Estudio de mecánica de suelos y del proyecto geotécnico, incluyendo versiones preliminares y final
- b) Bases del diseño geotécnico
- c) Planos y dibujos del sistema de cimentación seleccionado, incluyendo obras de retención y estabilización de excavaciones
- d) Cálculos hechos para sustentar las recomendaciones geotécnicas y del sistema de cimentación
- e) Sistema de cimentación propuesto y su idoneidad para la estructura y las condiciones del terreno del proyecto
- f) Los estados límites de falla mediante la comparación de la capacidad de carga reducida del suelo de cimentación con las presiones estáticas y sísmicas que genera la estructura en la masa de suelo, debidas a sollicitaciones permanentes y variables (cargas gravitacionales) y accidentales (cargas inducidas por sismo), así como por otras combinaciones relevantes
- g) Asentamiento de la cimentación calculado bajo cargas gravitacionales e inducidas por sismo
- h) El proceso constructivo de la cimentación y del proyecto de protección a colindancias, tomando en cuenta el levantamiento topográfico de las construcciones colindantes (desplomos y nivelaciones), así como el dictamen de daños en su caso
- i) Presión de tierra de diseño, incluyendo valores estáticos y sísmicos, para muros de contención
- j) Relación carga-desplazamiento del sistema suelo-cimentación, si se requiere
- k) Evaluación del riesgo de deslizamientos, inestabilidades u otros peligros de sitio
- l) Medidas de mejoramiento de suelo y anclajes propuestas o recomendadas para mitigar peligros por inestabilidad
- m) Efectos potenciales de las actividades durante la construcción y la interacción de largo plazo con estructuras vecinas.

7.5 Alcance de los servicios profesionales de los Especialistas en peligro sísmico y movimientos del terreno

7.5.1 Cuando se incluya a un Especialista en peligro sísmico y movimientos del terreno, el alcance de sus servicios profesionales debe incluir la revisión de los espectros sísmicos de sitio, incluidos sus métodos e hipótesis, de las series de tiempo de los movimientos del suelo usados en el diseño, incluidos su selección, escalamiento de su espectro de respuesta, duración y demás requisitos señalados por el Reglamento y la NTC-Sismo. El alcance deberá incluir, de manera enunciativa mas no limitativa, la revisión de a) a k), si aplica:

- a) Efectos de la interacción suelo-estructura
- b) Comparación de espectros sísmicos de sitio con los requisitos del Reglamento
- c) Fuentes sismogénicas consideradas y sus relaciones magnitud-frecuencia
- d) Información del sitio, perfil de velocidades de onda de corte supuesto y otras propiedades
- e) Aplicación de las ecuaciones predictivas de movimientos del terreno
- f) Ajuste por directividad, orientación, efectos locales y otros efectos producidos por fuentes sísmicas
- g) Análisis de la respuesta del sitio, incluyendo el efecto de cimentaciones profundas en la respuesta
- h) El método para escalar o ajustar el movimiento y el intervalo de periodos correspondiente al escalamiento

- i) La idoneidad de las características de los registros (como magnitud, distancia, mecanismo, velocidad de corte u otros parámetros del sitio, factor de escala) y de la ocurrencia y periodo de pulsos
- j) Curvas orbitales de los componentes horizontales de los registros
- k) Localización y orientación de la aplicación de los registros en la base de la estructura.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

8. PROCESO DE REVISIÓN

8.1 El proceso de revisión incluye los pasos a) a g) siguientes:

- a) El Corresponsable y los Especialistas, en su caso, deberán iniciar su participación tan pronto como sea práctico. Esto le permitirá al Corresponsable y a los Especialistas, si se requieren, evaluar las decisiones fundamentales de diseño
- b) Al inicio de su participación, el Corresponsable y los Especialistas, en su caso, deberán reunirse con el Proyectista, así como un representante del Instituto, cuando éste lo disponga, para acordar el alcance de la revisión, los métodos y mecanismos de comunicación, los hitos y tiempos de la revisión y el nivel de diseño que espera el Proyectista tener para cada hito
- c) El Proyectista deberá entregar los documentos de diseño al Corresponsable y a los Especialistas, en su caso, los cuales deberán estar organizados de manera que se facilite la revisión por los Auxiliares de la Administración. Entre la información por ser entregada está, de manera enunciativa y no limitativa, y dependiendo del avance del diseño del proyecto, la siguiente indicada de 1) a 5):
 - 1) Plano arquitectónico de conjunto
 - 2) Estudio de mecánica de suelos conforme a lo dispuesto en el numeral 12 “Memorias de diseño” de la NTC-Cimentaciones, conforme a lo dispuesto en el Reglamento
 - 3) Memoria de cálculo de la edificación con base en el Reglamento
 - 4) Planos estructurales que deberán cumplir con los requisitos que se solicitan en el Reglamento
 - 5) Las demás que en su caso determine el Corresponsable o los Especialistas, en su caso.
- d) Cuando se empleen sistemas computacionales para el análisis estructural o geotécnico, el Proyectista deberá identificar la versión del sistema usado y deberá indicar las hipótesis y métodos de análisis aplicados al proyecto. El Proyectista deberá entregar un resumen de los datos de entrada y salida de los análisis al Corresponsable y a los Especialistas. Asimismo, deberá indicar los aspectos de los resultados de salida de los análisis que controlan el diseño. Cuando el sistema usado no está disponible comercialmente o no es comúnmente usado, el diseñador deberá presentar las verificaciones que soporten que el sistema de cómputo es capaz de resolver los análisis requeridos en el proyecto. No será necesario entregar el archivo electrónico con el modelo numérico de la estructura
- e) El Corresponsable y los Especialistas, si se requieren, deberán entregar sus comentarios y preguntas por escrito al Proyectista (y al Instituto cuando así se determine) en el tiempo acordado al inicio. El Proyectista es responsable de responder todos los comentarios
- f) El Corresponsable y los Especialistas deberán mantener un Registro Electrónico de la Revisión, en donde se resuman los comentarios y preguntas que han efectuado, la respuesta del Proyectista a los comentarios y la solución de los mismos. El Registro Electrónico de la Revisión deberá estar disponible para ser consultada en todo momento por el Proyectista, el Instituto y el Propietario del proyecto cuando sea solicitado
- g) Durante la revisión, y cuando sea solicitado por el Instituto, el Corresponsable y los Especialistas deberán entregar al Instituto un informe escrito que documente los avances en el proceso de acuerdo con lo especificado en 7.2.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

9. RESOLUCIÓN DE CONTROVERSIAS DURANTE LA REVISIÓN

9.1 Sobre las controversias durante la Revisión

9.1.1 Todos los que intervengan en el desarrollo del proyecto estructural y en su revisión deberán trabajar de manera colegiada como profesionistas independientes. Por su parte, el Corresponsable y los Especialistas deberán preparar comentarios y solicitar información al Proyectista con sensatez a fin de contar con los antecedentes y datos suficientes para realizar evaluaciones adicionales. Por la otra, el Proyectista deberá responder a los comentarios del Corresponsable y de los Especialistas, de manera clara y completa, buscando que sus respuestas sean claras y completas. Todos ellos deberán intentar el acuerdo y solución de cada asunto identificado.

9.1.2 En el supuesto de que el Proyectista y el Corresponsable y los Especialistas, en su caso, no lleguen a un acuerdo, podrán solicitar, mediante escrito dirigido al Instituto, la conciliación de las diferencias. El escrito deberá contener los siguientes puntos a) a e):

- a) Nombre del Corresponsable
- b) Ubicación de la obra
- c) Breve descripción de la diferencia
- d) Razones en las que sustentan la inconformidad
- e) Documentación comprobatoria que acredite las razones de la inconformidad.

9.2 Procedimiento de resolución de controversias

9.2.1 El procedimiento de resolución de controversias seguirá los pasos a) e e) siguientes:

- a) El Instituto solicitará al Proyectista, al Corresponsable y a los Especialistas, en su caso, presentar la información y documentación que justifique las razones de su inconformidad
- b) El Instituto convocará a reunión a los interesados con el propósito de dirimir las diferencias y establecer el o los acuerdo(s) correspondiente(s). En esta reunión se analizarán las razones de cada una de las partes, así como los documentos e información que hayan presentado para acreditar sus manifestaciones. Todo lo anterior se hará constar en el acta administrativa que para tal efecto se instrumente
- c) En caso de no llegar a un acuerdo sobre la existencia de las diferencias, el Instituto someterá el caso al Consejo Técnico para que, mediante su opinión técnica y especializada, se logre la conciliación o se determine lo conducente
- d) El Instituto emitirá una resolución respecto de la conciliación presentada por el interesado, estableciendo las acciones a llevar a cabo tanto por parte del Proyectista como del Corresponsable y de los Especialistas, en su caso
- e) De no presentar inconformidad, el interesado tendrá por aceptado el contenido del informe de que se trate.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

10. RESULTADO DE LA REVISIÓN

10.1 Entrega al Instituto

10.1.1 Durante la revisión, el Corresponsable y los Especialistas entregarán los tres informes escritos señalados en 7.2. Al finalizar la revisión, el Corresponsable y los Especialistas, en su caso, deberán entregar al Instituto lo indicado en a) a d):

- a) Un informe final escrito que documente el alcance acordado de la revisión, el Registro Electrónico de la Revisión, y las conclusiones del Corresponsable y de los Especialistas, sobre el cumplimiento de los criterios establecidos en el alcance de la revisión. El Corresponsable no asumirá la responsabilidad de las conclusiones profesionales de los Especialistas. El informe al Instituto podrá ser en conjunto y firmado por todos los Especialistas, o bien resultado de compilar las conclusiones por separado de los Especialistas. Los Especialistas solamente podrán presentar sus conclusiones sobre su especialidad
- b) El Instituto registrará el proyecto estructural y su revisión, una vez que se haya cumplido con las condiciones administrativas establecidas en esta Norma y se haya efectuado el pago de derechos correspondiente. El Instituto emitirá una Constancia del Registro de la Revisión que deberá ser firmada por el Corresponsable
- c) El Corresponsable deberá firmar los documentos de solicitud de licencia de construcción y de terminación de obra
- d) La firma de la Constancia de Registro de la Revisión por parte del Corresponsable no lo exime de cumplir con las otras obligaciones establecidas en el Reglamento, referidas a la revisión de planos y memorias, así como la verificación de la ejecución de la obra.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

11. ALCANCES Y REQUISITOS DE UN DICTAMEN

11.1 Solicitud de dictamen

11.1.1 Cuando al Corresponsable le sea solicitado un Dictamen, se deberán cumplir los siguientes alcances y requisitos a) a c) señalados a continuación:

- a) El Dictamen comprenderá la inspección ocular y la recopilación de la información de la edificación en estudio
- b) La inspección ocular del inmueble consistirá en una revisión del interior y exterior del inmueble con el objeto de evaluar sus condiciones estructurales y el grado de riesgo en el que se encuentra la estructura, debiendo recopilar datos técnicos, fotográficos e información sobre antecedentes del entorno de la propia edificación y sus características generales, con el propósito de respaldar los juicios emitidos a los puntos analizados
- c) En la recopilación de información y presentación del dictamen se considerarán los siguientes elementos:
 - 1) Datos generales, donde se especifique la ubicación geográfica, área total y por planta del inmueble o de la instalación (desplante), número de niveles y/o altura, uso o destino, y la edad de la edificación o instalación
 - 2) Datos técnicos (estructurales y arquitectónicos), en el que se señalen antecedentes, materiales constitutivos de la estructura, ubicación geotécnica de la edificación o instalación (tipo de suelo), sistema estructural utilizado, tipo de cimentación (en su defecto, inferido), observaciones sobre las características geométricas en planta, elevación, rigidez, masas, entrantes, salientes y demás, a fin de estar en condiciones de conocer su nivel de irregularidad conforme a la NTC-Sismo, croquis de localización que incluya dimensiones del inmueble
 - 3) Con respecto a los elementos estructurales (columnas, muros, vigas, sistemas de piso, armaduras, contravientos, etc.), el estado en el que se encuentran, debiéndose incluir de forma estimada, el porcentaje de los elementos estructurales dañados con respecto al total de su tipo
 - 4) Con respecto a los límites de servicio, si se presentan flexiones, desplomos y vibraciones excesivas, indicando el porcentaje del total de su tipo; en el caso de la cimentación, sus hundimientos o emersiones, asentamientos diferenciales, inclinación de la edificación, de las banquetas circundantes, etc.
 - 5) Señalar en su caso, si los elementos arquitectónicos o las instalaciones (hidráulica, sanitaria y/o eléctrica) tienen injerencia o participan en la respuesta de la estructura
 - 6) Indicar el estado de conservación y mantenimiento de la edificación y de sus instalaciones que influyen en la seguridad estructural
 - 7) Observaciones que incluyan todos aquellos aspectos que por sus particularidades no estén considerados en los puntos que anteceden a éste
 - 8) Recomendaciones que serán medidas obligatorias que deberán implantarse con el propósito de tener un mejor comportamiento
 - 9) Conclusiones, en las que se deberá señalar el nivel de seguridad estructural y estabilidad que guarda la edificación, así como la justificación de la necesidad de llevar a cabo las recomendaciones planteadas
 - 10) Para el registro fotográfico se deberá tomar todas las medidas necesarias para salvaguardar y respetar el derecho a la protección de datos personales en términos de lo establecido en la Ley de Protección de Datos Personales para el Distrito Federal y aquella que resulte aplicable.

NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA EL DISEÑO POR SISMO

ÍNDICE

NOTACIÓN	4
TERMINOLOGÍA	9
ESTÁNDARES	15
1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO	17
1.1 Propósitos y alcances	17
1.2 Requisitos generales	21
1.3 Zonas	27
1.4 Clasificación de las estructuras	28
1.5 Acciones sísmicas de diseño	28
1.6 Reducción de las fuerzas sísmicas	28
1.7 Revisión de los desplazamientos laterales.....	28
1.8 Separación de edificios colindantes.....	30
2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR.....	31
2.1 Métodos de análisis sísmico	31
2.2 Irregularidad estructural.....	31
2.3 Efectos de torsión.....	32
2.4 Efectos de segundo orden.....	34
2.5 Efectos bidireccionales	34
2.6 Efectos de la interacción suelo-estructura.....	34
2.7 Comportamiento asimétrico en elevación	35
2.8 Flexibilidad en el plano de los diafragmas de piso.....	36
2.9 Cargas sísmicas durante la construcción.....	36
3. ESPECTROS PARA EL DISEÑO SÍSMICO	38
3.1 Espectros de diseño para el análisis dinámico modal y análisis estático.....	38
3.2 Factores de reducción de las ordenadas espectrales.....	42
3.3 Factor de sobre-resistencia	44
4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES	46
4.1 Alcances.....	46
4.2 Reglas generales.....	46
4.3 Valores de Q y de distorsiones límite	49
5. ESTRUCTURAS IRREGULARES.....	63
5.1 Alcance	63
5.2 Irregularidades en planta	63
5.3 Irregularidades en elevación.....	67
5.4 Correcciones para estructuras irregulares.....	70
5.5 Correcciones para estructuras fuertemente irregulares por torsión	71
5.6 Correcciones para estructuras fuertemente irregulares en elevación.....	72
5.7 Corrección por concentraciones de sismo resistencia.....	74
5.8 Otras irregularidades.....	74
6. ANÁLISIS ESTÁTICO	76
6.1 Alcances.....	76
6.2 Requisitos de aplicación	76
6.3 Determinación de las fuerzas laterales de diseño.....	76

6.4 Reducción de las fuerzas laterales en función del período fundamental	77
6.5 Análisis estático no lineal	77
7. ANÁLISIS DINÁMICO	81
7.1 Alcances.....	81
7.2 Análisis dinámico modal espectral.....	81
7.3 Análisis dinámico modal paso a paso.....	82
7.4 Análisis dinámico no lineal paso a paso.....	82
7.5 Cortante basal mínimo.....	92
7.6 Péndulos invertidos	92
8. ACELERACIONES DE PISO, FUERZAS EN DIAFRAGMAS, CONTENIDOS Y ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	94
8.1 Criterios Generales.....	94
8.2 Aceleraciones de piso.....	95
8.3 Fuerzas de diseño para diafragmas de piso.....	98
8.4 Respuesta sísmica de contenidos y elementos no estructurales	99
8.5 Elementos arquitectónicos	101
8.6 Requisitos adicionales	101
9. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	102
9.1 General.....	102
9.2 Interacción cinemática	102
9.3 Interacción inercial.....	102
9.4 Modelos numéricos.....	117
10. ESTRUCTURAS EXISTENTES	119
11. METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS	120
12. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISIPADORES DE ENERGÍA.....	121
12.1 General	121
12.2 Análisis	129
13. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON AISLAMIENTO SÍSMICO	135
13.1 General.....	135
13.2 Análisis	146
14. EVALUACIÓN BASADA EN DESEMPEÑO	152
14.1 General.....	152
14.2 Metodología.....	153
15. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES	158
16. INSTRUMENTACIÓN	159
APÉNDICE A. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA UN SITIO ESPECÍFICO CUANDO LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS INDIQUEN LA EXISTENCIA DE ANOMALÍAS EN LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO CON RESPECTO A LAS DE LA ZONA CIRCUNDANTE E INTERACCIÓN CINEMÁTICA SUELO-ESTRUCTURA.....	160
A.1 Determinación de espectros específicos de sitio	160
A.2 Determinación del periodo dominante de vibrar de un sitio, T_s	162
A.3 Interacción cinemática suelo-estructura.....	162
APÉNDICE B. PROPIEDADES Y CONTROL DE CALIDAD DE DISIPADORES DE ENERGÍA	165
B.1 Propósito y alcance.....	165

B.2 Notación y terminología	165
B.3 Dispositivos Dependientes del Desplazamiento	168
B.3.5 Comentarios de Dispositivos Dependientes del Desplazamiento	176
B.4 Dispositivos Dependientes de la Velocidad	179
B.4.5 Comentarios de Dispositivos Dependientes de la Velocidad	186
APÉNDICE C. PROPIEDADES Y CONTROL DE CALIDAD DE AISLADORES SÍSMICOS	191
C.1 Propósito y alcance	191
C.2 Notación y terminología	191
C.3 Tipos de aisladores	196
C.4 Diseño de los aisladores	197
C.5 Ensayos	197
C.6 Aisladores elastoméricos	199
C.7 Aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción	219
REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS	235

NOTACIÓN

A	área de una cimentación
A_c	aceleración que actúa en un contenido o elemento no estructural flexible
a_0	valor de S_a que corresponde a $T = 0$ (aceleración máxima del terreno)
a_1	ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleración correspondiente al periodo fundamental de vibrar del sistema estructural
a_a	parámetro para el cálculo de F_a
a_{c1}, a_{c2}	ordenadas espectrales elásticas correspondientes a las dos componentes horizontales individuales del movimiento del terreno
a_{es}	ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica
a_i	aceleración absoluta como fracción de la aceleración de la gravedad del centro de masa del i -ésimo nivel; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio
a_{ix}, a_{iy}	aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en un punto de interés del i -ésimo nivel en las direcciones ortogonales X y Y , respectivamente, producidas por el j -ésimo modo de vibrar
a_{ix}, a_{iy}	aceleraciones absolutas como fracción de la aceleración de la gravedad en un punto de interés del i -ésimo nivel en las direcciones ortogonales X y Y , respectivamente
a_{min}	aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño
a_n	máxima aceleración absoluta del centro de masa del nivel n , correspondiente al extremo superior del edificio, un subíndice i indica el valor correspondiente al i -ésimo modo de vibrar
B	menor dimensión en planta del sistema estructural
b	dimensión de la planta del entepiso, medida perpendicularmente a la dirección de análisis; un subíndice i indica que la dimensión corresponde al i -ésimo nivel
b_A	dimensión en planta de la losa desplantada inmediatamente arriba del sistema de aislamiento
b_a	parámetro para el cálculo de F_a
b_{me}	menor distancia en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa del contenido hasta el borde de su zona de apoyo
c	ordenada espectral de pseudo-aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad, correspondiente a la meseta del espectro elástico; coeficiente que indica el valor de dicha ordenada
c_a	parámetro para el cálculo de F_a
C_c	constante de amortiguamiento viscoso asociado al cabeceo de la cimentación
c_c	coeficiente de amortiguamiento adimensional asociado al cabeceo de la cimentación
C_h	constante de amortiguamiento viscoso en traslación horizontal de la cimentación, un subíndice i denota el valor correspondiente a la i -ésima zapata o al i -ésimo pilote
c_h	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación horizontal
C_m	amortiguamiento de la cimentación, m puede ser igual a h , v o c
c_m	coeficiente de amortiguamiento adimensional, m puede ser igual a h , v o c
C_v	constante de amortiguamiento viscoso en traslación vertical de la cimentación, un subíndice i denota el valor correspondiente a la i -ésima zapata o al i -ésimo pilote
c_v	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación vertical
D	profundidad de desplante
D_M	desplazamiento máximo, según un análisis estático, en el centro de rigidez del sistema de aislamiento
D_{max}	desplazamiento máximo del suelo, valor al que tiende la ordenada de un espectro de desplazamientos para valores grandes de T
D_{TM}	desplazamiento total máximo, según un análisis estático, en el aislador que desarrolla el mayor desplazamiento lateral
d	diámetro de pilote; si este es de sección cuadrada, es el diámetro equivalente
d_A	dimensión en planta de la losa desplantada inmediatamente arriba del sistema de aislamiento
d_a	parámetro para el cálculo de F_a
e	suma de las excentricidades natural y accidental de un sistema de aislamiento
e_a	excentricidad accidental; un subíndice i indica que la excentricidad corresponde al i -ésimo nivel
E_p	módulo de elasticidad del material de un pilote
E_s	módulo de elasticidad del suelo
e_s	excentricidad torsional; un subíndice i indica que la excentricidad corresponde al i -ésimo nivel
F	fuerza lateral; un subíndice i indica que la fuerza actúa en el i -ésimo nivel de la estructura

F_a	factor usado para reducir los factores de resistencia debido a comportamiento asimétrico
F_A	fuerza lateral de diseño, según el análisis estático, para el diseño de la superestructura de un sistema estructural con aisladores sísmicos, un subíndice i indica que la fuerza actúa en el i -ésimo nivel de la superestructura
F_c	fuerza sísmica que actúa en un contenido o elemento no estructural
f'_c	resistencia especificada del concreto a compresión, para mayor referencia ver NTC-Concreto
F_D	fuerza lateral de diseño, según el análisis estático, para el diseño de una estructura con disipadores de energía; un subíndice i indica que la fuerza actúa en el i -ésimo nivel de la estructura
F_d	fuerza lateral de diseño para un diafragma de piso; un subíndice i indica que la fuerza actúa en el diafragma ubicado en el i -ésimo nivel
F_{pe}	fuerza lateral que actúa en un péndulo invertido
g	aceleración de la gravedad
G_s	módulo de rigidez al corte del suelo, un subíndice i indica que el módulo corresponde al i -ésimo estrato de la formación de suelo
H	altura total del edificio medida desde el nivel de desplante
H_e	altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total sobre el desplante, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total sobre el desplante
H_s	profundidad de la segunda capa dura, espesor del estrato homogéneo con que se representa una formación de suelo que sobreyace a los depósitos profundos
h	altura sobre el desplante de la masa para la que se calcula una fuerza o aceleración horizontal; un subíndice i indica que la altura corresponde al i -ésimo nivel; el subíndice n corresponde al extremo superior del edificio
h_{cm}	altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo
I	momento de inercia del área neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis
$\{J\}$	vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones
K_c	rigidez de cabeceo de la cimentación
K_h	rigidez en traslación horizontal de la cimentación; un subíndice i denota valores correspondientes a la i -ésima zapata o al i -ésimo pilote
K_{Mmax}	rigidez secante máxima del sistema de aislamiento para el desplazamiento D_M
K_{Mmin}	rigidez secante mínima del sistema de aislamiento para el desplazamiento D_M
K_m	rigidez de la cimentación, m puede ser igual a h , v o c
K_s	factor por el cual hay que multiplicar las ordenadas espectrales correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño para obtener un espectro de intensidad sísmica frecuente
K_v	rigidez en traslación vertical de la cimentación; un subíndice i denota valores correspondientes a la i -ésima zapata o al i -ésimo pilote
K_c^0	rigidez estática de cabeceo de la cimentación
K_h^0	rigidez estática en traslación horizontal de la cimentación
K_m^0	rigidez estática de la cimentación, m puede ser igual a h , v o c .
K_v^0	rigidez estática en traslación vertical de la cimentación
k	cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; se usa para el cálculo de p y Q'
k_d	factor que establece un cortante basal mínimo para estructuras con disipadores de energía
k_h	coeficiente de rigidez adimensional en traslación horizontal
k_m	coeficiente de rigidez adimensional de la cimentación, m puede ser igual a h , v o c
k_r	coeficiente de rigidez adimensional en rotación
k_v	coeficiente de rigidez adimensional en traslación vertical
k_1	factor de corrección por hiperestaticidad, se usa para el cálculo de R
k_2	factor de incremento para estructuras bajas y rígidas; se usa para el cálculo de R
k_3, k_4	variables usadas para el cálculo de las fuerzas laterales con el método estático cuando $T > T_b$
L	longitud de pilote medida desde su unión con la losa, cajón o zapata (cabeza) hasta el nivel de desplante de la punta
L_p	longitud de un pilote de fricción
L_c	longitud activa de un pilote de fricción, corresponde a la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga al suelo
M_0	momento de volteo en la base de la cimentación
M_{oi}	momento aplicado en el plano del sistema de piso del i -ésimo nivel
M_{ai}	momento actuante en el plano del sistema de piso del i -ésimo nivel

M_i	contribución del <i>i</i> -ésimo elemento individual de una cimentación al momento total que se usa para calcular su rigidez de cabeceo
M_{01}	momento de volteo en la base correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
m_t	masa total de la estructura
m_1	masa modal efectiva asociada al primer modo de vibrar traslacional
n	número de pisos
p	variable usada para el cálculo de S_a y Q' cuando $T > T_b$
\tilde{p}	variable usada para el cálculo de \tilde{S}_a y \tilde{Q}'
Q	factor de comportamiento sísmico, independiente de T
\tilde{Q}	factor de comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura
Q'	factor de reducción por comportamiento sísmico, función de T
\tilde{Q}'	factor de reducción por comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura, función de T
Q_c	factor que cuantifica la ductilidad disponible en un Apéndice o contenido
Q'_c	factor de reducción de resistencia de la fuerza lateral con que se revisan los contenidos y elementos no estructurales flexibles
R	factor de sobre-resistencia total
R_c	radio equivalente de la cimentación en rotación, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para el modo de cabeceo
R_h	radio equivalente de la cimentación en traslación, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para el modo de traslación
R_v	radio equivalente de la cimentación en el modo vertical, igual al radio del círculo equivalente al área de desplante de la cimentación para la dirección vertical
R'	factor de reducción por sobre-resistencia que se usa con fines de establecer las fuerzas sísmicas de diseño
R'_s	factor de modificación de las fuerzas de diseño de diafragmas de piso
R_0	factor básico de sobre-resistencia
r	radio equivalente de la cimentación, igual a la raíz cuadrada de la relación entre el área de la cimentación y el número π
r_T	cociente del periodo de vibrar de un Apéndice y del periodo dominante de la respuesta dinámica de piso
S	respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales; un subíndice i denota que la respuesta modal corresponde al <i>i</i> -ésimo modo
S_a	ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad, depende del periodo y amortiguamiento del sistema estructural
S_d	ordenada espectral de desplazamiento, depende del periodo, factor de comportamiento sísmico y amortiguamiento del sistema estructural
S_a^A	ordenada de espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad para el análisis dinámico modal de un sistema estructural aislado
S_{aM}	ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad correspondiente al sismo infrecuente
S'_a	ordenada del espectro de diseño de pseudo-aceleración sin efectos de interacción suelo-estructura
\tilde{S}'_a	ordenada del espectro de diseño de pseudo-aceleración con efectos de interacción suelo-estructura
T	periodo natural de vibrar del sistema estructural, un subíndice i denota que el periodo corresponde al <i>i</i> -ésimo modo de vibrar
T_a, T_b	periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de pseudo-aceleración
T_{bA}	periodo efectivo de un sistema de aislamiento para el sismo infrecuente
T_c	periodo de una estructura asociado a su cabeceo como cuerpo rígido
T_e	periodo fundamental efectivo de una estructura con base rígida
\tilde{T}_e	periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible
T_h	periodo natural de una estructura asociado con una traslación de cuerpo rígido
T_M	periodo efectivo del sistema aislado para el desplazamiento máximo D_M
T_s	periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés
T_{sA}	periodo de la superestructura de una estructura aislada estimado bajo la consideración de que esta sobre base rígida
T_1	periodo fundamental de vibrar en la dirección de análisis
V	fuerza cortante; un subíndice i implica que la fuerza cortante corresponde al <i>i</i> -ésimo entrepiso
V_b	cortante basal resistente del sistema estructural

V_b^d	cortante basal de fluencia en el sentido débil del sistema estructural en la dirección de análisis
V_b^f	cortante basal de fluencia en el sentido fuerte del sistema estructural en la dirección de análisis
V_{bA}	cortante basal para el que se diseña el sistema de aislamiento sísmico de acuerdo con un análisis estático
V_{bD}	cortante basal para el que se diseña una estructura con disipadores de energía de acuerdo con un análisis estático
$V_{bdiseño}$	cortante basal para el que se diseña el sistema estructural
V_{by}	cortante basal resistente asociado al punto de quiebre de una idealización bilineal de la curva de capacidad del sistema estructural
v_{dmax}	velocidad máxima de diseño
V_o	fuerza cortante en la base de la construcción
\tilde{V}_o	fuerza cortante en la base de la construcción corregida por interacción suelo-estructura
V_{o1}	fuerza cortante en la base correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
\tilde{V}_{o1}	fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción suelo-estructura
V_s	velocidad efectiva de ondas de cortante
V_{sA}	cortante basal para el que debe diseñarse la superestructura de una estructura aislada de acuerdo con un análisis estático
W	peso de un piso, incluyendo la carga viva que se especifica en la NTC-Criterios; un subíndice i indica que el peso corresponde al i -ésimo piso
$[W]$	matriz de pesos de las masas de las estructuras
W_c	peso de un contenido o elemento no estructural
W_d	peso tributario correspondiente a un diafragma de piso, incluyendo la carga viva que se especifica en la NTC-Criterios; un subíndice i implica que el peso corresponde al diafragma ubicado en el i -ésimo piso
W_e	peso efectivo de la estructura para su modo fundamental de vibrar; un subíndice i indica que el peso corresponde al i -ésimo modo
W_o	peso total de la estructura al nivel del desplante, peso total que actúa en la base del sistema estructural
W_p	peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en la NTC-Criterios; un subíndice i implica que el peso corresponde al i -ésimo nivel
W_s	peso total de la superestructura de una estructura aislada
X_i	desplazamiento lateral relativo al desplante del i -ésimo nivel
x_i	distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de la cimentación
\tilde{X}_{i1}	desplazamiento lateral del i -ésimo nivel relativo al desplante, calculado usando el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por interacción suelo-estructura
\tilde{X}_{i1}	desplazamiento lateral del i -ésimo nivel relativo al desplante, calculado usando el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, corregido por efectos de interacción suelo-estructura
\tilde{X}_{T1}	desplazamiento lateral total del i -ésimo nivel, incluye la contribución del corrimiento y cabeceo de la cimentación
y	distancia, medida en la dirección perpendicular a la de análisis, desde el centro de rigidez del sistema de aislamiento al aislador con la mayor deformación lateral
α	nivel de asimetría en fluencia
α_d	exponente que afecta la velocidad en la ecuación constitutiva de un disipador de energía dependiente de la velocidad
α_{sd}	nivel de asimetría en fluencia de una estructura sin desplomo
β_c	factor reductor por amortiguamiento para un Apéndice o contenido
δ_{max}	desplazamiento de azotea para el que la curva de capacidad del sistema estructural alcanza su cortante basal resistente máximo
δ_y	desplazamiento de azotea asociado al punto de quiebre de una idealización bilineal de la curva de capacidad del sistema estructural
γ_{max}	distorsión límite de referencia para una estructura con irregularidad estructural, igual a γ_{or} cuando se considera el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, e igual a γ_{sv} cuando se considera el nivel de desempeño de Seguridad de Vida
γ_{or}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata; sus valores se especifican en las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3
γ_{OI}^{SE}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata de superestructura y subestructura de un sistema estructural con aislamiento sísmico
γ_{OI}^{SP}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata del sistema primario de un sistema estructural con disipadores de energía

γ_s	peso volumétrico del suelo
γ_{sv}	distorsión límite para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida; sus valores se especifican en las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3
γ_v	factor por el cual deben multiplicarse las fuerzas máximas desarrolladas por un disipador de energía para el diseño de sus conexiones y elementos de soporte
ζ	fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño, fracción de amortiguamiento crítico asignado al sistema estructural
ζ_c	fracción de amortiguamiento crítico para un Apéndice o contenido, coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de cabeceo
ζ_e	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base rígida
$\tilde{\zeta}_e$	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base flexible
ζ_h	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal
ζ_s	fracción de amortiguamiento crítico del suelo
λ_p	factor de penalización por irregularidad estructural que afecta a la aceleración de piso
μ_s	coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo
η	parámetro de frecuencia para cimentaciones
η_a	parámetro usado para estimar a_n
η_h	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_h
η_m	parámetro de frecuencia para cimentaciones, m puede ser igual a p_c , p_v o s
η_{pv}	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical
η_{pc}	frecuencia fundamental adimensional del estrato en cabeceo
η_c	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_c
η_s	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración horizontal
η_v	frecuencia adimensional normalizada respecto a R_v
ν_s	coeficiente de Poisson del suelo
ρ_{ij}	coeficiente de correlación entre el i -ésimo y j -ésimo modos de vibrar
$\{\varphi_i\}$	vector de amplitudes del i -ésimo modo
ω	frecuencia angular, un subíndice i indica que la frecuencia corresponde al i -ésimo modo
Ω_i	factor de amplificación de aceleración de entrepiso
Ω_a	factor de amplificación de aceleración en un Apéndice o elemento no estructural

Espacio en blanco dejado de manera intencional

TERMINOLOGÍA

Acciones

Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones.

Activación del sistema de aislamiento

Un sistema de aislamiento con envolvente de comportamiento histerético bilineal se activa cuando rebasa el cortante basal asociado al límite de su comportamiento elástico, e ingresa a su intervalo de comportamiento post-elástico, en el que un pequeño incremento de cortante basal resulta en un incremento significativo de su deformación lateral.

Adelgazamiento histerético

Reducción de rigidez y resistencia que resulta en una degradación de la capacidad de disipación de energía de un elemento estructural. Se incluye en esta acepción a dispositivos de control, tales como disipadores de energía y aisladores sísmicos.

Aislamiento parcial

Caso de aislamiento sísmico que se diseña bajo la consideración de que algunos elementos estructurales de la superestructura pueden desarrollar comportamiento no lineal.

Aislamiento total

Caso de aislamiento sísmico que se diseña para que la superestructura exhiba comportamiento elástico durante la excitación sísmica.

Amortiguamiento equivalente

Fracción de amortiguamiento crítico, estimada de acuerdo con lo indicado en el Apéndice B, para un disipador de energía individual o el sistema estructural con disipadores de energía para una dirección de análisis y desplazamiento lateral de interés. Para un sistema de aislamiento, la fracción de amortiguamiento crítico se estima de acuerdo con lo indicado en el Apéndice C. El amortiguamiento equivalente se establece en función de la energía disipada en un ciclo histerético con amplitud igual al desplazamiento lateral de interés.

Articulación plástica

Zona sobre el eje de una viga, columna o muro en la que se alcanza la fluencia por flexión.

Componente estructural

Parte de la estructura que contribuye a la estabilidad de esta ante las acciones de diseño; puede estar formado por uno o varios elementos estructurales.

Comportamiento controlado por la deformación

Comportamiento que se espera incluya no linealidad en respuesta al sismo, y que se evalúa en términos de su capacidad para acomodar la correspondiente demanda no lineal de deformación.

Comportamiento controlado por la fuerza

Comportamiento lineal en respuesta al sismo, y que se evalúa en términos de su capacidad para acomodar la correspondiente fuerza interna.

Comportamiento histerético

Caracterización cuantitativa de los lazos cíclicos de comportamiento que en una gráfica fuerza-deformación desarrolla un elemento, componente o sistema estructural, sujeto a una historia de deformación cíclica de amplitud variable.

Comportamiento no lineal

Intervalo de comportamiento en que la relación entre las deformaciones y la carga aplicada deja de ser proporcional. En el diseño estructural este comportamiento se asocia a deformaciones permanentes, a pérdida de rigidez y resistencia, y a un cierto nivel de daño.

Conexión

Sistema de unión entre dos o más elementos o componentes estructurales.

Curva de Capacidad

Trayectoria de equilibrio del sistema estructural en una dirección de interés. Se representa gráficamente con una curva que considera la deformación lateral o desplazamiento de azotea en el eje de las abscisas, y la resistencia lateral o cortante basal en el eje de las ordenadas.

Daño

Evidencia física de las deformaciones no lineales de un elemento o componente estructural causadas por las acciones de diseño. El daño se relaciona con la degradación de rigidez y resistencia del elemento, componente o sistema estructural.

Desempeño estructural

Capacidad del sistema estructural que se evalúa en términos de condiciones de comportamiento previamente establecidas.

Desplazamientos de diseño

Desplazamientos laterales máximos al nivel de las losas del sistema estructural para la intensidad sísmica de interés.

Desplazamiento máximo

Demanda máxima de desplazamiento lateral en la dirección de análisis para la intensidad sísmica infrecuente, en el centro de rigidez del sistema de aislamiento.

Desplazamiento total máximo

Demanda máxima de desplazamiento lateral en la dirección de análisis para la intensidad sísmica infrecuente, que se calcula en el aislador con mayor deformación lateral bajo la consideración explícita de los efectos de la torsión en planta.

Disipador de energía

Elemento estructural complementario que disipa energía en función del movimiento relativo entre sus extremos. Se clasifica como dependiente del desplazamiento, la velocidad, o una combinación de ambos, y puede exhibir comportamiento lineal o no lineal.

Disipador de energía dependiente del desplazamiento

Disipador de energía cuya disipación de energía y fuerza interna dependen del desplazamiento relativo entre sus extremos. Su comportamiento ante la acción sísmica es sensiblemente independiente de la velocidad relativa entre sus extremos y, por ende, del contenido de frecuencias del movimiento lateral del sistema estructural.

Disipador de energía dependiente de la velocidad

Disipador de energía cuya disipación de energía y fuerza interna dependen de la velocidad relativa entre sus extremos. Su comportamiento ante la acción sísmica es sensiblemente dependiente del contenido de frecuencias del movimiento lateral del sistema estructural.

Distorsiones de diseño

Distorsiones máximas de entrepiso del sistema estructural para la intensidad sísmica de interés.

Efectos P-A

Efectos de segundo orden resultado de la acción de las cargas gravitacionales sobre la configuración deformada del sistema estructural.

Elemento estructural

Unidad básica constitutiva de una estructura, capaz de soportar y transmitir las cargas a sus apoyos u otros elementos a los que está conectada.

Envolvente de comportamiento histerético

Curva en una gráfica fuerza-deformación de un elemento estructural sometido a una historia de deformación cíclica de amplitud variable, que une los puntos que corresponden a la primera incursión del elemento a una deformación determinada creciente (o decreciente en el sentido negativo) y la fuerza que le corresponde. Esto se hace en forma independiente en el sentido positivo y negativo de la deformación.

Espectro de diseño de pseudo-aceleración

Espectro de pseudo-aceleración que ha sido reducido por los factores de reducción por sobre-resistencia y por comportamiento sísmico de acuerdo con lo indicado en 3.2 y 3.3.

Espectro elástico de pseudo-aceleración

Espectro elástico de pseudo-aceleración sin reducir que sigue el formato indicado en las ecuaciones 3.1.2.

Estrechamiento de lazo histérico

Estrangulamiento que exhiben los lazos histéricos de un miembro, ensamblaje o sistema estructural debido a una reducción considerable de la rigidez durante la etapa de recarga, seguida de un incremento en dicha rigidez. En inglés, *pinching*.

Evaluación basada en desempeño

Procedimiento que identifica las demandas sísmicas relevantes para la estabilidad y seguridad del sistema estructural, y que las estima con base en un análisis dinámico paso a paso con fines de evaluar el desempeño del sistema estructural para uno o más intensidades sísmicas de interés.

Fuerzas internas

Fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de un elemento estructural o conexión.

Fuerza interna controlada por deformación

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, que exceden el valor de fluencia en el elemento y que no debe sobrepasar la capacidad de deformación plástica del elemento evaluado.

Fuerza interna controlada por fuerza

Momento flexionante, momento torsionante, fuerza cortante, o fuerza axial internos asociados a una deformación, desplazamiento o rotación, menores que el valor de fluencia en el elemento, y que no debe exceder la resistencia del elemento evaluado.

Fuerzas sísmicas de diseño

Fuerzas sísmicas que actúan en el sistema estructural para la intensidad sísmica de interés.

Intensidad sísmica base de diseño

Intensidad sísmica para la que, según esta Norma, debe revisarse el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para una estructura convencional que pertenezca al Grupo B.

Intensidad sísmica (de diseño)

Se establece a partir de un periodo de retorno de referencia o una probabilidad de que una medida de la intensidad de la excitación sísmica (por ejemplo, la aceleración media cuadrática de la ecuación 7.4.1) exceda, durante un intervalo de tiempo, un valor dado. Las intensidades sísmicas de diseño consideradas por esta Norma se indican en la tabla 1.1a.

Intensidad sísmica frecuente

Intensidad sísmica para la que, según esta Norma, debe revisarse el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural para una estructura convencional que pertenezca al Grupo B.

Intensidad sísmica infrecuente

Máxima intensidad sísmica considerada por esta Norma.

Mecanismo lateral inelástico

Mecanismo plástico desarrollado en un elemento o conjunto de ellos ante la acción combinada de cargas verticales y laterales.

Modelo bilineal

Idealización bilineal para la envolvente de comportamiento histérico o la curva de capacidad. Mientras que la primera línea modela el comportamiento elástico del elemento o sistema estructural, la segunda línea corresponde al comportamiento

plástico. El punto de quiebre entre las dos líneas corresponde a la fluencia. La capacidad de deformación que corresponde a nivel de desempeño de Seguridad de Vida corresponde a aquella en que el miembro alcanza su resistencia máxima.

Modelo de plasticidad concentrada

Modelo de análisis que concentra el comportamiento plástico del sistema estructural en puntos específicos de los elementos estructurales. En el caso de marcos resistentes a momento diseñados correctamente de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción del material de que se trate, la plastificación está referida a articulaciones plásticas que, por lo general, se desarrollan en los extremos de las vigas.

Nivel de desempeño

Límite para el que una combinación de fuerzas internas y deformaciones actuantes en un elemento, componente o sistema estructural, dejan de satisfacer alguna de las condiciones de comportamiento consideradas como aceptables. Denotado estado límite en versiones anteriores de esta Norma. Los niveles de desempeño considerados por esta Norma se indican en la tabla 1.1a.

Normas

Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

NTC-Acero

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

NTC-Cimentaciones

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

NTC-Concreto

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

NTC-Criterios

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

NTC-Evaluación y Rehabilitación

Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

NTC-Madera

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

NTC-Mampostería

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

NTC-Proyecto Arquitectónico

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

NTC-Revisión

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

NTC-Sismo

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

NTC-Viento

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

Periodo efectivo (o secante)

Periodo de vibrar estimado para el sistema estructural para una dirección de análisis y un desplazamiento lateral de interés. En caso de un sistema estructural con disipadores de energía, se establece bajo la consideración de la rigidez secante de los disipadores de energía y la masa total del sistema estructural. En caso de un sistema estructural aislado, se establece bajo la

consideración de la rigidez secante de los aisladores, la masa total de la superestructura, y de que la superestructura posee una rigidez lateral infinita.

Proyectista

Persona física con cédula profesional encargada de realizar el proyecto de obra nueva o de rehabilitación, de la estructura y/o cimentación, de acuerdo con el Reglamento.

Rehabilitación

Proceso de intervención estructural para recuperar las condiciones originales (reparación) o para mejorar el comportamiento de elementos y sistemas estructurales para que la edificación cumpla con los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños establecidos en el Reglamento; incluye la recimentación, reforzamiento, reparación y rigidización.

Rigidez secante o efectiva

Cociente de una resistencia y la deformación a la que corresponde dicha resistencia. Se estima, para un disipador de energía y un desplazamiento lateral de interés, de acuerdo con lo indicado en el Apéndice B. En el caso de un aislador sísmico, se estima de acuerdo con lo indicado en el Apéndice C.

Seguridad estructural:

Nivel de confianza con que el sistema estructural satisface un nivel de desempeño expresado exclusivamente en términos de comportamiento y daño estructural.

Sismo importante

Aquel al que se refiere el Reglamento.

Sistema de aislamiento

Conjunto de dispositivos con alta flexibilidad lateral, denotados aisladores sísmicos, que aíslan a la superestructura del movimiento lateral del terreno. Incluye los elementos estructurales y conexiones que transfieren las acciones de diseño de la superestructura y subestructura a los aisladores y, en su caso, el sistema de restricción de desplazamientos contra viento, dispositivos externos de disipación de energía y el sistema de restricción de desplazamientos laterales que puede activarse durante sismos de alta intensidad.

Sistema de aislamiento no convencional

Sistema de aislamiento que usa aisladores distintos a dispositivos de hule (elastoméricos), incluidos aquellos con núcleo de plomo o material polimérico; y dispositivos deslizantes con superficies curvas o planas.

Sistema de restricción de desplazamientos contra viento

Conjunto de elementos estructurales que previenen la activación del sistema de aislamiento para las cargas de viento de diseño. Este sistema puede estar integrado a los aisladores, o puede incorporarse de manera externa.

Sistema disipador de energía o sistema secundario

Conjunto de disipadores de energía que aportan una capacidad suplementaria de disipación de energía al sistema primario y, en ocasiones, rigidez lateral. Incluye, además de los disipadores, los pasadores, pernos, placas, elementos de montaje y cualquier otro componente requerido para conectar los disipadores de energía al sistema primario.

Sistema estructural

Serie de elementos y componentes estructurales interconectados entre sí, que aportan resistencia a la edificación contra las acciones de diseño.

Sistema estructural convencional

Sistema estructural estructurado con base en una o una combinación de las estructuraciones bajo consideración en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4.

Sistema estructural total

Sistema estructural primario equipado con disipadores de energía.

Sistema primario

Conjunto de elementos estructurales interconectados entre sí, como trabes y columnas, cuya función es resistir las fuerzas gravitacionales, y complementar la capacidad sismo-resistente de un sistema estructural que use disipadores de energía. Debe estar estructurado con base en las estructuraciones bajo consideración en las tablas 4.3.1 y 4.3.2.

Subestructura

Porción de un sistema estructural aislado sobre el cual se desplantan los aisladores sísmicos.

Superestructura

Porción del sistema estructural aislado que se desplanta sobre los aisladores sísmicos. En caso de un sistema estructural convencional, porción del sistema estructural que se apoya en la cimentación.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

ESTÁNDARES

American Society of Civil Engineers (ASCE)

ASCE/SEI 41-17 (2017), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineering.

ASCE/SEI 7-22 (2022), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineering.

European Standards (EN)

EN 1337-1, Structural bearings — Part 1: General design rules, European Standard.

EN 1337-2, Structural bearings — Part 2: Sliding elements, European Standard.

EN 1337-3, Structural bearings — Part 3: Elastomeric bearings, European Standard.

EN 1337-7, Structural bearings — Part 7: Spherical and cylindrical PTFE bearings, European Standard.

EN 1337-11, Structural Bearings — Part 11: Transport, Storage and Installation, European Standard.

EN 1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, European Standard.

EN 10025, Hot rolled products of structural steels, European Standard.

EN 10083, Steels for quenching and tempering, European Standard.

EN 10088, Stainless steels, European Standard.

EN 10088-2, Stainless steels — Part 2: Technical delivery conditions for sheet/plate and strip of corrosion resisting steels for general purposes, European Standard.

EN 10210, Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels, European Standard.

EN 10297, Seamless circular steel tubes for mechanical and general engineering purposes — Technical delivery conditions, European Standard.

EN 15129, Anti-seismic devices, European Standard.

EN ISO 4287, Geometrical product specifications (GPS) — Surface texture: Profile method — Terms, definitions and surface texture parameters (ISO 4287).

EN ISO 4526, Metallic coatings — Electroplated coatings of nickel for engineering purposes (ISO 4526).

EN ISO 4527, Metallic coatings — Autocatalytic (electroless) nickel-phosphorus alloy coatings — Specification and test methods (ISO 4527).

EN ISO 6158, Metallic and other inorganic coatings — Electrodeposited coatings of chromium for engineering purposes (ISO 6158).

EN ISO 6507-2, Metallic materials — Vickers hardness test — Part 2: Verification and calibration of testing machines (ISO 6507-2).

Federal Emergency Management Agency (FEMA)

FEMA 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency and the American Society of Civil Engineers.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)

Guía de Procedimientos y Lineamientos para La Ejecución de Pruebas de Laboratorio en Placas y Apoyos Integrales de Neopreno para Puentes (2014), Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

International Organization for Standardization (ISO)

ISO, las normas ISO son un conjunto de estándares con reconocimiento internacional creados con el objetivo de ayudar a las empresas a establecer niveles de homogeneidad en relación con la gestión, prestación de servicios y desarrollo de productos industriales.

ISO 34, Rubber, vulcanized or thermoplastic — Determination of tear strength.

ISO 1083, Spheroidal graphite cast irons — Classification.

ISO 3755, Cast carbon steels for general engineering purposes.

ISO 4664, Rubber, vulcanized or thermoplastic — Determination of dynamic properties.

ISO 12944-9, Paints and varnishes — Corrosion protection of steel structures by protective paint systems — Part 9: Protective paint systems and laboratory performance test methods for offshore and related structures.

ISO 14737, Carbon and low alloy cast steels for general applications.

1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

1.1 Propósitos y alcances

Como se establece en el Reglamento, esta Norma debe aplicarse al diseño sísmico de edificios urbanos; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a las de los edificios.

Los requisitos de esta Norma tienen como propósito que las estructuras con estructuraciones convencionales que pertenezcan al Grupo B según la clasificación establecida en 1.4, exhiban un comportamiento adecuado tal que satisfagan los siguientes niveles de desempeño:

- 1) Limitación de Daño No Estructural cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica frecuente, que corresponde a movimientos sísmicos que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura. Se espera daño mínimo o nulo en los elementos estructurales, de tal manera que el sistema estructural puede ocuparse con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo; y daño de ligero a moderado en elementos no estructurales y contenidos, que requiera de reparaciones que puedan llevarse a cabo sin afectar la ocupación del edificio. Tanto los elementos no estructurales como los contenidos importantes permanecen asegurados en su sitio, sin riesgo de caída o vuelco
- 2) Seguridad de Vida cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica base de diseño. Aunque se espera daño estructural severo, el sistema estructural mantiene un margen de seguridad significativo en relación con el inicio de un colapso. El sistema estructural no desarrolla distorsiones permanentes (residuales) excesivas, y no hay pérdidas excesivas de rigidez y resistencia en los elementos estructurales, que pongan en riesgo la estabilidad local o global del sistema estructural o que resulten en una incapacidad para resistir de manera confiable las cargas gravitacionales y posibles réplicas. Se espera además daño significativo en elementos no estructurales y en contenidos importantes, sin que estos pierdan su posición original. Es posible que se requiera de una rehabilitación estructural importante antes de que el edificio pueda ocuparse con seguridad
- 3) Prevención de Colapso cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica infrecuente, que corresponde a movimientos sísmicos cuya intensidad corresponde a la máxima considerada por esta Norma. Se espera que el sistema estructural exhiba daño estructural grave que, sin poner en riesgo su capacidad para resistir las cargas gravitacionales en ausencia de una excitación sísmica, comprometa su capacidad para resistir posibles réplicas. El sistema estructural exhibe deformaciones residuales de consideración y una reducción significativa de su rigidez y resistencia lateral. La rehabilitación estructural de la estructura puede no ser viable desde puntos de vista técnico y económico, de tal manera que deba ser demolida.

Además, los requisitos de esta Norma tienen como propósito que las estructuras con estructuraciones convencionales que pertenezcan al Grupo A según la clasificación establecida en 1.4, independientemente del subgrupo al que pertenezcan de acuerdo con el Reglamento, exhiban un comportamiento adecuado tal que satisfagan los siguientes niveles de desempeño:

- 1) Ocupación Inmediata cuando se les sujeta a la acción de la intensidad sísmica base de diseño. Se esperan daños mínimos en los elementos estructurales, de tal manera que el sistema estructural no desarrolla deformaciones permanentes apreciables y puede ocuparse con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo. De requerirse, las reparaciones a la estructura serán menores y pueden llevarse a cabo sin afectar la ocupación del edificio. Es posible que el daño en los elementos no estructurales y contenidos importantes requiera de reparación antes de que el edificio pueda operar como la hacía antes del sismo.
- 2) Seguridad de Vida cuando se le sujeta a la acción de la intensidad sísmica infrecuente.

La tabla 1.1a, indica los objetivos de diseño para las estructuras con estructuraciones convencionales que pertenezcan a los Grupos A y B según la clasificación establecida en 1.4.

Los requerimientos de análisis y diseño contenidos en esta Norma para estructuraciones convencionales que pertenezcan al Grupo B contemplan la revisión explícita de los niveles de desempeño de Limitación de Daño No Estructural y Seguridad de Vida, bajo la presunción de que un diseño que satisfaga estos niveles de desempeño para las intensidades sísmicas que correspondan según la tabla 1.1a resultará en un sistema estructural capaz de también satisfacer el nivel de desempeño de Prevención de Colapso para la intensidad sísmica infrecuente. En caso de que, optativamente, se haga una revisión explícita del último nivel de desempeño, será necesario llevar a cabo una evaluación basada en desempeño conforme a lo indicado en el Capítulo 14.

Los requerimientos de análisis y diseño contenidos en esta Norma para estructuraciones convencionales que pertenezcan al Grupo A contemplan la revisión explícita de los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida bajo la presunción de que un diseño que satisfaga estos niveles de desempeño para las intensidades sísmicas que correspondan según la tabla 1.1a resultará en un sistema estructural capaz de también satisfacer el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural para la intensidad sísmica frecuente.

Los requerimientos de análisis y diseño contenidos en esta Norma para sistemas estructurales con disipadores de energía y aislamiento sísmico contemplan la revisión explícita del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica que corresponda según las tablas 12.1.1 y 13.1.1, respectivamente.

Los objetivos de diseño que se deben considerar para la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes son los que se indican en las NTC-Evaluación y Rehabilitación.

Se deja abierta la posibilidad de que el Director, de acuerdo con el dueño, utilice un sistema estructural innovador, dispositivos de control, metodologías basadas en el control de desplazamientos, y niveles de desempeño e intensidades sísmicas más conservadoras que los de esta Norma, con el fin de reducir las consecuencias de los sismos intensos en la estructura. En estos casos, la solución propuesta deberá estar ampliamente sustentada a satisfacción del Instituto con una evaluación basada en desempeño conforme a lo indicado en el Capítulo 14. Pueden usarse con fines de hacer dicha evaluación para los casos en que la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate no aporte criterios de aceptación y modelado no lineal para la estructuración de interés, los criterios de aceptación y modelado del ASCE 41 bajo la consideración de las equivalencias indicadas en la tabla 1.1b.

Tabla 1.1a Matriz de objetivos de diseño para estructuraciones convencionales ^[1]

Intensidad Sísmica de Diseño ^[2]	Periodo de Retorno ^[3]	Niveles de Desempeño			
		No Estructural	Estructural		
		Limitación de Daño ^[4]	Ocupación Inmediata ^[6]	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente	Mayor o igual que 20 años	1) Grupo B. Revisión de distorsiones ^[5]	No se permite	No se permite	No se permite
Base de Diseño	Mayor o igual que 250 años		4) Grupo A. Revisión de distorsiones y diseño por resistencia, $Q = 1$ ^[7]	2) Grupo B. Revisión de distorsiones y diseño por resistencia, $Q > 1$ ^[8]	No se permite
Infrecuente	Mayor o igual que 475 años			5) Grupo A. Revisión de distorsiones y diseño por resistencia, $Q > 1$ ^[8]	3) Grupo B. Revisión optativa con evaluación basada en desempeño ^[9]

^[1] Se entiende por estructuraciones convencionales aquellas contenidas en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. A cada objetivo de diseño se asigna un número con fines de identificación.

^[2] Los espectros para cada objetivo de diseño se establecen conforme a lo indicado en 3.1.

^[3] No todas las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración corresponden al mismo periodo de retorno. El periodo de retorno al que se hace referencia para cada una de las intensidades sísmicas de diseño suele corresponder, en el caso de las Zonas B y C, a la ordenada del espectro elástico sin reducir para el periodo en el que se presenta la ordenada máxima del espectro de peligro uniforme.

^[4] Las condiciones de control de la deformación lateral para el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural son más estrictas que las correspondientes al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, de tal manera que si se satisfacen las primeras no solo se espera que sea posible ocupar el sistema estructural con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo, sino que no haya daño excesivo en elementos no estructurales y contenidos importantes.

^[5] La revisión del nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural se hace bajo la consideración de que el sistema estructural permanece elástico, de tal manera que no es necesario definir un valor de Q para el sistema estructural con fines de establecer el espectro de diseño.

^[6] El nivel de desempeño de Ocupación Inmediata no contempla un control explícito del daño en elementos no estructurales y contenidos. Aunque se espera que sea posible ocupar el sistema estructural con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo, es probable que el daño en elementos no estructurales y contenidos importantes requiera de reparación antes de que el edificio pueda operar como lo hacía antes del sismo.

^[7] La revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata se hace bajo la consideración de que el sistema estructural permanece elástico, de tal manera que el espectro de diseño se establece para $Q = 1$, y la revisión de distorsiones se hace con el valor de γ_{or} que corresponda al sistema estructural según las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4.

^[8] La revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida se hace bajo la consideración de que el sistema estructural desarrolla comportamiento plástico, de tal manera que el espectro de diseño se establece para el valor de Q que corresponda al sistema estructural según las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, y la revisión de distorsiones se hace con el valor de γ_{sv} que corresponda según las mismas tablas.

^[9] Esta Norma no establece requerimientos de diseño para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso. La consideración de este nivel de desempeño en la tabla se debe a la solicitud ocasional por parte del dueño para que se revise explícitamente que se satisface el objetivo de diseño 3. Con tal fin, esta Norma establece la posibilidad de que se lleve a cabo una evaluación basada en desempeño de acuerdo con el Capítulo 14.

Tabla 1.1b Equivalencias entre esta Norma y el ASCE 41

Nivel de Desempeño Estructural	
Esta Norma	ASCE 41 ^[1]
Limitación de Daño	Sin equivalencia
Ocupación Inmediata	Immediate Occupancy (S-1)
Seguridad de Vida	Life Safety (S-3)
Prevención de Colapso	Collapse Prevention (S-5)

^[1] Debe hacerse referencia a la edición vigente de ese estándar el día en que entró en vigor esta Norma

Comentario:

Dentro del formato de esta Norma, un nivel de desempeño y un estado límite hacen referencia a lo mismo; esto es, indican el límite para el que una combinación de fuerzas internas y deformaciones actuantes en un elemento, componente o sistema estructural, dejan de satisfacer alguna de las condiciones de desempeño requeridas. Se decidió usar el término nivel de desempeño en esta edición de la Norma por considerar que va en la dirección en que hoy en día evoluciona la práctica mexicana del diseño por sismo.

Esta Norma describe los diferentes niveles de desempeño que considera con fines de diseño para proporcionar a el/la Proyectista, el Corresponsable, el Director y al dueño, una descripción general de sus objetivos de diseño en términos de la ocupación y operación del edificio, el daño en elementos estructurales, no estructurales y contenidos importantes, la necesidad y viabilidad de reparaciones menores y una rehabilitación estructural, y el riesgo para la integridad física de los ocupantes. Los niveles de desempeño de Limitación de Daño No Estructural y Ocupación Inmediata (conocidos en conjunto como niveles superiores de desempeño) conllevan un riesgo extremadamente bajo para la integridad física de los ocupantes, con una alta probabilidad de poder ocupar inmediatamente con seguridad el sistema estructural después de la ocurrencia del sismo. La diferencia entre ambos niveles de desempeño radica en que Ocupación Inmediata conlleva mayor daño en los elementos no estructurales y contenidos importantes. Los niveles de desempeño de Seguridad de Vida y Prevención de Colapso (conocidos en conjunto como niveles inferiores de desempeño) conllevan un mucho mayor riesgo para la integridad física de los ocupantes. Mientras que en el caso de Seguridad de Vida es posible esperar lesiones que no pongan en riesgo la vida de los ocupantes, en el caso de Prevención de Colapso se esperan lesiones de mayor gravedad en un número limitado de ocupantes, algunas de las cuales pueden ser consecuencia no solo del daño estructural, sino de la caída de elementos no estructurales y contenidos. Aunque los patrones de daño son similares en naturaleza y extensión en el sistema estructural para los niveles inferiores de desempeño, en el caso del nivel de desempeño de Seguridad de Vida la severidad del daño es menor y conlleva menor degradación de la resistencia y rigidez lateral del sistema estructural, lo que aporta un margen considerable contra la posibilidad de un colapso parcial o total. En el caso del nivel de desempeño de Prevención de Colapso, se espera que el nivel de daño estructural sea tan severo que ya no sea viable económicamente rehabilitar el sistema estructural.

Los niveles de desempeño considerados por esta Norma representan estados de daño discretos que se seleccionan de un espectro infinito de posibles estados de daño que el sistema estructural podría experimentar durante sismos de diferente intensidad. Los daños que se describen para cada nivel de desempeño ocurrirán en algunos componentes del edificio, y se extenderán a un mayor número de elementos estructurales y no estructurales de acuerdo con el diseño, y la geometría y regularidad del sistema estructural.

Dentro del formato de esta Norma y en lo que se refiere al daño estructural, los niveles de desempeño hacen referencia a los elementos estructurales de la superestructura. Esto ignora que, en ocasiones, la seguridad del sistema estructural depende del daño en el sistema suelo-cimentación, que suele establecerse de acuerdo con el hundimiento (o emersión) y la rotación en la base del sistema estructural en relación con su condición anterior a la ocurrencia del sismo. Es posible que condiciones de daño mínimo en la superestructura se den de manera simultánea con daño grave en el sistema suelo-cimentación, que impida ocupar el sistema estructural con seguridad de manera inmediata después de la ocurrencia del sismo, y que ponga en riesgo su capacidad para resistir posibles réplicas.

Si se siguen los criterios aquí expuestos, es de esperarse que, para la intensidad sísmica frecuente, los edificios del Grupo B satisfagan el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural. Deben satisfacer además el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para la intensidad sísmica base de diseño, lo que implica controlar el daño estructural y no estructural de tal manera de salvaguardar la integridad física de los ocupantes del edificio, y hacer viable, en caso de daño, la rehabilitación estructural de la estructura.

Para el diseño y revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida para una estructura del Grupo A, la edición anterior de esta Norma requería multiplicar las ordenadas espectrales correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño por un factor de importancia. Esto se hacía con el fin de diseñar para ordenadas espectrales mayores que implícitamente conllevaban una intensidad sísmica con periodo de retorno mayor, lo que implicaba dar un mayor

nivel de seguridad estructural y la posibilidad (que no se revisaba explícitamente) de satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño. En la edición actual, el diseño de una estructura del Grupo A considera explícitamente el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño, además del nivel de Seguridad de Vida para la intensidad sísmica infrecuente.

Se deja abierta la posibilidad de que el Director, de acuerdo con el dueño, utilice sistemas estructurales innovadores y requisitos más conservadores que los de esta Norma con el fin de reducir las consecuencias de los sismos intensos en la estructura. Es por ello importante que se involucre a los propietarios como parte responsable en la seguridad estructural. En particular, un caso de interés es el diseño de estructuras del Grupo B bajo la consideración del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño, de tal manera de reducir significativamente los niveles de daño esperado en los elementos estructurales, no estructurales y contenidos importantes para sismos de alta intensidad.

Cada objetivo de diseño considerado para estructuraciones convencionales se identifica en la tabla 1.1a con un número entero del 1 al 5, que corresponde con la numeración asignada a cada uno de ellos en el texto normativo. En la tabla también se indica la manera en que debe considerarse durante el diseño cada objetivo de diseño. En particular y de manera resumida:

- a) El objetivo de diseño 1) requiere que se revise que las distorsiones máximas obtenidas del análisis no rebasen los límites prescritos por esta Norma para el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural. Dado que este nivel de desempeño hace referencia exclusiva al desempeño de los elementos no estructurales, se le considera un estado límite de servicio y, en consecuencia, no se deben considerar factores de carga durante el análisis. Se debe usar el espectro elástico para la intensidad sísmica frecuente sin reducir por sobrerresistencia ni por el factor de comportamiento sísmico. El espectro de diseño para revisar este objetivo de diseño se establece de acuerdo con lo indicado en la tabla 3.1.
- b) El objetivo de diseño 2) requiere que se estimen las distorsiones máximas de entrepiso y las fuerzas internas en los elementos estructurales. En cuanto a las distorsiones máximas, se revisa que no rebasen los límites prescritos por esta Norma para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida de acuerdo con la estructuración usada. Las fuerzas internas se usan para dimensionar y diseñar los elementos estructurales, incluidos los apoyos y conexiones, de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate. Dado que el nivel de desempeño de Seguridad de Vida hace referencia al comportamiento de los elementos estructurales, se le considera un estado límite de falla y, en consecuencia, se deben considerar los factores de carga prescritos por las NTC-Criterios durante el análisis. Se debe usar un espectro de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico para la intensidad sísmica base de diseño por los factores de reducción por sobrerresistencia y comportamiento sísmico. El espectro de diseño para revisar este objetivo de diseño se establece de acuerdo con lo indicado en la tabla 3.1.
- c) El objetivo de diseño 3) requiere que se lleve a cabo una evaluación basada en desempeño del sistema estructural, lo que requiere que se estimen y revisen las distorsiones de entrepiso, así como las acciones controladas por la fuerza y la deformación de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 14.
- d) El objetivo de diseño 4) requiere que se estimen las distorsiones máximas de entrepiso y las fuerzas internas en los elementos estructurales. En cuanto a las distorsiones máximas, se revisa que no rebasen los límites prescritos por esta Norma para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata de acuerdo con la estructuración usada. Las fuerzas internas se usan para dimensionar y diseñar los elementos estructurales, incluidos apoyos y conexiones, de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate. Dado que el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata hace referencia al comportamiento de los elementos estructurales, se le considera un estado límite de falla y, en consecuencia, se deben considerar los factores de carga prescritos por las NTC-Criterios durante el análisis. Se debe usar un espectro de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico para la intensidad sísmica base de diseño por el factor de reducción por sobrerresistencia. El espectro de diseño para revisar este objetivo de diseño se establece de acuerdo con lo indicado en la tabla 3.1.
- e) El objetivo de diseño 5) requiere que se estimen las distorsiones máximas de entrepiso y las fuerzas internas en los elementos estructurales. En cuanto a las distorsiones máximas, se revisa que no rebasen los límites prescritos por esta Norma para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida de acuerdo con la estructuración usada. Las fuerzas internas se usan para dimensionar y diseñar los elementos estructurales, incluidos apoyos y conexiones, de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate. Dado que el nivel de desempeño de Seguridad de Vida hace referencia al comportamiento de los elementos estructurales, se le considera un estado límite de falla y, en consecuencia, se deben considerar los factores de carga prescritos por las NTC-Criterios durante el análisis. Se debe usar un espectro de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico para la intensidad infrecuente por los factores de reducción por sobrerresistencia y comportamiento sísmico. El espectro de diseño para revisar este objetivo de diseño se establece de acuerdo con lo indicado en la tabla 3.1.

Cuando de acuerdo con esta Norma, un sistema estructural deba satisfacer varios objetivos de diseño, se debe asegurar que cumpla con todas las condiciones de diseño y detallado impuestas por los diferentes objetivos de diseño,

independientemente de cuál de estos objetivos rija el diseño. Considere como ejemplo el caso de una estructura con estructuración convencional que pertenezca al Grupo A. Aunque la condición que rija su diseño sea el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, para la que debe permanecer elástica, será necesario satisfacer, para todos los elementos estructurales y conexiones, los requerimientos de diseño y detallado que correspondan, según la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate, al valor del factor de comportamiento sísmico Q considerado para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida. En casos como este, será muy importante no considerar alternativas estructurales poco sensatas que conlleven un $Q = 1$ para la revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida bajo la consideración de que “de todas maneras el diseño queda regido por el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y para esta condición no se requiere de detallar adecuadamente al sistema estructural debido a que debe permanecer elástico”. Note además que, en casos extremos, es posible que las fuerzas internas establecidas para algunos elementos estructurales queden regidas por un objetivo de diseño, y las de los restantes, por un segundo objetivo de diseño. En estos casos, la resistencia de los elementos estructurales se establece para la condición crítica que resulte de los diversos objetivos de diseño, teniendo el cuidado de respetar, cuando así lo indique la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate, requisitos complementarios de diseño como lo pueden ser aquellos establecidos con base en el enfoque de diseño basado en capacidad.

Para obtener las distorsiones y, en su caso, las fuerzas internas para los objetivos 1, 2, 4 y 5, se puede llevar a cabo un análisis estático o dinámico modal espectral de acuerdo con lo indicado, respectivamente, en los Capítulos 6 y 7. En su caso, debe revisarse el diseño con una evaluación basada en desempeño, lo que implica la necesidad de llevar un análisis dinámico paso a paso de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 7.

La figura C.1.1.1 ilustra, con la ayuda de una idealización multilínea de una curva de capacidad (desplazamiento lateral versus resistencia lateral), el nivel de deformación lateral considerado por esta Norma para cada uno de los niveles de desempeño estructural. Conforme a lo que puede apreciarse, para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, la deformación lateral máxima permitida en el sistema estructural debe quedar limitada por o cercana a su deformación lateral de fluencia. En el caso del nivel de desempeño de Seguridad de Vida, la deformación lateral máxima permitida en el sistema estructural debe quedar limitada por aquella en la que el sistema alcanza su resistencia lateral máxima.

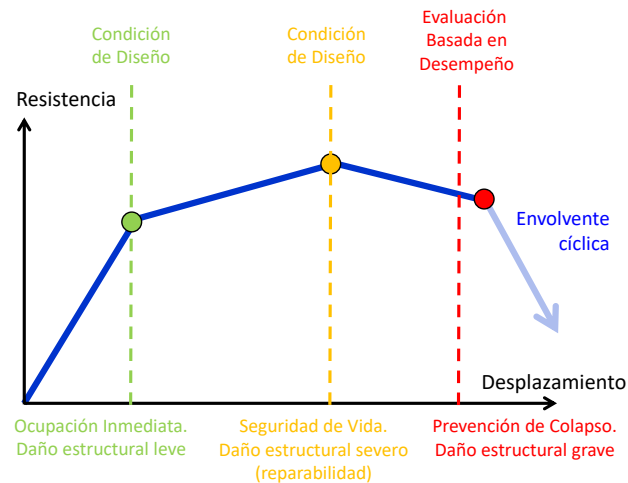


Figura C1.1.1 Límites de deformación lateral para los diferentes niveles de desempeño estructural según esta Norma

Debido a las muchas particularidades que deben ser tomadas en cuenta durante la evaluación estructural y diseño de un sistema estructural existente o rehabilitado, se elaboró en este ciclo normativo la NTC-Evaluación y Rehabilitación. Los objetivos de diseño para estos casos se indican en dicha norma

1.2 Requisitos generales

1.2.1 Sistema estructural

Toda edificación deberá contar con un sistema estructural capaz de transmitir al sistema suelo-cimentación los efectos combinados de las fuerzas laterales de inercia generadas durante el sismo y de las fuerzas gravitacionales. Los sistemas estructurales que contempla esta Norma se enuncian en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. El uso de cualquier sistema

estructural que no esté contenido en las tablas, ya sea que trabaje en conjunto con cualquiera de los incluidos en ella o resista la totalidad de los efectos combinados de las cargas por sismo y de las acciones gravitacionales, deberá estar ampliamente sustentado por medio de una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con el Capítulo 14 y que demuestre a satisfacción del Instituto la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Comentario:

La edificación debe contar con un sistema estructural idóneo para resistir de manera adecuada los efectos del sismo, en sus dos direcciones horizontales ortogonales, combinados con los de las cargas gravitacionales y los de otras acciones.

En las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 se enumeran los sistemas estructurales para los cuatro materiales más comúnmente empleados: concreto reforzado, acero, mampostería y madera, para los cuales se cuenta con la información necesaria para establecer los procedimientos de diseño y los parámetros que se requieren con este fin. Dada la continua evolución de los sistemas constructivos y de las formas arquitectónicas, no se prohíbe el empleo de otros sistemas o de diferentes combinaciones de los existentes, pero se exige que en la documentación que se entregue al Instituto para la autorización de la obra se incluyan los elementos necesarios para demostrar su idoneidad para tener un desempeño satisfactorio de acuerdo con la tabla 1.1a

La elección del sistema estructural es una de las decisiones más importantes que se toman durante el diseño por sismo. La evaluación de daño en edificios después de sismos intensos indica que los sistemas estructurales regulares y bien detallados tienden a exhibir un mejor desempeño sísmico que aquellos con irregularidades estructurales y detallado de ductilidad baja. Además, ha sido notorio el mejor desempeño estructural de sistemas duales conformados por marcos y elementos estructurales rigidizantes, como muros y contravientos, en relación con lo observado en sistemas estructurados de manera exclusiva con marcos. Los sistemas de control de la respuesta sísmica son hoy en día una alternativa viable para promover un mejor desempeño sísmico por medio de controlar la deformación lateral del sistema estructural.

1.2.2 Criterios de análisis y diseño

El modelo numérico que se emplee para el análisis estructural debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Ejemplos de elementos que usualmente no son considerados como parte del sistema estructural principal, pero que pueden participar de manera importante en la respuesta sísmica del edificio, son los muros divisorios y de colindancia, las escaleras y las fachadas prefabricadas. El diseñador deberá investigar y demostrar que todo elemento constructivo puede soportar adecuadamente las cargas y deformaciones que se generan en él de acuerdo con el análisis sísmico. Puede ignorarse la participación de los elementos constructivos que no formen parte del sistema resistente, cuando sean muy flexibles o cuando se desliguen de la estructura principal de manera que no restrinjan su deformación lateral para los desplazamientos de diseño.

Las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección de la cortante basal asociada al modo fundamental de vibrar de un modelo tridimensional del edificio, y la dirección principal menor será perpendicular a la anterior.

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifica esta Norma, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece la NTC-Criterios. Las estructuras se analizarán con alguno de los métodos indicados en 2.1.

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación puedan resistir las fuerzas cortantes y axiales, momentos flexionantes y torsionantes y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los de las otras acciones que deben considerarse según lo previsto en la NTC-Criterios.

Comentario:

Independientemente de cuál de los métodos de análisis especificados en 2.1 se vaya a utilizar, se requiere determinar la respuesta del edificio ante dos componentes ortogonales de la acción sísmica de diseño. En la mayoría de los casos es obvia la definición de las dos direcciones ortogonales principales de un edificio; sin embargo, para plantas irregulares, y especialmente para las de forma curva, esto no es evidente y es necesario determinar la respuesta dinámica de un modelo tridimensional del edificio. Para establecer las direcciones principales del sistema estructural no se toma en cuenta el modo fundamental de vibrar asociado a su rotación en planta.

Además de la combinación más común, que es la de carga muerta más carga viva más sismo, se pueden dar casos en que deban considerarse otras acciones y diferentes combinaciones de estas. Por ejemplo: empujes de tierra, horizontales o verticales, empuje hidrostático, efectos de temperatura.

Es importante que se consulten la NTC-Criterios, para identificar las acciones que deben considerarse y las combinaciones de estas, así como los factores de carga que deben aplicarse en cada caso.

Particular atención tiene que darse al diseño estructural de los elementos de la cimentación, para lo cual se definen procedimientos de análisis en 1.2.3, mientras que los criterios geotécnicos se dan en la NTC-Cimentaciones. Es importante que haya una estrecha colaboración entre los responsables del proyecto estructural y los del proyecto geotécnico, para que se llegue a soluciones en las que el comportamiento de la cimentación y el de la superestructura sean congruentes.

1.2.3 Criterios de diseño para la cimentación

Deberá revisarse la seguridad de la cimentación para los modos de falla que puedan presentarse en los elementos estructurales que la componen y para la falla del suelo ante las fuerzas actuantes determinadas con los procedimientos establecidos en esta Norma.

Los criterios y procedimientos específicos para el diseño de los elementos estructurales de la cimentación se establecen en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*, y los que rigen para la revisión de la seguridad ante fallas del suelo se establecen en la NTC-Cimentaciones.

Dado que las fuerzas internas que la superestructura puede soportar son mayores que las que resultan del análisis, las acciones con las que se debe verificar la resistencia de los elementos estructurales críticos de la cimentación deben incluir la sobre-resistencia que la superestructura es capaz de desarrollar. Por lo anterior, y únicamente para el diseño estructural de los elementos críticos de la cimentación, las fuerzas internas debidas a sismo que se hayan obtenido del análisis de la estructura deberán multiplicarse por $0.65R'$, donde R' es el factor de reducción por sobre-resistencia definido en 3.3. Con este fin, en ningún caso podrá considerarse un valor de $0.65R'$ menor que 1.0 .

Para la revisión de un elemento crítico de la cimentación deben considerarse los comportamientos para los cuales la pérdida de la capacidad resistente del elemento lleve a situaciones en que la superestructura y la cimentación sean incapaces de redistribuir a otros elementos estructurales la resistencia aportada por el elemento crítico, de tal manera que su falla pueda llevar al colapso de una parte importante de la estructura o de la estructura misma. Algunos ejemplos de miembros críticos son:

- 1) Zapatas aisladas bajo columnas que no forman marco en alguna de sus direcciones principales, cuya falla de cortante por penetración implique la pérdida total de soporte
- 2) Pilotes o pilas cuya falla individual o en grupo, en compresión o tensión, pueda causar el volteo de la edificación
- 3) Pilotes ubicados en la periferia y en esquina de la planta de la estructura o del cajón o losa de cimentación
- 4) Anclas permanentes que tienen como función proporcionar estabilidad a la superestructura, como aquellas que se colocan para trabajar por tensión ante la acción del sismo
- 5) Elementos que soporten elementos estructurales que contribuyan con más de 35 por ciento de la resistencia total en términos de fuerza cortante basal, momento torsionante basal o momento de volteo.

Comentario:

Comúnmente, los elementos estructurales de la cimentación se calculan para que resistan las fuerzas internas que les introducen las cargas usadas para el análisis de la superestructura, para la combinación más desfavorable de acciones de diseño. Esta forma de proceder es objetable para el diseño de la cimentación, porque, como se especifica en 1.6, las fuerzas de diseño para las estructuras han sido afectadas por factores de reducción considerables, que toman en cuenta que el comportamiento no lineal de la estructura le permite disipar parte de la energía introducida por el sismo, y, además porque que la sobre-resistencia de esta le permite resistir cargas notablemente mayores que las que se consideran en el diseño.

Algunas normas basan sus requisitos en que la cimentación debe permanecer elástica bajo la intensidad sísmica base de diseño, porque los daños asociados a su comportamiento no lineal son difíciles, si no imposibles, de detectar y de reparar. Esto se ha aplicado principalmente en el diseño de puentes (AASHTO, 2017). Más recientemente, se ha propuesto que las cimentaciones deben diseñarse para que tengan la capacidad de resistir la máxima carga que le pueda transmitir la superestructura antes de su colapso.

Por lo anterior, se optó por mantener el mismo criterio de la edición 2004 de esta Norma para el diseño de los elementos comunes de la cimentación, o sea de diseñarlas para las fuerzas internas obtenidas del análisis con los espectros reducidos por ductilidad y por sobre-resistencia, y solamente para los elementos identificados como "críticos" se tenga que escalar dichas fuerzas por $0.65R'$.

Es importante mencionar que el factor de $0.65R'$ no se debe aplicar al diseño geotécnico de la cimentación y que, por tal motivo se deben reportar para el diseño geotécnico de la cimentación las fuerzas internas estimadas para las distintas combinaciones de carga sin afectar por dicho factor.

La Norma da una relación de elementos que deben considerarse como críticos. Esta relación no debe considerarse exhaustiva. El/la Proyectista deberá evaluar cuáles son los elementos de la cimentación “cuya falla pueda llevar al colapso de una parte importante de la estructura”. Se llama la atención a que existen dos criterios fundamentales para definir un elemento crítico de la cimentación. Primero, es un elemento estructural que puede fallar y, segundo, la pérdida de su capacidad resistente no puede ser subsanada por el sistema estructural por medio de redistribuir las cargas que resistía a otros elementos de la estructura o la cimentación, de tal manera que su falla resulta en el colapso parcial o total del sistema estructural.

1.2.4 Criterios de Modelado

1.2.4.1 Alcance

Los requerimientos de modelado indicados en esta sección aplican a los casos en que se lleven a cabo un análisis estático conforme a 6.2, 6.3 y 6.4, o un análisis dinámico modal espectral conforme a 7.2. En otros casos, será necesario complementar dichos requerimientos con los que apliquen a cada caso particular según esta Norma. Entre estos están los indicados en 7.3 y 7.4 para los análisis dinámicos paso a paso; en 9.3.7, 9.3.8 y 9.4 cuando se usen modelos explícitos de la flexibilidad en la base; y en los Capítulos 12 y 13 cuando se usen dispositivos de control de la respuesta sísmica.

1.2.4.2 Consideraciones generales

Deberán usarse modelos tridimensionales para el análisis de edificaciones nuevas o existentes. El modelo tridimensional debe incluir, conforme a lo indicado en 1.2.2, todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta dinámica de la estructura. Ejemplos de estos elementos son traveses, columnas, conexiones, muros estructurales, contravientos, elementos estructurales que conforman los sistemas de piso y cimentación, muros diafragma, pretilas no desligadas de la estructura principal y muros de relleno.

El análisis dinámico modal espectral deberá considerar, de acuerdo con lo indicado en 7.2, todos los modos de vibrar necesarios para representar adecuadamente la respuesta tridimensional de la estructura, lo que implica primero, que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que 90 por ciento del peso total de la estructura y, segundo, que se tome en cuenta el acoplamiento dinámico de los modos de vibrar.

Las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. Para estructuras con configuraciones asimétricas o irregulares en planta, las direcciones principales de análisis deben establecerse conforme a lo indicado en 1.2.2. Opcionalmente, será posible establecer la dirección principal de análisis por medio de aplicar las fuerzas laterales de diseño, obtenidas conforme a lo que indica esta Norma, en intervalos discretos, por ejemplo, de 15°, hasta obtener los mayores desplazamientos laterales del sistema estructural.

Comentario:

El/la Proyectista debe conocer los fundamentos teóricos sobre los cuales se plantea el modelado del sistema estructural, de tal manera que sea capaz de establecer valores para las propiedades de los elementos estructurales que reflejen de manera pertinente las condiciones reales del sistema estructural. Dado que las formulaciones de los programas comerciales pueden exhibir diferencias, es importante que el/la Proyectista entienda los detalles de la formulación usada, de tal manera de hacer un mejor uso de los resultados del análisis con fines de diseño.

No es adecuado utilizar análisis por marcos planos debido a que este tipo de análisis desprecia efectos importantes de torsión y de interacción entre las dos direcciones traslacionales de referencia. Por otra parte, es importante determinar si existe acoplamiento entre las dos direcciones ortogonales. De forma adicional, al tener direcciones fuertemente acopladas se tienen efectos de torsión debidos a la forma de la planta o distribución de rigideces que deben revisarse. Estos efectos de torsión no son capturados en modelos bidimensionales. Por otra parte, algunas de las irregularidades se están considerando en el análisis tridimensional como son estructuras esbeltas, muy alargadas entre otras, definidas en el Capítulo 5.

Se considera que la dirección principal de análisis es aquella en la que el sistema estructural exhibe la mayor deformación lateral cuando en él se aplican las fuerzas laterales de diseño establecidas conforme a lo indicado en esta Norma.

1.2.4.3 Elementos por incluir en el modelado

Deberán integrarse al modelo de análisis todos los elementos que aporten rigidez y resistencia lateral al sistema estructural. Entre estos se incluyen las vigas y columnas, muros del material del que se trate, contravientos, los elementos estructurales que

conforman los sistemas de piso y cimentación, e incluso aquellos elementos no estructurales que no se desliguen del sistema estructural y que tengan la capacidad de modificar la respuesta del sistema estructural. El objetivo del modelo matemático es estimar, de la manera más realista posible, de acuerdo con las condiciones reales de la estructura, las propiedades dinámicas del sistema estructural que influyen en su respuesta lateral.

También deberá ser incluida en el modelo de análisis la masa de aquellos elementos que, sin aportar rigidez y resistencia lateral al sistema estructural, modifican sus propiedades dinámicas. Entre estos elementos están las fachadas, muros divisorios, balcones, depósitos y contenidos e instalaciones. La inclusión de estas masas podrá realizarse mediante cargas uniformes en planta (muros divisorios), cargas lineales (fachadas) o cargas puntuales (depósitos de agua, equipos).

Comentario:

Determinar de forma incorrecta los periodos de vibrar del sistema estructural por la falta de consideración de elementos que indirectamente contribuyan a su rigidez lateral, por la omisión de la masa de elementos no estructurales y contenidos y, en su caso, por la no consideración de la flexibilidad del sistema suelo-cimentación, resulta en una estimación incorrecta de las acciones sísmicas de diseño que puede resultar en un diseño poco conservador. Con las herramientas de análisis y métodos numéricos disponibles en la actualidad no resulta adecuado usar métodos aproximados para la estimación de los periodos debido a las limitantes e incertidumbres que estos presentan. Solamente se deben utilizar métodos aproximados para la determinación de los periodos para verificar los obtenidos con los métodos de análisis.

1.2.4.4 Condiciones de frontera

Se deberán considerar las condiciones de frontera para los elementos estructurales de acuerdo con las características reales de conexión y apoyo. Cuando se usen modelos de análisis que representen a los elementos estructurales con barras, y la conexión de dos o más elementos estructurales no sea concéntrica debido a que sus ejes longitudinales centroidales no se intersectan en el mismo nodo, se deberán considerar la excentricidad y la reducción de rigidez correspondiente en el modelado de la zona de conexión. Cuando el eje centroidal del elemento estructural de menor ancho caiga en el tercio medio, medido en la dirección transversal del elemento estructural con el que conecta, esta excentricidad no requiere ser considerada en el modelo de análisis.

Cuando se deban tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura de acuerdo con el Capítulo 9, será necesario considerar en el análisis los efectos de giro y de corrimiento en la base de la cimentación. Esto podrá hacerse de manera indirecta con un modelo del sistema estructural sobre base rígida, de acuerdo con 9.3.2 y 9.3.3, o con modelos que consideren de manera explícita la flexibilidad en la base de acuerdo con 9.3.7, 9.3.8 y 9.4.

En el caso de sistemas estructurales desplantados sobre cimentaciones profundas, se deberán incluir en el modelo de análisis los cajones, trabes de liga, muros, y los correspondientes efectos de interacción suelo-estructura, y se debe considerar además la contribución de las pilas y pilotes de acuerdo con lo indicado en 9.3.5. En caso de que se use un modelo numérico para evaluar la interacción suelo-estructura de acuerdo con lo indicado en 9.4, el modelo de análisis deberá incluir las pilas. En caso de que sobre la cimentación actúen empujes laterales no compensados, deberán tomarse en cuenta durante el análisis. Así mismo y en su caso, el modelo de análisis deberá considerar los niveles de sótano que queden sin restricción lateral debido a excavaciones en el predio colindante.

En cimentaciones en desnivel o cuando la topografía existente genere restricciones laterales parciales debe tenerse cuidado de modelar tales restricciones de forma adecuada por lo que se debe evitar el empleo de un resorte general en toda la cimentación que no toma en cuenta las diferencias en niveles del terreno a desplantar. Las restricciones al desplazamiento lateral a nivel banqueta en el modelo de análisis deberán justificarse adecuadamente, y no podrán ser consideradas cuando la topografía existente genere restricciones laterales parciales exclusivamente en alguna parte del basamento ubicada por debajo del nivel de banqueta

En el caso de que las columnas del sistema estructural se desplantan sobre zapatas aisladas o en circunstancias donde la condición de apoyo de las columnas sobre la base de la cimentación se encuentre en un punto intermedio entre un apoyo empotrado y uno articulado, se deberá considerar la condición de frontera que resulte crítica para el diseño del sistema estructural, que es la que resulta en los mayores desplazamientos laterales para el sistema estructural en la dirección de interés. Se podrá hacer uso de un apoyo semirrígido siempre y cuando esto se justifique en la memoria de cálculo.

Comentario:

Si no se tienen elementos que tomen en cuenta los giros de los elementos de frontera no se puede considerar una condición de empotramiento debido a que implica giro cero, basta un giro muy pequeño para que se libere el momento de empotramiento.

El no considerar correctamente los efectos de frontera podría generar condiciones que posiblemente no correspondan a la respuesta sísmica de la estructura. En el caso de componentes estructurales, el error más común es suponer apoyos con empotramiento aún si conectan con trabes secundarias o columnas desplantadas sobre zapatas aisladas, donde con el mínimo giro de estos elementos deja de existir el empotramiento, por lo que la respuesta modelada de la estructura ya no represente adecuadamente el comportamiento sísmico de la estructura.

El giro de cualquier cimentación cambia de manera importante la respuesta sísmica de la estructura al hacerla más flexible y por consiguiente alargar el periodo de la estructura y por lo tanto una mala caracterización para la obtención de fuerzas por sismo respecto a la conceptualización modelada. Por otra parte, el no representar adecuadamente, por ejemplo, las condiciones reales de una zapata y considerarla empotrada puede ser que se subestimen los desplazamientos laterales ante acciones sísmicas. Un pequeño giro de la zapata hace que las condiciones de apoyo este muy cerca a la de una articulación.

1.2.4.5 Modelado de la rigidez estructural

Las rigideces en flexión de los elementos estructurales, caracterizadas por el módulo de elasticidad del material y los momentos de inercia asignados a las barras que modelan dichos elementos, deben establecerse de acuerdo con lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material del que se trate*. Para elementos estructurales de concreto reforzado, de mampostería, o compuestos, la norma respectiva indica como considerar en el modelo de análisis el agrietamiento de las secciones transversales. La reducción de las rigideces de los elementos estructurales debidas a este agrietamiento debe hacerse en función del nivel de desempeño que se revise de acuerdo con lo indicado en dichas normas.

En el caso de los elementos estructurales compuestos, las propiedades estructurales se deben establecer bajo la consideración del trabajo conjunto de todos los materiales estructurales que conforman la sección transversal.

El modelado de elementos anchos, como los muros y las losas, deberá incluir las deformaciones en corte en su plano, y debe ser calibrado, con evidencia experimental o herramientas analíticas, para representar adecuadamente su respuesta sísmica. En el caso de elementos estructurales con secciones transversales no rectangulares, como son aquellas con configuración en *T*, *L*, *I* o *C*, será necesario, además, considerar el trabajo conjunto de todas las porciones que constituyen la sección transversal para establecer las propiedades estructurales.

Comentario:

Cada una de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción del material de que se trate define los lineamientos que se deben seguir para la evaluación de las rigideces en flexión de los elementos estructurales. Un ejemplo de esto son los factores de agrietamiento que se establecen en la NTC-Concreto para modificar la rigidez en flexión de los elementos estructurales de concreto reforzado. Otro ejemplo son las consideraciones y métodos de modelado establecidos por la NTC-Mampostería.

Entre las herramientas analíticas que se pueden usar para calibrar el modelado de elementos anchos o con secciones transversales no rectangulares está el uso de mallas formadas tanto por elementos tipo barra como por elementos finitos. Cuando se recurra a esta alternativa, es importante primero, que los mallados tengan una resolución adecuada para estimar de manera razonable las deformaciones en flexión y en corte del elemento por modelar y, segundo, que se consideren las condiciones de apoyo o frontera adecuadas. Aunque una malla puede ser tan fina como se requiera, se recomienda que como mínimo el elemento estructural se discretice con subelementos con dimensiones no mayores que un quinto del ancho o largo/alto del elemento sin exceder 1 metro.

El modelado del sistema de piso debe considerar las particularidades de su geometría en planta, tales como irregularidades y aperturas para escaleras, elevadores y ductos de tamaño considerable, y aquellas que se requieran por las condiciones específicas del proyecto arquitectónico. Se deben incluir en el modelo los distintos tipos de sistemas de piso que se utilicen para el proyecto, entre los que se encuentran las losas macizas, las losas soportadas sobre láminas metálicas, las losas reticulares y los sistemas prefabricados de piso.

En el modelado de sistemas de piso de losas conformadas por nervaduras en una o dos direcciones (ortogonales entre sí) construidas de forma monolítica con una capa superior de concreto, será válido considerar su trabajo compuesto para estimar las propiedades en flexión fuera del plano del sistema del piso.

No se deben usar modelos simplificados para el sistema de piso cuando se determine, de acuerdo con lo indicado en 2.8, que un diafragma de piso no es rígido en su plano. En estos casos, el modelado del sistema de piso debe considerar explícitamente la flexibilidad en flexión y en corte en el plano de los diafragmas de piso. En su caso, el modelo de análisis deberá incluir la contribución de elementos estructurales como colectores de carga y elementos de borde, y considerar el trabajo conjunto de todos los elementos estructurales contenidos en el plano del sistema de piso.

En edificaciones industriales, donde el sistema de piso (rejillas) o cubierta no da lugar a diafragmas rígidos, se deberán modelar los elementos estructurales, como es el caso de los contraventeos horizontales, que dan continuidad en el plano. Si estos elementos únicamente trabajan a tensión, se deberán hacer las consideraciones necesarias de modelado para tomar en cuenta esta condición.

Comentario:

Es importante modelar correctamente el sistema de piso tanto para poder diseñarlo por resistencia en sus diferentes ubicaciones de interés, así como para identificar concentraciones de esfuerzos debidos a las discontinuidades. Se deben también considerar de igual manera los cambios de rigidez en el entrepiso en caso de existir cambios de sistemas de piso lo cual genera modificaciones en las trayectorias de transferencia de las cargas a los elementos del sistema sismo-resistente.

Cuando un diafragma no cuenta con suficiente rigidez resulta más relevante su resistencia por lo que se deben incluir en el modelado todos los elementos para generar el diseño. En general no es recomendable usar simplificaciones de modelado en los sistemas de piso (por ejemplo, imponer la condición de diafragma rígido) comunes en los programas de análisis con los cuales se impone una situación que no representa el comportamiento real del entrepiso y que podría ocasionar que se desprecien concentraciones de esfuerzos importantes.

1.2.4.6 Modelado de las masas sísmicas

Las masas sísmicas utilizadas para la determinación de los periodos de la estructura y las fuerzas sísmicas deben ser estimadas bajo la consideración del peso propio de la estructura, las cargas muertas impuestas (muros divisorios, acabados, instalaciones, plafones, rellenos, fachadas, etc.) y los valores de las cargas vivas, establecidos de acuerdo con la NTC-Criterios, para condiciones accidentales.

1.2.4.7 Calibración de modelo

En casos en que se requiera el uso de modelos complejos, se deberán corroborar los resultados del análisis con modelos simplificados con el fin de establecer la pertinencia de los resultados obtenidos. Entre las demandas que deben revisarse están el cortante basal, los momentos de volteo, las fuerzas internas en los elementos estructurales y los desplazamientos laterales del sistema estructural.

1.3 Zonas

Para los efectos de cumplimiento de esta Norma, la Ciudad de México se divide en tres zonas sísmicas de acuerdo con lo siguiente:

- a) Zona A. Corresponde a la zona de la ciudad para la que el periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés, T_s , es igual o menor que 0.5s.
- b) Zona B. Corresponde a la zona de la ciudad para la que $0.5 < T_s \leq 1.0s$
- c) Zona C. Corresponde a la zona de la ciudad para la que T_s es mayor que 1.0s

Comentario:

En versiones anteriores de esta Norma, la zonificación geotécnica de la ciudad constituía, de hecho, una zonificación sísmica, de la cual se derivaban los coeficientes sísmicos y los parámetros necesarios para calcular los espectros de diseño o los otros indicadores de la demanda sísmica especificados para realizar el análisis sísmico de la estructura. Desde la edición 2017 de esta Norma se recurre a un sistema informático que proporciona, para el sitio específico del inmueble, el espectro de diseño, cuando se va a realizar un análisis dinámico modal o uno estático, o bien los conjuntos de acelerogramas de diseño, si se va a realizar un análisis dinámico paso a paso. Los procedimientos respectivos se definen en el Capítulo 3 para los dos primeros casos, y en 7.3 y 7.4 para el tercero. Para esta nueva edición de la Norma el comité encargado de redactarla decidió definir tres zonas sísmicas en Ciudad de México, que si bien tienen algún tipo de correspondencia con las zonas geotécnicas (Lomas, Transición y del Lago), no corresponden exactamente a ellas. Mientras que las zonas geotécnicas tienen que ver con la estructura de los suelos

subyacentes, las sísmicas quedan definidas con base en la respuesta dinámica del sitio durante sismos de diferente intensidad. Aunque claramente la respuesta sísmica depende de los suelos subyacentes, en el caso de la Ciudad de México, hay otros factores que influyen de manera importante en la respuesta sísmica de algún sitio en particular, y que deben ser considerados cuidadosamente para establecer los espectros de diseño. Para definir la zona sísmica en que se encuentra el sitio de la construcción, es necesario consultar en el SASID el valor de T_s .

Conocer la zona sísmica a la que pertenece el sitio donde se ubica la estructura es necesario, porque algunos parámetros de los procedimientos de diseño, así como los límites de aplicabilidad de diversos procedimientos de diseño, están en función de la zona sísmica. Adicionalmente, conocer la zona geotécnica sigue siendo necesario debido a que hay que tener en cuenta que los requisitos impuestos para la revisión del proyecto estructural, que se especifican en las Normas Técnicas Complementarias respectivas del Reglamento, son más rigurosos para las edificaciones ubicadas en las zonas del Lago o de Transición que para las que se encuentran en la zona de Lomas.

1.4 Clasificación de las estructuras

Para fines de diseño sísmico las construcciones se clasificarán en los grupos y subgrupos que se indican en el Reglamento.

Comentario:

La clasificación de la estructura es básica para definir, como indica la tabla 1.1a, los requisitos de diseño y revisión de la estructura, así como las demandas sísmicas de diseño.

1.5 Acciones sísmicas de diseño

Cuando el diseño se realice con el análisis dinámico modal especificado en 7.2, las acciones sísmicas se determinarán con los espectros de diseño definidos en el Capítulo 3. Las acciones sísmicas para el diseño con el método estático especificado en el Capítulo 6 se determinarán también con los espectros citados, con las modificaciones indicadas en ese Capítulo. Cuando se use un método de análisis dinámico paso a paso, las acciones sísmicas se determinarán mediante familias de acelerogramas obtenidas como se especifica en 7.4.1.

Comentario:

La forma de determinar las acciones sísmicas de diseño depende del método de análisis sísmico que se haya adoptado. Estos métodos se especifican en 2.1 y se tratan con mayor detalle en los Capítulos 6 y 7.

Los espectros de diseño y los conjuntos de acelerogramas se obtienen directamente de una base de datos electrónica que ha sido desarrollada específicamente para la aplicación de esta Norma.

1.6 Reducción de las fuerzas sísmicas

Cuando se use el análisis dinámico modal espectral o el análisis estático, las fuerzas sísmicas calculadas pueden reducirse para fines de diseño siguiendo los criterios que se fijan en 3.2 y 3.3 en función del nivel de desempeño y de las características del sistema estructural y del tipo de suelo. Cuando se use un método de análisis dinámico paso a paso, las acciones sísmicas y las respuestas dinámicas correspondientes se determinarán como se especifica en 7.4.

Comentario:

En ediciones anteriores de esta Norma ya se había introducido la posibilidad de aplicar una reducción de las acciones de diseño en función de la capacidad de la estructura de disipar parte de la energía introducida por el sismo mediante el comportamiento no lineal de los materiales. En esta nueva edición se mantiene esta reducción para la revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida y, en el Capítulo 4, se hacen más explícitas y detalladas las opciones que se tienen en función del material, del sistema estructural y del detallado de los elementos estructurales.

En el Apéndice A de la edición 2004 de esta Norma, ya se incluía la reducción de las acciones de diseño en función de la sobre-resistencia de la estructura. A partir de la edición 2017, dicha reducción se aplica de manera generalizada y, a partir de la presente edición, se hace una distinción en estos términos para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida.

1.7 Revisión de los desplazamientos laterales

La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen con un análisis que considera los efectos combinados de las fuerzas sísmicas de diseño y de las fuerzas gravitacionales, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical

contenido en el entrepiso (marcos, muros o cualquier otro elemento vertical). Para el cálculo de las distorsiones se deberán incluir, cuando así proceda, los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales, de interacción suelo-estructura, y de flexibilidad de los diafragmas de piso establecidos en el Capítulo 2, así como el factor de carga que corresponda según lo establecido en 3.4 de la NTC-Criterios. La revisión de las distorsiones se deberá hacer de manera independiente para las dos direcciones principales de análisis, y debe considerar los niveles de desempeño indicados en la tabla 1.1a, según el grupo al que pertenezca la construcción de acuerdo con la clasificación de 1.4.

Para el cumplimiento del nivel de desempeño de Seguridad de Vida, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño que corresponda a la intensidad sísmica de interés, establecido de acuerdo con el Capítulo 3, multiplicadas por QR' , no excedan los valores especificados para la distorsión límite γ_{sv} en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, según la estructuración que se haya adoptado. Q es el factor de comportamiento sísmico especificado en las mismas tablas. El valor de R' se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección en que se revisan las distorsiones de acuerdo con 3.3. Dado que el nivel de desempeño de Seguridad de Vida hace referencia al comportamiento de los elementos estructurales, se le considera un estado límite de falla y, en consecuencia, se deben considerar los factores de carga prescritos por las NTC-Criterios durante el análisis.

Para el cumplimiento del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro elástico de diseño que corresponda a la intensidad sísmica de interés, establecido de acuerdo con el Capítulo 3, multiplicadas por R' , no excedan los valores especificados para la distorsión límite γ_{or} en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, según la estructuración que se haya adoptado. El valor de R' se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección en que se revisan las distorsiones de acuerdo con 3.3. Las distorsiones no requieren ser multiplicadas por Q debido a que para este nivel de desempeño se usa $Q = 1$. Dado que el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata hace referencia al comportamiento de los elementos estructurales, se le considera un estado límite de falla y, en consecuencia, se deben considerar los factores de carga prescritos por las NTC-Criterios durante el análisis.

Para el cumplimiento del nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro elástico sin reducir que corresponda a la intensidad sísmica de interés, establecido de acuerdo con el Capítulo 3, no excedan 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004. Al calcular las distorsiones mencionadas en este párrafo pueden descontarse las debidas a la flexión de conjunto de la estructura. Dado que el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural hace referencia exclusiva al desempeño de los elementos no estructurales, se le considera un estado límite de servicio y, en consecuencia, no se deben considerar factores de carga durante el análisis.

Cuando se use un método de análisis dinámico paso a paso, la revisión de las distorsiones de entrepiso se hará como se especifica en 7.4.4.

Los desplazamientos laterales y las distorsiones para la intensidad sísmica base de diseño se emplearán para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de 1.8.

Comentario:

En ediciones de esta Norma anteriores a 2017, la revisión de los desplazamientos laterales de entrepiso tenía solamente la función de cumplir el requisito de que ante sismos frecuentes no se presentaran daños en elementos no estructurales. En esta edición se dan criterios para revisar tres niveles de desempeño: Seguridad de Vida, Ocupación Inmediata y Limitación de Daño No Estructural. Para los tres niveles de desempeño se revisa la distorsión máxima de entrepiso. El primero tiene el objetivo de que la distorsión de ningún entrepiso exceda la capacidad de deformación lateral del entrepiso para la que el daño es reparable y no pone en riesgo la integridad física de los ocupantes del edificio. La capacidad de distorsión de entrepiso debe tomar en cuenta tanto la parte de comportamiento lineal como la no lineal del mismo; o sea que depende de la ductilidad del sistema estructural. Por ello los resultados del análisis de la estructura para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida se deben multiplicar por Q y por R' , dado que este análisis supone un comportamiento lineal hasta la deformación de fluencia del sistema estructural, y no toma en cuenta que las deformaciones inelásticas son Q veces mayores que las calculadas; tampoco toma en cuenta que la resistencia que puede alcanzar la estructura es R' veces mayor que la supuesta en el análisis. Las distorsiones máximas así obtenidas no deben exceder la que corresponde a la deformación lateral en que el sistema estructural alcanza su resistencia máxima (γ_{sv}), la que se proporciona en el Capítulo 4 en función del material y el sistema estructural. Los valores de distorsión límite γ_{sv} considerados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 para la revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida exhiben diferencias notables respecto a los

considerados en el cuerpo principal de la edición 2004 de esta Norma. Esto se debe a que la edición actual requiere, en congruencia con el uso de espectros transparentes de diseño para la evaluación de este nivel de desempeño, de capacidades realistas de deformación para los diferentes sistemas estructurales. El uso de valores realistas para la distorsión máxima ya era considerado en el Apéndice A de la edición 2004 de esta Norma.

La segunda revisión tiene como objetivo revisar que la estructura sea capaz de satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, para lo cual deberán considerarse los valores de γ_{01} contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. Los resultados del análisis de la estructura para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata solo se deben multiplicar R' , ya que para este nivel de desempeño el sistema estructural debe permanecer elástico y, por ende, $Q = 1$. Para hacer posible el diseño del sistema estructural bajo estas circunstancias, puede considerarse el uso de sistemas duales conformados por marcos y elementos estructurales rigidizantes, como muros y contravientos, y el uso de sistemas de control de la respuesta sísmica.

La tercera revisión de desplazamientos laterales se refiere al nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural, que consiste en que, en ningún entrepiso se rebase la distorsión que causaría daño moderado a elementos no estructurales, tales como muros de mampostería, muros divisorios de tablarroca o similar, plafones, y elementos de fachada como cancelerías, vidrios y elementos prefabricados. No se reduce el espectro de diseño por los factores de reducción contemplados en 3.2 y 3.3 debido a que para este nivel de desempeño el sistema estructural no desarrolla comportamiento no lineal ni sobre-resistencia.

En la práctica, limitar las distorsiones de entrepiso en un sistema estructural convencional para los diferentes niveles de desempeño implica imponer requisitos de rigidez lateral durante su diseño. La distorsión con la que se revisa el nivel de desempeño que corresponda se calcula bajo la consideración exclusiva de la componente de los desplazamientos laterales alineada con la dirección de interés, esto es, no debe considerarse una suma vectorial que incluya la contribución de la componente en la dirección perpendicular a la de interés.

Los valores de Q , R' , y γ_{sv} y γ_{01} son propiedades unidireccionales del sistema estructural; esto es, corresponden a una de las direcciones principales de análisis. Pueden ser iguales o no para las dos direcciones principales de análisis en función de si los parámetros y condiciones que se usan para establecer estos valores difieren en dichas direcciones. Con fines de simplificar la revisión de distorsiones, sería posible usar los mismos valores en ambas direcciones siempre y cuando esto de lugar a una revisión más conservadora.

1.8 Separación de edificios colindantes

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor que 5 cm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con un análisis que considere, cuando así proceda, los efectos de giro y del corrimiento en la base de la cimentación calculados con los procedimientos del Capítulo 9.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor que la suma de las requeridas para cada una, según esta sección.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno, de acuerdo con los párrafos precedentes. La separación entre dos edificaciones ubicadas en el mismo predio o entre cuerpos de un mismo edificio no deben ser menores que 10 cm.

En los planos arquitectónicos y estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material, condición que debe garantizarse al término de la construcción. Para garantizar que no se obstruya la separación deberán usarse tapajuntas que permitan los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicular a él. Los tapajuntas deberán revisarse cada 5 años o después de la ocurrencia de un sismo importante, y recibir el mantenimiento adecuado.

Comentario:

Las separaciones mínimas que se establecen entre estructuras adyacentes tienen el fin de impedir el choque entre ellas, que ha sido una causa frecuente de fallas locales o totales en las construcciones.

Se establece que el hecho de que una construcción adyacente no haya respetado los criterios de separación mínima no basta para que los criterios no se respeten en la nueva construcción que se diseña. La definición de sismo importante puede encontrarse en Definiciones.

2. TIPOS DE ANÁLISIS Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR

2.1 Métodos de análisis sísmico

Las estructuras deben diseñarse con el análisis dinámico modal espectral indicado en 7.2. El método estático del Capítulo 6 es aceptable cuando se cumplan los requisitos establecidos en ese Capítulo.

Debe verificarse con un análisis dinámico paso a paso, de acuerdo con lo indicado en 7.3 y 7.4, el diseño estructural de edificaciones que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1, de estructuras con periodo fundamental de vibrar mayor que 5 s, de estructuras fuertemente irregulares por torsión o por elevación de acuerdo con lo indicado en 5.5 y 5.6, respectivamente, de estructuras diseñadas con metodologías de diseño basadas en el control de desplazamientos de acuerdo con el Capítulo 11, y de estructuras con dispositivos de control, diseñadas de acuerdo con lo indicado en los Capítulos 12 y 13. Se considerará satisfactorio el diseño si se cumple con lo especificado en 7.4.4 y el Capítulo 14.

Tabla 2.1.1 Límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo un análisis dinámico paso a paso

Zonas Sísmicas	Estructuración ^[1]	Altura, en m
B y C	Regular	120
	Irregular	100
	Fuertemente Irregular	80

^[1] El sistema estructural se clasifica como regular, irregular o fuertemente irregular de acuerdo con lo indicado en 2.2

Comentario:

Con fines de diseño, esta Norma considera el análisis dinámico modal y el análisis estático. Mientras que el primero se considera válido bajo cualquier circunstancia, el uso del segundo se limita a estructuras de baja altura y no puede usarse para el diseño de estructuras del Grupo A o que sean fuertemente irregulares.

El uso del análisis dinámico paso a paso se considera para la revisión de la seguridad estructural de edificios altos. En particular, la revisión de varios edificios altos ubicados en las Zonas B y C indica que el nivel de daño en sus pisos intermedios y superiores puede resultar excesivo a pesar de haber sido diseñadas correctamente conforme a un análisis dinámico modal espectral. Esto debido a que sus modos superiores movilizan un alto porcentaje de la masa total del sistema estructural, y que, en dichas zonas, los segundos y terceros modos de vibrar contribuyen de forma importante a la respuesta dinámica debido a la coincidencia que se observa entre sus periodos y el periodo dominante del terreno. Por otra parte, tampoco se pueden evaluar aceleraciones mediante el análisis dinámico modal espectral que para algunos entresijos de edificios altos puede ser una condición de diseño. Varias investigaciones, como la reportada en Rodríguez et al. (2002), indican que los procedimientos tradicionales de combinación modal, como las consideradas por esta Norma, pueden llegar a subestimar de manera importante la contribución de modos superiores a la respuesta dinámica de los edificios, y que esta subestimación se hace más pronunciada conforme se incrementa la demanda de comportamiento plástico en el sistema estructural. Por ello, esta Norma requieren de una revisión cuidadosa del sistema estructural de edificios altos para evitar daño excesivo en sus pisos intermedios y superiores.

A partir de esta edición, la Norma considera una variedad de casos para los que debe verificarse el diseño con un análisis dinámico paso a paso. Por diversas razones, las ordenadas del espectro parametrizado de diseño suelen ser mayores que las del espectro de peligro uniforme que se usa como referencia para establecer los acelerogramas con que se lleva a cabo el análisis dinámico paso a paso. Como resultado de esto, es probable que la respuesta del sistema estructural que se estima con un análisis dinámico paso a paso resulte significativamente menor que la que se estima, ya sea con un análisis estático o uno modal espectral, con fines de diseño. Dentro del contexto de uso de esta Norma, esto no implica la posibilidad de optimizar el sistema estructural. Al respecto, el comité a cargo de redactarla considera necesario que la comunidad mexicana de ingeniería estructural desarrolle mayor experiencia con el uso del análisis dinámico paso a paso, dentro del marco de una evaluación basada en desempeño, antes de abrir la posibilidad de optimizar el diseño con base en sus resultados. Por el momento, el análisis dinámico paso a paso representa una herramienta de verificación de un sistema estructural diseñado bajo la consideración de todos los requisitos impuestos por esta Norma.

2.2 Irregularidad estructural

Con fines de diseño y para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, se penalizarán las acciones de diseño y las distorsiones límite de las estructuras irregulares de acuerdo con lo indicado en 5.4, 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8.

Para efectos de cumplimiento de esta Norma deberá clasificarse la estructura de acuerdo con lo siguiente:

- 1) Regular, cuando no cae en ninguno de los casos bajo consideración en 5.4, 5.5, 5.6 y 5.8
- 2) Irregular, cuando caiga en cualquiera de los casos indicados en 5.4 y 5.8
- 3) Fuertemente irregular, cuando caiga en cualquiera de los casos indicados en 5.5 y 5.6.

Para efectos de cumplimiento de esta Norma, se establece que una estructura cumple con la condición de planta sensiblemente simétrica cuando no exhibe la irregularidad en torsión indicada en 5.2.1.

Comentario:

Las penalizaciones de las acciones de diseño y distorsiones límite indicadas en el Capítulo 5 se establecieron con el fin de mejorar el desempeño estructural de las estructuras irregulares. Dado que el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural hace referencia en exclusiva al desempeño de los elementos no estructurales, se le considera un estado límite de servicio y, en consecuencia, no se usa para revisar el desempeño del sistema estructural. En congruencia, solo es necesario considerar las penalizaciones indicadas en el Capítulo 5 cuando se consideran los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, que hacen referencia al desempeño del sistema estructural.

2.3 Efectos de torsión

La excentricidad torsional, e_s , calculada en cada entrepiso, debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él. Para fines de diseño, el momento torsionante debe tomarse, por lo menos, igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad (2.3.1.a)$$

$$e_s - e_a \quad (2.3.1.b)$$

donde e_a es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

La excentricidad accidental, e_{ai} , en la dirección perpendicular a la de análisis en el i -ésimo entrepiso debe calcularse como sigue:

$$\left[0.05 + \frac{0.05(i-1)}{(n-1)} \right] b_i \quad (2.3.2)$$

donde b_i es la dimensión del i -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis; y n , el número de pisos del sistema estructural. Cuando las fuerzas sísmicas se aplican de manera concurrente en 2 direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones, sino que debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto.

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígidos de acuerdo con lo indicado en 2.8, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo a las fuerzas y desplazamientos que resulten de un análisis que no la considere, los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. El valor de cada uno de estos sistemas de carga se determinará de manera que produzca los momentos torsionantes de entrepiso que resultarían de considerar en cada dirección horizontal ortogonal la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad accidental calculada con la ecuación 2.3.2. Para este fin, se considerarán dos configuraciones de los momentos torsionantes debidos a las excentricidades accidentales, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo. Esta condición se cumple de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{oi} = \pm [M_{ai} - M_{a(i+1)}] \quad (2.3.3)$$

donde M_{0i} es el momento aplicado en el plano del i -ésimo nivel, y $M_{ai} = (V_i e_{ai})$, en donde V_i es la fuerza cortante del i -ésimo entrepiso en la dirección del análisis, y e_{ai} su correspondiente excentricidad accidental de entrepiso, calculada de acuerdo con la ecuación 2.3.2.

Ningún elemento estructural podrá tener una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante que le corresponda sin tomar en cuenta la torsión accidental.

Comentario:

La torsión sísmica se considera formada de dos partes: una torsión propia del modelo de análisis, comúnmente referida como torsión natural, y una torsión accidental.

Las torsiones natural y accidental se expresan como el producto de una fuerza por una excentricidad. Así, la torsión natural se obtiene del producto de una fuerza cortante (\mathbf{V}) por una excentricidad natural (\mathbf{e}_s), y la torsión accidental resulta del producto de la misma fuerza cortante por una excentricidad accidental (\mathbf{e}_a). El tipo de análisis estructural (dinámico o estático) determina cómo incorporar en el diseño los efectos de ambas torsiones. Las fuerzas cortantes deberán estimarse con apego a lo establecido en otras secciones de esta Norma.

En esta Norma, el término “centro de torsión” es equivalente al término “centro de rigidez” y se entiende como el punto a través del cual la fuerza cortante resultante en ese entrepiso pasa sin ocasionar rotación alguna de ese entrepiso.

La forma más sencilla de calcular los efectos de la torsión natural es empleando un modelo de análisis tridimensional (estático o dinámico), lo cual evita calcular de manera explícita el centro de rigidez y la excentricidad natural. Si el análisis es dinámico, las masas asociadas a la carga muerta y a la carga viva instantánea deben ubicarse en el modelo de tal forma que se incorpore adecuadamente la inercia rotacional. Además, si el análisis es dinámico los resultados que se obtienen de éste ya incluyen el efecto dinámico de la excentricidad natural.

Si se realiza un análisis estático tridimensional, las fuerzas sísmicas equivalentes en cada piso deben pasar por los centros de masa. De esta manera, el análisis proporciona los efectos de la torsión natural estática, por lo que se deberá recurrir al uso de las ecuaciones 2.3.1.a y 2.3.1.b para corregir los resultados del análisis estático y obtener estimaciones dinámicas. El factor de 1.5 que multiplica a la variable \mathbf{e}_s en la ecuación 2.3.1.a, toma en cuenta de manera aproximada los efectos estáticos en dinámicos. En un análisis dinámico dicho factor es igual a 1.0.

Los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo. Por ejemplo, si en uno de los lados la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo. Es importante para controlar la respuesta torsional de la estructura que las resistencias y rigideces laterales de dichos elementos y planos sean razonablemente iguales, en la dirección de interés, a ambos lados del centro de rigidez del entrepiso.

La torsión accidental se estima por medio de la ecuación 2.3.2, la cual hace variar la excentricidad accidental en función de la ubicación vertical del entrepiso. Los efectos calculados de la torsión accidental se suponen como dinámicos en todos los casos, por lo que no requieren amplificación.

En el caso de un análisis estático o en uno modal espectral, los efectos de la torsión accidental se pueden sumar algebraicamente a los resultados de un análisis que sólo considere \mathbf{e}_s . En forma práctica esto equivale a definir dos condiciones de carga: una para la torsión natural y otra para la torsión accidental. Para ambos tipos de análisis, el sistema de carga básico correspondiente a la torsión accidental se obtiene aplicando momentos M_{0i} en cada uno de los pisos (losas), de acuerdo con la ecuación 2.3.3. Los momentos de entrepiso M_{ai} , a partir de los cuales se obtienen los momentos M_{0i} , se ilustran en la figura C2.3.1 para la dirección de análisis indicada. Es claro que para el último entrepiso $M_{0i} = \pm M_{ai}$. Para considerar los efectos bidireccionales deben analizarse por separado ambas direcciones del registro sísmico. Para cada dirección de análisis se usa una condición de carga independiente y posteriormente éstas se combinan.

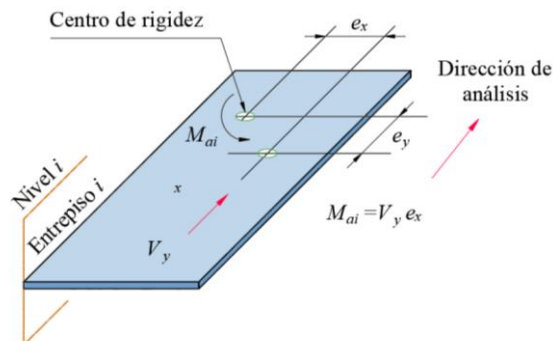


Figura C2.3.1 Definición de momentos M_{ai}

La evaluación de daño en edificios después de sismos intensos, como los ocurridos los 19 de septiembre de 1985 y 2017, indica que un porcentaje considerable de los edificios que exhibieron comportamiento estructural deficiente y colapso, estaban ubicados en esquina. Entre las razones que se han encontrado para este desempeño deficiente está el de efectos torsionales excesivos en la respuesta dinámica del sistema estructural. Debido a esto, algunos cuerpos normativos, como el ASCE/SEI 7-22, limitan en algunos casos la irregularidad en planta del sistema estructural. Independientemente de que se sigan los requerimientos de diseño de esta Norma en lo que se refiere a los efectos de torsión, siempre será deseable controlar la respuesta torsional del sistema por medio del uso de sistemas razonablemente regulares en planta y de configuraciones estructurales con alta rigidez torsional.

2.4 Efectos de segundo orden

Deben tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden; esto es, los momentos, fuerzas axiales y cortantes adicionales provocadas por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden desprejiciarse en los entrepisos en que la distorsión establecida para la revisión de acuerdo con 1.7 no exceda la cantidad siguiente:

$$0.08 \frac{V_i}{W_{pi}} \quad (2.4.1)$$

donde V_i es la fuerza cortante de diseño calculada en el i -ésimo entrepiso para la revisión del nivel de desempeño de interés y W_{pi} el peso de la parte de la construcción situada encima de ese entrepiso, sin factor de carga.

Comentario:

Esta Norma usa la distorsión máxima para establecer cuándo deben considerarse los efectos geométricos de segundo orden en el análisis estructural. El requerimiento actual es similar al que se establecía en ediciones anteriores de la Norma, con la excepción de que ahora se establece explícitamente que el peso de la parte de la construcción situada encima del entrepiso no debe considerar el factor de carga. En congruencia, estándares de diseño sísmico, como el ASCE/SEI 7-22, indican que, durante el cálculo del coeficiente de estabilidad usado para establecer la necesidad de considerar los efectos de segundo orden, el peso no debe considerar factores de carga mayores que uno. Lo anterior debido a que la fuerza cortante de diseño calculada para el entrepiso ya considera un factor de carga. En términos generales, la ecuación 2.4.1 se estableció con el fin de que el incremento en las fuerzas internas producto de los efectos de segundo orden no exceda en más de 10 por ciento el valor de las fuerzas internas estimadas sin tomar en cuenta dichos efectos.

2.5 Efectos bidireccionales

Para el método estático o el dinámico modal espectral, los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que resulten más desfavorables para el diseño de cada elemento estructural.

Comentario:

Muchos elementos de un sistema estructural quedan sometidos de manera simultánea a los efectos de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno. En muchos casos, considerar un modelo bidimensional (que ignora este efecto combinado) da lugar a diseños deficientes que pueden no satisfacer el propósito y alcance establecidos en 1.1. Para evitar lo anterior, esta Norma requiere el uso de modelos tridimensionales de análisis estructural que consideren los efectos combinados de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno. La combinación 100-30 por ciento es considerada por varios códigos de diseño sísmico, ya que su aplicación por varias décadas ha dado lugar a sistemas estructurales que han tenido un desempeño sísmico adecuado durante eventos sísmicos de diferente intensidad.

2.6 Efectos de la interacción suelo-estructura

Tanto para los casos en que el espectro de diseño se obtenga a partir del SASID, como para aquellos en que se determine por medio de un estudio basado en las propiedades específicas del suelo, el cálculo de la respuesta sísmica de diseño tomará en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura inercial de acuerdo con el Capítulo 9. Estos efectos también deberán ser considerados cuando se lleve a cabo un análisis dinámico paso a paso conforme a lo indicado en las secciones 7.3 y 7.4.

Comentario:

Los efectos de interacción suelo-estructura se presentan cuando las deformaciones que se producen entre el sistema de cimentación y el terreno de desplante que lo rodea son los suficientemente grandes, con respecto a la deformación esperada en la estructura, para ser tomadas en cuenta. Estos efectos pueden modificar los parámetros dinámicos fundamentales del sistema suelo-estructura, en especial aquellos asociados al modo fundamental de vibrar en cada una de las direcciones ortogonales de la estructura. Las principales modificaciones son el alargamiento del periodo fundamental de vibrar, el cambio en el nivel de amortiguamiento y la modificación de la relación que existe entre el factor de comportamiento sísmico Q y el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' . Estas modificaciones generan variaciones (amplificaciones o reducciones) en las ordenadas del espectro de diseño que deberán usarse durante el diseño de la estructura y su cimentación.

2.7 Comportamiento asimétrico en elevación

Cuando el sistema estructural sea asimétrico en elevación debido a que sus cortantes basales resistentes son significativamente diferentes en los dos sentidos de una dirección de análisis, se dividirán los factores de resistencia correspondientes al material de que se trate, entre el factor F_a especificado en las ecuaciones 2.7.1 o 2.7.2. Entre estos casos se encuentran estructuras con elementos o planos estructurales inclinados en altura o con elementos que respondan de manera diferente en cada sentido de la acción sísmica.

$$F_a = \frac{a_a \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}}{c_a + \left|\frac{T_1}{T_s} - 1\right|} + d_a \tag{2.7.1}$$

en el caso en que el sistema estructural se desplante en suelos con T_s mayor que 1s, y:

$$F_a = \frac{a_a \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}}{c_a + \left(\frac{T_1}{T_s}\right)^{b_a}} + d_a \tag{2.7.2}$$

cuando el sistema se desplante en suelos con T_s menor o igual que 1 s.

T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés; se obtiene conforme a lo indicado en el Capítulo 3 o, en su caso, el Apéndice A. T_1 es el periodo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección de análisis. La tabla 2.7.1 define, en función del valor de T_s , los valores de los parámetros a_a , b_a , c_a y d_a de las ecuaciones 2.7.1 y 2.7.2.

En la tabla 2.7.1 α evalúa el nivel de asimetría. Para una estructura sin desplomo, α es igual a:

$$\alpha_{sd} = \frac{V_b^f - V_b^d}{2W_0} \tag{2.7.3}$$

donde α_{sd} es el nivel de asimetría en fluencia; y V_b^f y V_b^d son, respectivamente, las cortantes basales de fluencia en los sentidos fuerte y débil de la estructura en la dirección de análisis, que se determinan de acuerdo con 6.5 bajo la consideración de todos los elementos que puedan contribuir a ellas. W_0 es el peso total de la estructura al nivel del desplante

Tabla 2.7.1 Valores de parámetros utilizados para estimar el Factor F_a

Periodo del Sitio (s)	a_a	b_a	c_a	d_a
$T_s \leq 0.5$	$(3.5Q - 1.5) \alpha$	13.4	0.1	$1.6\alpha + 1.0$
$0.5 < T_s \leq 1.0$	$(4.8Q - 3.0) \alpha$	8.8	0.1	$4.1\alpha + 1.0$
$1.0 < T_s \leq 1.5$	$(1.5Q - 1.4) \alpha$	0.7	0.08	1.0
$1.5 < T_s \leq 2.0$	$(2.0Q - 1.6) \alpha$	0.5	0.1	1.0
$2.0 < T_s \leq 2.5$	$(1.5Q + 0.8) \alpha$	0.9	0.12	1.0
$2.5 < T_s \leq 3.0$	$(1.5Q + 1.1) \alpha$	0.7	0.13	1.0
$3.0 < T_s \leq 4.0$	$(1.9Q - 0.05) \alpha$	0.1	0.12	1.0

Para el análisis de estructuras que excedan los límites de altura indicados en la tabla 2.1.1, se deberá emplear el método de análisis dinámico no lineal paso a paso descrito en 7.4, y se hará consideración explícita de la asimetría en fluencia en el modelo de análisis.

Comentario:

Esta sección se aplica a edificaciones que presentan una mayor cortante basal resistente (V_b) en un sentido de una misma dirección que en el opuesto y que, además, su rigidez lateral es igual en ambos sentidos. Este tipo de asimetría se presenta, por ejemplo, en estructuras con elementos o planos estructurales inclinados en altura, edificios con asimetría en las cargas verticales, estructuras con elementos estructurales que respondan de manera diferente en cada sentido de la excitación sísmica, desplomo de las edificaciones, etc. Cuando las fuerzas crecientes en forma monótonica se aplican en el sentido débil (por ejemplo, en un edificio inclinado sería en el sentido de su inclinación) la fuerza cortante de fluencia (V_b^d) es menor que cuando las fuerzas se aplican en el sentido contrario (V_b^f), como en la figura C6.5.3. El desplazamiento de azotea al que se hace referencia en la figura se mide en la dirección de interés. El cortante basal resistente en la base de un edificio se estima, con fines de evaluar el nivel de asimetría con la ecuación 2.7.3, mediante un análisis estático no lineal llevado a cabo de acuerdo con los requerimientos de 6.5.

La mitad del valor absoluto de la diferencia entre las fuerzas $|(V_b^f - V_b^d)|/2$ dividida entre el peso de la estructura (W_o) representa el nivel de la asimetría dado por la ecuación 2.7.3 (que para el caso de un edificio inclinado es igual al desplomo de la construcción dividido entre su altura). Una explicación detallada sobre la definición de u_{sd} se encuentra en Valenzuela-Beltrán y Ruiz (2017). En la tabla 2.7.1 se puede observar que los parámetros a_a , b_a , c_a y d_a dependen tanto del nivel de asimetría, como del factor de comportamiento sísmico Q . Con los parámetros mencionados antes es posible calcular el factor F_a usando la ecuación 2.7.1 o la 2.7.2. Este factor sirve para tomar en cuenta la relación entre las demandas de ductilidad que se presentan en estructuras con capacidades laterales diferentes en los dos sentidos en comparación con los que se obtienen en estructuras con capacidades iguales en ambos sentidos.

Las ecuaciones 2.7.1 y 2.7.2 se basan en estudios hechos por Valenzuela et al. (2018). Las expresiones se dedujeron con base en análisis de peligro sísmico, en el que se establece como condición que el diseño de un sistema estructural con asimetría en fluencia debe tener la misma tasa anual de excedencia de un valor dado de la ductilidad que la de la misma estructura si no tuviese dicha asimetría.

Las ecuaciones 2.7.1 y 2.7.2 constituyen una mejora con respecto a las especificaciones relativas a esta sección de versiones anteriores de esta Norma, en donde se ignoraba la influencia de los periodos de vibrar tanto de la estructura como del suelo (T_1 y T_s , respectivamente). La tabla 2.7.1 presenta siete zonas de la Ciudad de México asociadas a diferentes intervalos de periodos dominantes de vibrar del suelo.

2.8 Flexibilidad en el plano de los diafragmas de piso

Independientemente del tipo de análisis considerado, el cálculo de la respuesta sísmica de diseño deberá tomar en cuenta las deformaciones de los diafragmas de piso en su plano. Estos podrán despreciarse para el caso de diafragmas de piso que puedan considerarse rígidos en su plano, que son aquellos que, para las fuerzas laterales de diseño para la intensidad sísmica de interés, no exhiben irregularidad por flexibilidad excesiva de los diafragmas de piso de acuerdo con 5.2.4. Además, podrá considerarse satisfecha la condición de diafragma rígido si el sistema de piso está estructurado con base en losas de concreto o de concreto colado sobre tableros de acero, que no exhiban la irregularidad geométrica en planta señalada en 5.2.3, ni la irregularidad por discontinuidad de un diafragma de piso señalada en 5.2.5, y cuya dimensión mayor en planta, orientada en alguna de las direcciones principales del sistema estructural, no sea mayor que 40 m.

2.9 Cargas sísmicas durante la construcción

En caso de que durante la construcción la estructura o alguna parte de ella pueda quedar en condiciones más desfavorables que las que pueden presentarse después de su terminación, deberá preverse desde la etapa de diseño, que durante su proceso de construcción la estructura tenga la capacidad de resistir las solicitaciones sísmicas obtenidas con un espectro de diseño correspondiente a la intensidad sísmica frecuente. Los valores de Q y R' usados para establecer este espectro deben corresponder a las etapas de construcción que se consideren críticas para el diseño. Para alcanzar la seguridad requerida podrá recurrirse a apuntalamientos o refuerzos temporales.

Comentario:

Para algunas estructuras, la condición crítica para su estabilidad estructural no se da cuando, una vez terminadas, son sujetas a la acción de un sismo intenso. Por tanto, se consideró importante que los sistemas estructurales diseñados conforme a esta Norma tengan la capacidad de resistir adecuadamente las solicitaciones sísmicas que puedan ocurrir durante las diferentes etapas de su proceso constructivo. Dado que el tiempo de construcción es

significativamente menor que la vida útil de los sistemas estructurales, se prescribe el uso de la intensidad sísmica frecuente para establecer las cargas sísmicas durante la construcción.

Para establecer las ordenadas espectrales para la intensidad sísmica frecuente y la combinación de \mathbf{Q} y \mathbf{R}' que se establezca para una etapa de construcción de interés, se establecen primero las correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño para esa misma combinación de \mathbf{Q} y \mathbf{R}' , y se multiplican por el factor \mathbf{K}_s de acuerdo con lo indicado en 3.1.1.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

3. ESPECTROS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

3.1 Espectros de diseño para el análisis dinámico modal y análisis estático

3.1.1 Espectros obtenidos del sistema de acciones sísmicas de diseño

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal espectral definido en 7.2, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el *Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño*, denominado *SASID*, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al *SASID* es <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>. Se encuentran en esa base de datos para el sitio de la construcción y las intensidades sísmicas base de diseño e infrecuente:

- a) Los espectros elásticos de pseudo-aceleración y desplazamiento de peligro uniforme
- b) Los espectros elásticos normativos, sin reducción, de pseudo-aceleración y desplazamiento
- c) El correspondiente espectro de diseño de pseudo-aceleración afectado, en su caso, por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y por sobre-resistencia, R' , correspondientes al nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Cuando se emplee el método de análisis estático, las acciones de diseño correspondientes se obtendrán como se indica en el Capítulo 6, para lo cual los parámetros necesarios se obtendrán, para la intensidad sísmica de interés, del *SASID*.

Para establecer las ordenadas espectrales para la intensidad sísmica frecuente para cualquier combinación de Q y R' , se establecen primero las correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño, y se multiplican por el factor K_s , que se determina como:

$$K_s = \begin{cases} 1/6 & \text{Zona A} \\ 1/[6-4(T_s-0.5)] & \text{Zona B} \\ 1/4 & \text{Zona C} \end{cases} \quad (3.1.1)$$

La tabla 3.1.1 resume como se establecen los espectros normativos para cada objetivo de diseño. Los valores de Q' y R' que deben usarse para los diferentes casos se establecen de acuerdo con 3.2 y 3.3.

Tabla 3.1.1 Determinación de espectros de diseño para los objetivos de diseño contemplados por esta Norma ^[1]

Intensidad Sísmica de Diseño ^[2]	Niveles de Desempeño			
	No Estructural	Estructural		
	Limitación de Daño	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente	1) Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica base de diseño multiplicado por K_s ^[3]			
Base de Diseño		4 y 6) Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica base de diseño dividido por $R' = 0.75R$ ($Q = 1$) ^[4]	2) Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica base de diseño dividido por Q' ($Q > 1$) y $R' = R$ ^[5]	
Infrecuente		7) Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica infrecuente ^[6]	5) Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica infrecuente dividido por Q' ($Q > 1$) y $R' = R$ ^[5]	3) Evaluación basada en desempeño con acelerogramas ^[7]

^[1] Los objetivos de diseño 1 a 7 se establecen en las tablas 1.1a, 12.1.1 y 13.1.1.

^[2] De acuerdo con lo indicado en la tabla 1.1a.

^[3] La revisión del nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural no requiere reducir el espectro elástico por R' y Q' . La multiplicación por el valor de K_s , calculado de acuerdo con la ecuación 3.1.1, se hace para ajustar a la baja el periodo de retorno asociado a las ordenadas espectrales. Dicha multiplicación no es considerada explícitamente por el *SASID*, de tal manera que debe ser hecha con una hoja de cálculo por fuera del entorno informático de esta aplicación.

^[4] La revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata no requiere reducir el espectro elástico por Q' , ya que se considera comportamiento elástico para el sistema estructural ($Q = 1$). El valor de R' debe corresponder al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, esto es, $R' = 0.75 R$ (ver ecuación 3.3.2b). Debido a que el SASID solo considera valores de R' para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, la reducción por R' para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata no es considerada explícitamente por él, y debe hacerse con una hoja de cálculo por fuera del entorno informático de esta aplicación.

^[5] La revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida requiere reducir el espectro elástico por Q' , ya que se considera comportamiento plástico para el sistema estructural ($Q > 1$). El valor de R' debe corresponder al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, esto es, $R' = R$ (ver ecuación 3.3.2a). Debido a que el SASID considera valores de R' para este nivel de desempeño, la reducción por R' es la considerada explícitamente por esta aplicación.

^[6] Las consideraciones para el manejo del espectro elástico correspondiente a la intensidad sísmica infrecuente para el análisis y diseño de sistemas estructurales con aislamiento sísmico se indican en el Capítulo 13.

^[7] Esta Norma no establece requerimientos de diseño para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso; en congruencia tampoco da indicaciones de como establecer un espectro de diseño para él. Para la evaluación basada en desempeño que se requiere para el sistema estructural de acuerdo con el Capítulo 14, deben considerarse como se indica en la tabla, acelerogramas correspondientes a la intensidad sísmica infrecuente.

Comentario:

Desde la edición 2017 de esta Norma se hace obligatorio el uso de espectros de sitio que fue optativo en la edición 2004. La forma de estos espectros no depende ya sólo del periodo dominante de vibrar del terreno, sino de la ubicación del sitio de la construcción. Por ello, se decidió construir un sitio Web que contuviera toda la información necesaria.

El planteamiento normativo para la obtención de los espectros de diseño satisface los siguientes requisitos:

- a) Los espectros elásticos representan de manera transparente, de acuerdo con el conocimiento actual, los niveles de demanda que se presentarían para las intensidades sísmicas base de diseño e infrecuente. Esto incluye las restricciones impuestas por la dinámica estructural*
- b) Las diferencias entre espectros elásticos de diseño en las diferentes zonas sísmicas reflejan razonablemente, de acuerdo con el conocimiento actual, los niveles de amplificación que se producen en la realidad*
- c) Todas las reducciones a fuerzas o desplazamientos de diseño se hacen de manera explícita, aun cuando la adopción de los valores de reducción no pueda justificarse plenamente con bases teóricas o empíricas*
- d) La forma de los espectros toma en cuenta la incertidumbre de las propiedades del sistema estructural y de las características de la excitación sísmica y, en el caso de las Zonas B y C, la posible degradación de la resistencia y rigidez del sistema estructural, y el cambio en las propiedades dinámicas del suelo.*

El sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID, no ofrece espectros de peligro uniforme para la intensidad sísmica frecuente debido a que no hay condición normativa de análisis y diseño que los requiera.

Cada objetivo de diseño considerado para esta Norma, tanto para estructuraciones convencionales como aquellas con disipadores de energía y aisladas, se identifica en la tabla 3.1.1 con un número entero del 1 al 7, que corresponde con la numeración asignado a cada uno de ellos en el texto normativo. En la tabla se indica la manera en que debe establecerse el espectro de diseño para cada objetivo de diseño. En particular y de manera resumida:

- a) El objetivo de diseño 1) requiere de un espectro elástico ($Q=1$) sin reducir, ya que para el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural el sistema estructural debe permanecer elástico y no desarrolla su resistencia máxima. Dado que el SASID no proporciona directamente el espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica frecuente, que es el que debe usarse para revisar el nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural, este espectro debe obtenerse por fuera del SASID, multiplicando por el factor K_s el espectro elástico sin reducir que el SASID proporciona para la intensidad sísmica base de diseño*
- b) El objetivo de diseño 2) requiere de un espectro de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica base de diseño por los factores R' y Q' que corresponden al sistema estructural de acuerdo con los Capítulos 3 y 4. Este espectro puede obtenerse directamente del SASID, ya que el valor de R' que considera este sistema corresponde al nivel de desempeño de Seguridad de Vida*
- c) El objetivo de diseño 3) requiere de acelerogramas para la intensidad sísmica infrecuente para llevar a cabo una evaluación basada en desempeño para verificar el sistema estructural. Aunque el SASID proporciona directamente acelerogramas para esta intensidad, existen varios casos, indicados en el Capítulo 7, en que los acelerogramas deben ser establecidos por un equipo de especialistas*
- d) El objetivo de diseño 4) requiere de un espectro elástico de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica base de diseño por el factor R' que corresponde al sistema estructural de acuerdo con el Capítulo 3. Este espectro no puede obtenerse directamente del SASID, ya que el valor de R' que considera este sistema no corresponde al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, sino al de Seguridad de Vida. Por tanto, para obtener el espectro elástico reducido con el que se diseña para el objetivo de diseño 4), se debe dividir entre el factor R' correspondiente al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, por fuera del SASID, el espectro elástico sin reducir que el SASID proporciona para la intensidad sísmica base de diseño*
- e) El objetivo de diseño 5) requiere de un espectro de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica infrecuente por los factores R' y Q' que corresponden al sistema estructural de acuerdo con los Capítulos 3 y 4. Este espectro puede obtenerse directamente del SASID, ya que el valor de R' que considera este sistema corresponde al nivel de desempeño de Seguridad de Vida*

- f) El objetivo de diseño 6) requiere de un espectro elástico de diseño que se obtiene de reducir el espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica base de diseño por el factor \mathbf{R}' que corresponde al sistema estructural de acuerdo con el Capítulo 3. Este espectro no puede obtenerse directamente del SASID, ya que el valor de \mathbf{R}' que considera este sistema no corresponde al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, sino al de Seguridad de Vida. Por tanto, para obtener el espectro elástico reducido con el que se diseña para el objetivo de diseño 6), se debe dividir entre el factor \mathbf{R}' correspondiente al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, por fuera del SASID, el espectro elástico sin reducir que el SASID proporciona para la intensidad sísmica base de diseño
- g) El objetivo de diseño 7) requiere de un espectro elástico sin reducir para la intensidad sísmica infrecuente. Dado que el espectro elástico no se reduce, se deben seguir cuidadosamente las indicaciones de uso de este espectro contenidas en el Capítulo 13.

3.1.2 Espectros obtenidos con los parámetros básicos

Los espectros contenidos en el SASID siguen el formato que se describe a continuación, mismo que se seguirá para construir los espectros de sitio y los que se requieren cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura según el Capítulo 9.

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, S_a , se determinarán en función del periodo de vibrar de la estructura, T , y de parámetros básicos, como sigue:

$$S_a(T, Q=1) = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{Si } T < T_a \\ c; & \text{Si } T_a \leq T < T_b \\ cp \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & \text{Si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.1.2a)$$

donde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 \quad (3.1.2b)$$

El coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se tomarán del SASID cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

Debido a que esta Norma considera un amortiguamiento de 0.05 para las estructuraciones convencionales de las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, el SASID proporciona en automático espectros de diseño para ese amortiguamiento. En su caso, el/la Proyectista deberá solicitar para otro amortiguamiento de interés, los espectros de diseño, así como los valores correspondientes de los parámetros básicos. El/la Proyectista puede considerar opcionalmente amortiguamientos menores que 0.05 para el diseño de estructuras convencionales, y debe considerarse, en su caso, valores diferentes a 0.05 de acuerdo con los efectos de interacción suelo-estructura estimados de acuerdo con el Capítulo 9, y mayores que 0.05 para el diseño de sistemas estructurales con dispositivos de control.

Comentario:

Los espectros elásticos de pseudo-aceleración para la intensidad sísmica de interés son el punto de partida para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras. Por tanto, es deseable que ofrezcan a el/la Proyectista indicaciones claras sobre los niveles de aceleración que pueden ocurrir en el sitio y sobre las máximas demandas, tanto de aceleración como de desplazamiento que experimentarían las estructuras ahí desplantadas.

En vista de su forma simplificada y paramétrica, los espectros elásticos de pseudo-aceleración no son de peligro uniforme. Para el caso de la intensidad sísmica frecuente, sus ordenadas están asociadas a periodos de retorno de al menos 20 años; para la intensidad sísmica base de diseño, el periodo de retorno es de al menos 250 años; y para la intensidad sísmica infrecuente, el periodo de retorno es de al menos 475 años.

Las formas espectrales para $T < T_b$ son las mismas que se han usado en esta Norma desde hace muchos años. Sin embargo, para $T > T_b$ la forma es nueva, con el propósito de tener una descripción más adecuada de los espectros de desplazamiento en ese intervalo de periodos.

En la figura C3.1.1 puede apreciarse la forma de los espectros de desplazamiento implícita en los espectros de diseño propuestos.

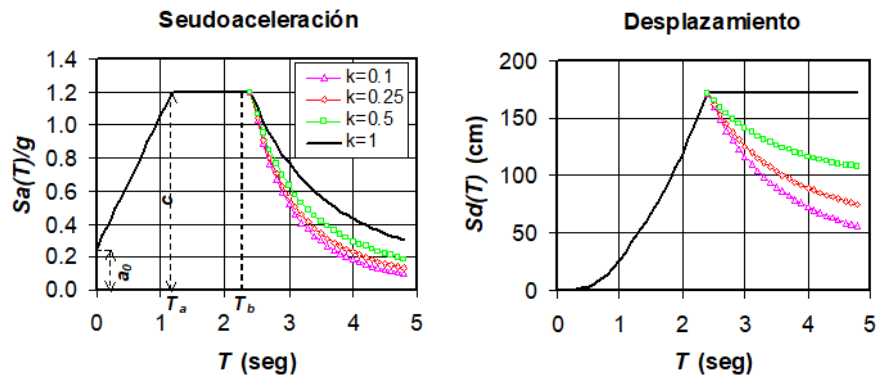


Figura C3.1.1 Formas características de los espectros de diseño, tanto de seudo-aceleración como de desplazamiento. Nótese la variación de las ordenadas para $T > T_b$ dependiendo del parámetro k

El SASID calcula internamente los espectros de diseño para el valor del amortiguamiento que el usuario especifique mediante modelos de atenuación del espectro de Fourier y la teoría de vibraciones aleatorias. Debido a que con este fin el SASID considera un número discreto de amortiguamientos, el/la Proyectista puede redondear de manera conservadora el amortiguamiento que establece para la estructura de tal manera que iguale uno de los valores considerados por el SASID. En versiones anteriores de esta Norma, las ordenadas del espectro de diseño para una fracción de amortiguamiento diferente a 0.05 se obtenía de multiplicar por un factor β las correspondientes ordenadas del espectro de diseño para una fracción de amortiguamiento igual a 0.05. A partir de esta edición, el espectro de diseño para una fracción de amortiguamiento diferente a 0.05 se obtiene directamente del SASID. Por lo general y cuando se considera una fracción de amortiguamiento diferente a 0.05, el amortiguamiento asignado al sistema estructural se estima de manera iterativa. Para evitar tener que usar el SASID en cada iteración para obtener el espectro de diseño correspondiente, es posible bajar desde el inicio varios espectros que abarquen de manera razonable los posibles valores de amortiguamiento que pueda tener el sistema estructural, y diseñar una hoja de cálculo que interpole linealmente para obtener el espectro de diseño para la fracción de amortiguamiento que se considere en cada iteración.

El parámetro k tiene un significado físico, ya que es igual al cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y el desplazamiento espectral máximo. Esta Norma considera un valor mínimo de 0.35 para k con fines de establecer los espectros de diseño.

Esta Norma no da indicaciones de como establecer para la intensidad sísmica frecuente espectros de diseño reducidos por amortiguamientos mayores que 0.05 debido a que no hay condición de análisis y diseño que lo requiera.

3.1.3 Espectro de sitio

Cuando en las Zonas B y C los estudios geotécnicos indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a las de la zona circundante, el espectro de diseño debe determinarse con un estudio específico del sitio. Los criterios detallados para realizar estos estudios y la definición y determinación de los espectros de peligro uniforme y de diseño se establecen en el Apéndice A. Se considerará que existe una anomalía en las características del suelo cuando el periodo predominante del sitio determinado con los métodos que se estipulan en A.2 difiera en más de 25 por ciento o de 0.5s con respecto al determinado con el SASID para ese mismo sitio.

Opcionalmente podrá establecerse, para el caso de que no existan anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante en las Zonas B y C, el espectro de diseño con un estudio específico del sitio cuando las ordenadas del espectro elástico transparente determinado con dicho estudio excedan, para los periodos estructurales de interés para el diseño del sistema estructural, las correspondientes ordenadas del espectro elástico sin reducir que el SASID determina para la ubicación específica del predio. Con fines de comparación, ambos espectros se deben establecer para una fracción de amortiguamiento de 0.05.

El estudio específico del sitio tomará en cuenta todas las variables que puedan influir significativamente en la relación entre las características de los espectros de peligro uniforme en la Zona A y los correspondientes a las condiciones específicas del sitio; entre ellas, las características estratigráficas y topográficas del sitio, los mecanismos de propagación y modificación de ondas desde el basamento de terreno firme hasta la superficie, la interacción cinemática suelo-estructura y las propiedades de comportamiento cíclico de los materiales a través de los cuales se propagan las ondas.

En ninguna circunstancia se considerará válido con fines de diseño establecer un espectro de sitio para sitios ubicados en la Zona A.

Comentario:

Los espectros de diseño deberán obtenerse del SASID, tal como se señala en 3.1.1, sin embargo, esta Norma reconoce la posibilidad de que algunos sitios de la Ciudad de México estén mal clasificados por lo que respecta al tipo de suelo. En esos casos se autoriza la ejecución de un estudio para determinar el espectro de sitio a utilizar; siguiendo las especificaciones del Apéndice A.

En este inciso se define cuando se presenta una anomalía que justifica la ejecución del estudio de sitio. Como se observa, la anomalía consiste en diferencias entre el periodo de sitio del SASID y el medido en campo.

Aunque en caso de que no se presente una anomalía en las características del subsuelo, es posible usar un estudio de sitio para establecer el espectro de diseño, esto solo será posible cuando para el intervalo de periodos de interés, las ordenadas espectrales del espectro elástico transparente establecido con el estudio específico del sitio excedan las correspondientes ordenadas del espectro elástico sin reducir determinado con el SASID. El concepto de espectro elástico transparente hace referencia a un espectro elástico que se determina directamente del estudio de sitio sin que se le reduzca por factores de reducción ajenos al peligro sísmico, como lo pueden ser los factores de reducción por comportamiento sísmico y por sobre-resistencia.

Un espectro de peligro uniforme es aquel cuyas ordenadas tienen la misma tasa de excedencia.

3.1.4 Ordenadas espectrales de desplazamiento

Para el caso elástico, la ordenada espectral de desplazamiento $S_d(T, Q = 1)$ correspondiente al periodo T deberá estimarse como:

$$S_d(T, Q=1) = \frac{S_a(T, Q=1)g}{4\pi^2} T^2 \quad (3.1.3a)$$

donde la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración $S_a(T, Q = 1)$ se obtiene con la ecuación 3.1.2a, y g es la aceleración de la gravedad. Con fines de estimar la ordenada de desplazamiento con la ecuación 3.1.3a, $S_a(T, Q = 1)$ no debe reducirse con el factor de reducción por sobre-resistencia indicado en 3.3.

Para el caso en que Q sea mayor que uno, la ordenada espectral de desplazamiento $S_d(T, Q > 1)$ correspondiente al periodo T debe estimarse como:

$$S_d(T, Q>1) = Q \frac{S_a(T, Q>1)g}{4\pi^2} T^2 \quad (3.1.3b)$$

donde la ordenada espectral de pseudo-aceleración $S_a(T, Q > 1)$ deberá obtenerse dividiendo la ordenada elástica obtenida con la ecuación 3.1.2a, entre el factor Q' establecido con la ecuación 3.2.1. Con fines de estimar la ordenada de desplazamiento con la ecuación 3.1.3b, $S_a(T, Q > 1)$ no debe reducirse con el factor de reducción por sobre-resistencia indicado en 3.3.

Comentario:

Es importante notar que, con fines de calcular la ordenada espectral de desplazamiento, la ordenada espectral de pseudo-aceleración $S_a(T, Q)$ no se reduce por el factor de reducción por sobre-resistencia R' .

3.2 Factores de reducción de las ordenadas espectrales

Para el nivel de desempeño que corresponda, las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico de pseudo-aceleración pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de reducción por sobre-resistencia R' establecido de acuerdo con 3.3, y el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , que se calcula como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{1}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{Si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{1}{k}}; & \text{Si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{p}{k}}; & \text{Si } T > T_b \end{cases} \quad (3.2.1)$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico. Mientras que para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata se deberá considerar que $Q = 1$, para Seguridad de Vida se debe adoptar el valor que se especifica en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 según la estructuración que se haya adoptado. Los valores de los parámetros k , T_a y T_b los proporciona el SASID para el valor del amortiguamiento definido por el usuario y el parámetro p se calcula con la ecuación 3.1.2b.

Comentario:

Esta Norma prevé dos factores de reducción separados. El primero toma en cuenta la reducción en fuerzas por efecto del comportamiento dúctil.

Para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, esta Norma acepta que la estructura exhiba comportamiento no lineal. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales y, por lo tanto, utilizar resistencias de diseño menores, a cambio de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daño provocado por el agrietamiento y la fluencia de algunas secciones de la estructura.

Para modelar el comportamiento no lineal, prácticamente todos los reglamentos del mundo están basados en el análisis de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Con este modelo se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, denominado Q . Es usual expresar la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada, $S_a(T, Q)$, como una fracción de la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico), $S_a(T, Q=1)$; nótese que ambas resistencias dependen del periodo estructural, T , y al cociente entre ambos se le denomina Q' .

$$Q'(T, Q) = \frac{S_a(T, 1)}{S_a(T, Q)} \quad (C3.2.2a)$$

Ordaz M. y Pérez Rocha (1998) observaron que, bajo circunstancias muy generales, Q' depende del cociente entre el desplazamiento espectral, $S_a(T)$ y el desplazamiento máximo del suelo, D_{max} , de la siguiente manera:

$$Q'(T, Q) = 1 + (Q - 1) \left[\frac{S_a(T)}{D_{max}} \right]^\alpha \quad (C3.2.2b)$$

donde $\alpha \approx 0.5$. Una versión simplificada de esta relación es la que se presenta en la ecuación 3.2.1.

Obsérvese en la figura C3.2.1 que el valor de Q' puede ser más grande que Q . Esto ocurre sólo cuando $k < 1$, lo cual a su vez sucede para sistemas estructurales desplantados en terreno blando. En otras palabras, Q' puede ser mayor que Q para suelos blandos.

En cierto intervalo de periodos, las demandas sísmicas de diseño para sistemas que exhiben comportamiento degradante pueden ser significativamente mayores que las que corresponden a sistemas con comportamiento elastoplástico. Esta Norma no considera un factor correctivo por comportamiento degradante porque se consideró que los requisitos bajo consideración para establecer la forma simplificada y paramétrica de los espectros de diseño resultan en ordenadas espectrales razonablemente conservadoras para el diseño de estructuras de concreto, de acero o compuestas, de mampostería, y de madera, detalladas en conformidad con los requisitos planteados por la respectiva Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate.

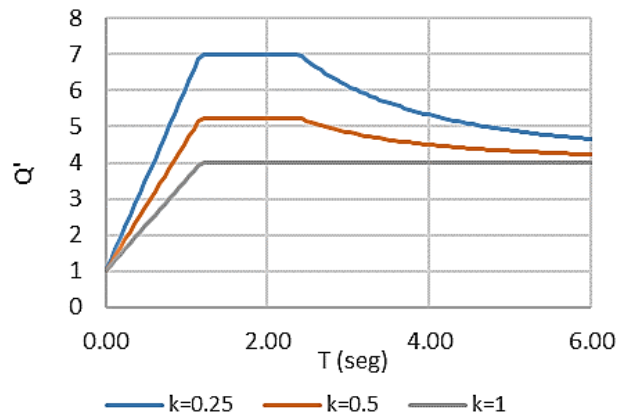


Figura C3.2.1 Valor de Q' para $Q = 4$ y diversos valores de k , para un sitio con $T_s = 2$ s

Para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata $Q = 1$, de tal manera que independientemente del valor de T que se considere, $Q' = 1$.

3.3 Factor de sobre-resistencia

El factor de sobre-resistencia total, R , debe determinarse para la dirección de interés con la ecuación siguiente:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \tag{3.3.1a}$$

donde R_0 es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

- 2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, según las reglas establecidas en el Capítulo 4.
- 1.75 para estructuras de madera, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3 para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, según las reglas establecidas en el Capítulo 4.

k_1 , factor de corrección por hiperestaticidad, que es igual a:

- 0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos, incluidos los sistemas estructurales duales contemplados en las tablas 4.3.1 y 4.3.2, que tengan menos de tres crujiás resistentes en al menos una dirección de análisis.
- 1.0 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujiás resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis, para estructuras de mampostería, y para estructuras de madera.
- 1.25 para los sistemas estructurales duales incluidos en las tablas 4.3.1 y 4.3.2 que tengan tres o más crujiás resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis.

k_2 , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0 \tag{3.3.1b}$$

Se usará $R = 1$ para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes de los especificados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4.

Podrán emplearse valores más altos de R cuando se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Instituto y conforme a 1.2.1 y 6.5, que esto es adecuado.

El factor de reducción por sobre-resistencia, R' , que debe usarse para establecer las acciones de diseño para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida debe determinarse como:

$$R' = R \quad (3.3.2a)$$

Para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, R' debe determinarse como:

$$R' = 0.75R \quad (3.3.2b)$$

Comentario:

El segundo factor reductivo, R' , toma en cuenta explícitamente la sobre-resistencia estructural, que se define como el cociente entre la resistencia real alcanzada por la estructura para el nivel de desempeño de interés y la resistencia nominal de diseño. Aunque R es una propiedad unidireccional del sistema estructural; esto es, corresponde a una de las direcciones principales de análisis, su valor puede depender de las características del sistema estructural en las dos direcciones principales de análisis, y puede ser igual o no para las dos direcciones principales de análisis en función de si los parámetros y condiciones que se usan para establecerlo difieren en dichas direcciones. Con fines de simplificar el análisis del sistema estructural, es posible usar el mismo valor en ambas direcciones siempre cuando esto de lugar a condiciones de diseño más conservadoras.

La existencia de sobre-resistencia estructural ha sido reconocida en diversos reglamentos de construcción en el mundo (Rosenblueth y Reséndiz, 1988). La sobre-resistencia depende de diversos factores, entre los que se encuentran la diferencia entre las resistencias nominales y reales de los materiales estructurales, el uso de factores de carga y resistencia, el sobrediseño ante cargas verticales, y las suposiciones del lado de la seguridad que casi siempre se hacen durante el diseño de los elementos estructurales. En ocasiones, la fuente más grande de sobre-resistencia es el procedimiento mismo de diseño que se utiliza en las disposiciones reglamentarias, ya que debido a la hiperestaticidad y redundancia del sistema estructural y al hecho de que no todos los elementos estructurales del sistema fluyen de manera simultánea, el cortante basal que el sistema estructural es capaz de desarrollar es considerablemente mayor que el cortante basal que se considera con fines de diseño.

Se ha llegado a observar que la sobre-resistencia debería tomarse en cuenta cuando se evalúan las resistencias y no como un factor reductivo de las cargas. Esto implicaría, sin embargo, cambios profundos en los criterios de análisis estructural y llevaría, casi seguramente, a la obligatoriedad del uso de métodos inelásticos de análisis. Aunque se ha avanzado en el estudio de estos métodos de análisis, es opinión del comité redactor de esta Norma que aún no se ha investigado lo suficiente como para modificar los esquemas actuales de análisis. En vista de lo anterior, se propone seguir aplicando la sobre-resistencia como un factor reductivo del lado de las acciones que conduzca, aproximadamente, a la resistencia lateral esperada del sistema estructural.

Debido a la expectativa que la estructura desarrolle comportamiento plástico de consideración, para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida R' se considera igual a la sobre-resistencia total R . Para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se espera que el sistema estructural permanezca esencialmente elástico, de tal manera que no se considera la porción de la sobre-resistencia que desarrolla el sistema estructural una vez que incurre en el intervalo no lineal de su comportamiento.

Podrán usarse valores de R mayores a los indicados en esta Norma cuando se demuestre con un análisis estático no lineal llevado a cabo de acuerdo con lo indicado en 6.5 y a satisfacción del Instituto que esto es pertinente.

4. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PERMISIBLES

4.1 Alcances

Para el factor de comportamiento sísmico para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, Q , y las distorsiones límite correspondientes a los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata (γ_{oi}) y Seguridad de Vida (γ_{sv}), se adoptarán los valores especificados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, según se trate de estructuras de concreto, de acero o compuestas, de mampostería, o de madera, respectivamente. Los requisitos específicos que deben cumplirse para que una estructura pueda ser considerada como de ductilidad alta, media o baja se especifican en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*.

Se considera que un sistema estructural desarrolla ductilidad alta cuando se satisfacen los requisitos específicos planteados por la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate* para el detallado de miembros y conexiones correspondientes a dicha denominación. Los niveles ductilidad media y baja se asignan, dentro del mismo contexto, a detallados correspondientes a ductilidad media y baja, respectivamente.

Podrán usarse valores de Q , γ_{sv} y γ_{oi} mayores que los indicados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 cuando se demuestre con un análisis estático no lineal llevado a cabo de acuerdo con lo indicado en 6.5 y a satisfacción del Instituto que esto es pertinente.

4.2 Reglas generales

En todos los casos deberá observarse lo siguiente:

- a) Los valores indicados para el factor de comportamiento sísmico y las distorsiones límite en 4.3 son aplicables al diseño de estructuras que usen los sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4
- b) En caso de que se combinen dos o más sistemas estructurales incluidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, se usará, para el sistema combinado, el menor valor de Q que corresponda a los diversos sistemas estructurales que contribuyan a la resistencia sísmica en la dirección de análisis. El detallado de los elementos estructurales corresponderá, al menos, al valor de Q utilizado
- c) Los valores de Q y de la distorsión límite pueden diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura. Si las herramientas de análisis lo permiten, en cada dirección de análisis podrá utilizarse el factor Q correspondiente, siempre y cuando el análisis considere las torsiones de entrepiso y los efectos tridimensionales indicados en 2.3. Alternativamente, podrá diseñarse el sistema completo para el menor de los valores de Q correspondientes a las dos direcciones de análisis. En todos los casos, el detallado de los elementos verticales sismo-resistentes deberá corresponder al nivel de ductilidad que corresponda, al menos, al mayor valor de Q utilizado en ambas direcciones de análisis
- d) Los valores de γ_{oi} deberán utilizarse para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para sistemas estructurales que pertenezcan al Grupo A (objetivo de diseño 4 en la tabla 1.1a), y para estructuras con disipadores de energía o con aislamiento sísmico conforme a los Capítulos 12 y 13, respectivamente (objetivos de diseño 6 y 7 en las tablas 12.1.1 y 13.1.1, respectivamente). Los valores de γ_{oi} deben considerarse también durante el diseño de cualquier sistema estructural que opcionalmente deba satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata de acuerdo con lo indicado en 1.1
- e) Los valores de γ_{sv} deberán utilizarse para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para sistemas estructurales que pertenezcan tanto al Grupo B como al Grupo A (objetivos de diseño 2 y 5, respectivamente, en la tabla 1.1a)
- f) Para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida se usará $Q = 1$ y $\gamma_{sv} = 0.005$ para el diseño de estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales quede suministrada, parcial o totalmente, por elementos o materiales diferentes a los especificados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. Podrán emplearse valores mayores que los antes especificados cuando se demuestre, a satisfacción del Instituto y conforme a 1.2.1 y 6.5, que esto es viable
- g) La distorsión límite correspondiente al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, γ_{oi} , se considera como un estado límite de falla de acuerdo con el Reglamento, por lo que para el cálculo de las distorsiones para revisar dicho nivel de desempeño se deberán incluir todos los efectos y el factor de carga indicados en 1.7
- h) La distorsión límite correspondiente al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, γ_{sv} , se considera como un estado límite de falla de acuerdo con el Reglamento, por lo que para el cálculo de las distorsiones para revisar dicho nivel de desempeño se deberán incluir todos los efectos y el factor de carga indicados en 1.7

- i) La distorsión límite correspondiente al nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural se considera como un estado límite de servicio de acuerdo con el Reglamento, por lo que para el cálculo de las distorsiones para revisar dicho nivel de desempeño no se deberán incluir factores de carga. Se deberán incluir en dicho cálculo todos los efectos indicados en 1.7
- j) Para sistemas estructurales del Grupo A, resueltos con estructuras de concreto, o de acero o compuestas, la distorsión límite, γ_{sv} , tendrá como valor máximo el menor entre el indicado en las tablas 4.3.1 y 4.3.2 y 0.015
- k) Para sistemas estructurales del Grupo A, resueltos con estructuras de mampostería o que incluyan muros diafragma de este material, la distorsión límite, γ_{sv} , tendrá como valor máximo el menor entre el indicado en la tabla 4.3.3 y 0.004. En este caso se deberán usar estructuraciones de muros de carga de mampostería confinada con refuerzo horizontal, ya sean de piezas macizas o huecas
- l) Para los sistemas estructurales de ductilidad baja contenidos en las tablas 4.3.1 y 4.3.2, que de acuerdo con 7.4 deban ser evaluados con un análisis dinámico no lineal paso a paso para revisar que satisfagan el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, se deberá utilizar durante dicha evaluación el valor de γ_{sv} que le corresponda según las tablas. Se deben utilizar los resultados del análisis no lineal para garantizar que, tanto en lo local como en lo global, el sistema estructural de ductilidad baja sea capaz de desarrollar un comportamiento estable en los puntos de no linealidad considerados en el modelo de análisis. En caso de que esto no sea así, se debe ajustar el diseño y detallado de los elementos estructurales para lograr tal fin, lo que incluye la posibilidad de redimensionar, diseñar y detallar el sistema estructural de acuerdo con los criterios de ductilidad media establecidos en las NTC-Concreto y NTC-Acero.

Comentario:

Q, γ_{sv} y γ_{01} son propiedades unidireccionales del sistema estructural; esto es, corresponden a una de las direcciones principales de análisis. Sus valores pueden ser iguales o no para las dos direcciones principales de análisis en función de si los parámetros y condiciones que se usan para establecerlos difieren en dichas direcciones. Con fines de simplificar el análisis y diseño del sistema estructural, es posible usar el mismo valor en ambas direcciones para cada una de estas propiedades siempre y cuando esto de lugar a condiciones de diseño más conservadoras.

Los valores de **Q** y γ_{sv} contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, que cuantifican la capacidad de deformación lateral de sistemas estructurales de concreto reforzado, acero, mampostería y madera, respectivamente, han sido establecidos a partir de la evidencia experimental disponible en México y el extranjero. Mientras que, entre otras cosas, el valor de **Q** se utiliza para establecer el espectro de diseño, el valor de γ_{sv} impone límites a la deformación lateral máxima del sistema estructural con fines de revisar su rigidez lateral. En ocasiones, otros requerimientos de diseño dan lugar a sistemas estructurales cuyas distorsiones máximas son significativamente menores que el valor de γ_{sv} que les corresponde. Esto no debe interpretarse como una situación indeseable o anormal, sino como un caso en que la demanda sísmica de deformación lateral es menor que la capacidad que el sistema estructural tiene para acomodarla.

Los valores de γ_{01} contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, establecidos igualmente a partir de la evidencia experimental disponible en México y el extranjero, corresponden a una deformación lateral para la que los sistemas estructurales de concreto reforzado y acero permanecen esencialmente elásticos, y para la que los sistemas estructurales de mampostería y madera no exhiben agrietamiento en sus muros y paneles estructurales.

Bajo ciertas circunstancias, la distorsión límite para el diseño del sistema estructural no corresponde directamente a los valores contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. En particular, para el caso de las estructuras irregulares, el Capítulo 5 establece una reducción progresiva de los valores obtenidos directamente de las tablas conforme más desfavorable sea la condición de irregularidad estructural.

Se debe enfatizar que una estimación razonable del desplazamiento lateral relativo o distorsión de entrepiso en el edificio es esencial para controlar el daño estructural y no estructural, por lo que es parte de la revisión de la seguridad y se considera un estado límite de falla. El análisis estructural debe considerar todos los componentes significativos de la posible distorsión de la estructura incluyendo todos los efectos establecidos en el Capítulo 2 de esta Norma, así como las combinaciones de carga establecidas en la NTC-Criterios.

Las indicaciones que se dan para sistemas estructurales del Grupo A aplican independientemente del subgrupo al que pertenezcan de acuerdo con la clasificación del Reglamento.

Los modelos de análisis no lineal ofrecen mejores aproximaciones a la respuesta de sistemas estructurales cuyos elementos desarrollan comportamiento no lineal estable. En algunos casos, es posible que los elementos estructurales detallados y diseñados para $Q \leq 2$ (ductilidad baja) exhiban comportamiento no lineal degradante debido a que no se exige para ellos un detallado y diseño que garantice la formación de puntos de no linealidad con comportamiento estable. En esos casos y con el fin de evitar modos frágiles de falla que requieren de modelos complejos calibrados cuidadosamente a partir de evidencia experimental, será necesario usar conceptos de diseño por capacidad para fomentar que los elementos estructurales que desarrollen comportamiento no lineal exhiban una respuesta estable. Dentro de este contexto, será necesario utilizar los resultados del análisis no lineal para garantizar que, tanto en lo local como en lo global, el sistema estructural desarrolle un comportamiento estable y, en caso de que esto no sea así, para ajustar el detallado y diseño de los elementos estructurales para lograr tal fin. Como ejemplo, considere que para el caso de marcos resistentes a momento de concreto reforzado, se logra un

comportamiento global estable cuando las vigas y columnas desarrollan daño predominantemente en flexión, y se controlan y retrasan otros tipos de daño, como lo pueden ser por corte o axial. Para reducir sustancialmente la incertidumbre durante la interpretación de los resultados del análisis no lineal de un marco resistente a momentos de concreto reforzado, entre otras cosas es necesario revisar que la capacidad en corte de vigas y columnas sea tal que les permita desarrollar localmente articulaciones plásticas en sus extremos; que el nivel de carga axial en las columnas no sea excesivo de tal manera de no limitar excesivamente su capacidad de deformación; y que en lo global el marco sea capaz de desarrollar un mecanismo de viga débil-columna fuerte-conexión superfuerte. En algunos casos, puede ser importante cambiar, de acuerdo con los resultados de la evaluación basada en desempeño, el detallado de ductilidad baja a ductilidad media para aportar la estabilidad local y global requerida por el sistema estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

4.3 Valores de Q y de distorsiones límite

4.3.1 Estructuras de concreto

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de concreto se presentan en la tabla 4.3.1.

Tabla 4.3.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto ^[1]

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{sv}	γ_{oi}
i) Marcos	Alta	----	4.0	0.030	0.0075
	Media	----	3.0	0.020	0.0075
	Baja	----	2.0	0.015	0.0075
ii) Marcos de elementos prefabricados ^[2]	Alto	Equivalentes a estructuras monolíticas o con conexiones fuertes	4.0	0.030	0.0075
	Media	Equivalentes a estructuras monolíticas o con conexiones fuertes	3.0	0.020	0.0075
	Baja	Equivalentes a estructuras monolíticas o con conexiones fuertes	2.0	0.015	0.0075
iii) Sistema dual ^{[a], [c]} formado por marcos y muros de concreto ^{[3], [4]}	Alta	Con muros de concreto de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Media	Con muros de concreto de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Con muros de concreto de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010	0.0050
iv) Sistema formado por muros de concreto ^{[4], [5]}	Alta	Muros de concreto de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Media	Muros de concreto de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Muros de concreto de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010	0.0050
v) Sistema formado por muros de concreto prefabricado ^{[4], [5], [6]}	Media	Muros de concreto de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Muros de concreto de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010	0.0050
vi) Sistema dual ^{[a], [c]} formado por marcos y muros acoplados ^[b] de concreto ^{[3], [4]}	Alta	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
vii) Sistema dual ^{[a], [c]} formado por marcos de concreto y contraventeos metálicos ^{[3], [4], [7]}	Media	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad alta</i> ^[8]	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad media</i> ^[8]	2.0	0.010	0.0050
viii) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados ^[9]	Alta	Marcos de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Media	Marcos de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Marcos de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010	0.0050
ix) Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Con columnas de <i>ductilidad media</i> para zonas I y II	2.0	0.010	0.0050
		Con columnas de <i>ductilidad alta</i> para zona III			
x) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Con marcos o muros de <i>ductilidad media</i>	2.0	0.010	0.0050

Tabla 4.3.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto ⁽¹⁾ (Continuación)

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{sv}	γ_{or}
xi) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ^[10]	Media	Marcos exteriores de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.020	0.0070
	Baja	Marcos exteriores de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015	0.0070
xii) Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas ^[11]	Media	Con marcos o muros de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Con marcos o muros de <i>ductilidad media</i>	2.0	0.010	0.0050
xiii) Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005	0.0020
xiv) Sistema estructural con disipadores de energía ^{[12], [13]}	----	----	1.0	----	$\gamma_{or}^{SP[14]}$
xv) Sistema estructural con aislamiento sísmico	----	----	1.0	----	$\gamma_{or}^{SE[15]}$

^[1] Los sistemas estructurales de concreto deberán cumplir los requisitos establecidos en la NTC-Concreto. En el caso de edificios existentes por ser evaluados y/o rehabilitados, se deberá cumplir con las disposiciones indicadas en la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

^[2] Los sistemas estructurados con base en marcos prefabricados, de ductilidad alta, media y baja deberán de cumplir con los requisitos específicos establecidos en los Capítulos 8, 7 y 6 de la NTC-Concreto, respectivamente. En 8.6.2.2 de la NTC-Concreto se establecen los requisitos para conexiones fuertes.

^[3] Los marcos en estos *sistemas duales* deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contraventeos o muros, por lo menos 25 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deberán ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contraventeos. Los muros podrán ser colados in situ, prefabricados o una combinación de ellos.

^[4] En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{sv} y γ_{or} podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contraventeos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o las crujías que hayan sido contraventeadas en forma consecutiva y de manera continua en altura. Este incremento es aplicable sólo cuando la rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso no exceda en más de 20 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior, y que en el caso de los muros se haga un diseño basado en capacidad que garantice un comportamiento plástico por flexión en su base (véase Capítulo 8 de la NTC-Concreto). Si se usan muros acoplados por vigas, los muros deberán ser dimensionados, diseñados y detallados de conformidad con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto.

^[5] En este caso, los muros se diseñan para resistir 100 por ciento de la fuerza cortante actuante.

^[6] Los muros prefabricados de ductilidad baja deberán cumplir con el Capítulo 6 y los de ductilidad media con el Capítulo 7 de la NTC-Concreto.

^[7] Se debe garantizar en los *sistemas duales* con contraventeos que los contraventeos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

^[8] Para la evaluación y rehabilitación de estructuras de con contraventeos concéntricos se cumplirán los requisitos de la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

^[9] Los marcos en estos sistemas deberán ser capaces de resistir, sin contar con la contribución de los muros diafragma, por lo menos 70 por ciento de la fuerza cortante actuante. En caso de que los muros diafragma sean de mampostería y los marcos no resistan al menos 70 por ciento del cortante sísmico, deben tomarse los valores de Q , γ_{sv} y γ_{or} indicados en la tabla 4.3.3 para muros diafragma. En caso de que los muros diafragma sean de concreto, deberán conectarse a los marcos en conformidad con la NTC-Concreto. En caso de que sean de mampostería, deberán diseñarse y construirse en conformidad con la NTC-Mampostería.

^[10] En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse según 8.11 de la NTC-Concreto para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores.

^[11] En estos sistemas, los marcos o muros deben tomar la totalidad del cortante sísmico actuante. La porción de losa plana y las columnas que no formen parte de un marco pueden diseñarse sólo para cargas gravitacionales siempre y cuando se detallan para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos o muros.

^[12] Los contraventeos restringidos contra el pandeo deben ser considerados como disipadores de energía, por lo que no podrán ser diseñados como contraventeos convencionales. Su análisis y diseño se debe llevar a cabo conforme a lo indicado en el Capítulo 12.

^[13] Para la evaluación y rehabilitación de estructuras con contraventeos restringidos contra el pandeo se cumplirán los requisitos de la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

^[14] En caso de sistemas estructurales con disipadores de energía, todo el sistema deberá diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El valor γ_{or}^{SP} corresponde al valor γ_{or} del sistema primario indicado en la tabla 4.3.1 de conformidad con los criterios del Capítulo 12.

^[15] En caso de sistemas estructurales con aislamiento sísmico, la superestructura y la subestructura deberán diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El valor γ_{or}^{SE} corresponde al valor γ_{or} del sistema estructural indicado en la tabla 4.3.1, que de conformidad con los criterios del Capítulo 13, se usa para estructurar la superestructura y la subestructura.

-
- ^[a] Se entiende por *sistema dual* aquel cuya resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos desde la base del sistema hasta al menos 75 por ciento de la altura de la estructura. Los diferentes componentes del *sistema dual* deben quedar interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos que cumplan con lo indicado en 2.8. La condición de diafragma rígido y la aportación del marco y muros o contravientos deben cumplirse en todos los entrepisos que incluyan muros o contravientos para clasificarse como *sistema dual*.
- ^[b] Un muro acoplado es aquel conectado por medio de vigas de acoplamiento a otro muro, y cuyo comportamiento en flexión es tal que gira alrededor del eje centroidal del conjunto.
- ^[c] En el caso de que la resistencia a sismo quede aportada por el trabajo conjunto de tres o más tipos de elementos estructurales, tales como marcos, muros y contravientos, los marcos deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contravientos y muros, por lo menos 25 por ciento de la fuerza cortante. La condición de diafragma rígido y la aportación mínima de los marcos deben cumplirse en todos los entrepisos que conforman la estructura

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Comentario:

a) Marcos colados en sitio

El primer tipo de estructuración se refiere a marcos colados monolíticamente, constituidos por vigas y columnas unidas por nudos rígidos. Su rigidez lateral y su capacidad para resistir acciones sísmicas dependen, esencialmente de la rigidez en flexión de vigas y columnas, y de la rigidez en corte de las conexiones. Los marcos monolíticos pueden alcanzar valores altos de ductilidad. Para ello, es necesario garantizar que la posible falla de los elementos estructurales sea por flexión y no por fallas de tipo frágil como por fuerza cortante o por adherencia. Si se cumplen estas condiciones, las estructuras a base de marcos pueden diseñarse con valores del factor de comportamiento sísmico, Q , hasta de 4 y se pueden admitir distorsiones de entrepiso, γ_{sv} , hasta de 0.03. Es necesario revisar las disposiciones de la NTC-Concreto (2023) para vigas, columnas y nudos.

b) Marcos de elementos prefabricados

Este sistema, de manera similar a los coladas en sitio, se refiere a marcos con conexiones, constituidos por vigas y columnas unidos por nudos rígidos. En la NTC-Concreto se han incluido provisiones que reflejan los avances en el entendimiento de las estructuras prefabricadas. Para estructuras equivalentes (o que emulan el comportamiento monolítico), se sigue la filosofía de *i*) según 8.6.2.1 de la NTC-Concreto; para marcos con conexiones fuertes se han de cumplir los criterios de 8.6.2.2 de la NTC-Concreto. Para cualquier otro caso, se acepta presentar resultados de pruebas experimentales según la NTC-Concreto

c) Sistema dual formado por marcos y muros de concreto

En este sistema las acciones sísmicas son resistidas conjuntamente por marcos de concreto, del tipo comentado para la estructuración 1, y muros de concreto, del tipo comentado para la estructuración 4. Puede haber dos configuraciones en este tipo de estructuración. En una de ellas, en algunos ejes de la planta del edificio existen únicamente muros, y en otros ejes, existen únicamente marcos. En la otra configuración de este tipo estructural, en algunos ejes hay simultáneamente muros y marcos. Si hay dos o más muros conectados entre sí por vigas de acoplamiento, se está en la estructuración 5 (Sistema dual formado por marcos y muros acoplados). Si no es así, el sistema cae dentro del tipo comentado en esta sección.

En ambas configuraciones, como los muros y los marcos están conectados por diafragmas horizontales rígidos, tiene que haber compatibilidad de deformaciones de ambos sistemas, es decir, deben tener la misma configuración de deformaciones horizontales. Esta circunstancia es importante porque los marcos tienden a deformarse en una configuración de fuerzas cortantes horizontales mientras que los muros tienden a hacerlo en una configuración de flexión. Sin embargo, al actuar en forma conjunta, se incrementa la rigidez y la resistencia del sistema, especialmente en los pisos superiores. Por esta razón, este tipo de estructuración resulta conveniente en edificios de mayor altura que las que se consideran eficaces cuando se usan por separado marcos o muros.

El sistema puede ser de ductilidad alta, media o baja. Según el grado seleccionado, las vigas, columnas y nudos de los marcos, así como los muros de cortante, deben cumplir los requisitos para ese grado de las estructuraciones 1 y 4, respectivamente. En cualquier caso, los marcos y los muros deben ser detallados para tener el mismo grado de ductilidad. Es importante verificar que los marcos por sí solos puedan resistir por lo menos el 25 por ciento de la fuerza cortante actuante. Obsérvese que la distorsión máxima permisible, γ_{sv} , es la menor de la de ambos tipos de estructuración, o sea, 0.020 que es la correspondiente a muros de concreto. Los sistemas duales con prefabricados deben de seguir la misma filosofía y provisiones antes mencionadas

d) Sistema formado por muros de concreto

En este tipo de estructuración existen muros de concreto reforzado en toda la altura de los edificios que trabajan básicamente como voladizos verticales sujetos a flexión o a flexocompresión con una gran rigidez en su plano. Se denominan también muros estructurales y, aunque el término no es del todo correcto debido a que su comportamiento no siempre queda regido por corte, muros de cortante. Es un tipo de estructuración adecuado para estructuras altas en las que los sistemas a base de marcos rígidos (estructuración 1) dejan de ser eficientes y resultan con columnas y trabes de tal tamaño que dificultan el empleo eficiente de los espacios interiores. Los muros pueden ser planos o pueden formar cajones o tubos tridimensionales alrededor de los cubos de escaleras y elevadores. También pueden tener patines en sus extremos y en este caso su funcionamiento es similar al de vigas T o L. En cualquier caso, para que trabajen eficazmente es importante que estén empotrados en forma adecuada en la cimentación. Si se cumple esta condición y otros detalles de diseño especificados en la NTC-Concreto (2023), los muros de concreto pueden admitir grandes deformaciones por flexión, por lo que se permite usarlos en estructuras de ductilidades baja, media y alta. Sin embargo, los detalles de diseño varían según el grado de ductilidad de la estructura en que se utilicen, como se comenta a continuación. Es importante observar en la tabla 4.3.1, que las distorsiones máximas permitidas para este tipo de estructuración son menores que las correspondientes a la estructuración 1 (Marcos). Esto se debe a que en la estructuración 1 se pueden formar muchas zonas de disipación de energía en las vigas de los marcos mientras que en la estructuración 4, las zonas de disipación de energía se concentran normalmente en la base de unos cuantos muros. También a que en caso de que ocurran daños, es mucho más complicado repararlos en muros que en vigas.

Si los muros se utilizan en estructuras de baja ductilidad, es importante cumplir ciertos requisitos geométricos establecidos en 7.4.2.1 de la NTC-Concreto (2023). En este tipo de estructuras no se requieren los llamados elementos en los extremos de los muros, que sí son requeridos para estructuras de ductilidades media y alta.

Cuando los muros se utilizan en estructuras de ductilidades media y alta es necesario revisar si se requieren elementos de confinamiento en los extremos. Estos elementos son zonas reforzadas en las que se concentra una parte importante del refuerzo de flexocompresión y que se confinan cuidadosamente con refuerzo transversal en forma de estribos, en todo lo alto del entrepiso, para aumentar su capacidad de deformación

e) Sistema formado por muros de concreto prefabricados

De manera similar a d), los muros en toda la altura se forman conectando módulos (o pánenes) prefabricados.

Existen varias maneras de estructurar, modular y de conectar muros prefabricados.

Los muros han de cumplir con los Capítulos 6 o 7 de la NTC-Concreto, ya sea que se diseñan como muros de ductilidad baja o media, respectivamente. Los muros deberán siempre de ser parte del SERCGFL

f) Sistema dual formado por marcos y muros acoplados de concreto

La diferencia con las estructuras correspondientes a la estructuración c) es que los muros ubicados en un mismo eje están conectados entre sí por vigas llamadas de acoplamiento. El efecto de estas vigas es que los muros trabajen unidos entre sí y se flexionen alrededor del eje centroidal del conjunto. Por eso su rigidez y resistencia a flexión es mucho mayor que la suma de las rigideces o resistencias de los muros independientes. Este sistema estructural resulta eficaz en edificios altos.

Las vigas de acoplamiento, cuyo diseño se especifica en el Capítulo 8 de la NTC-Concreto, trabajan preponderantemente a compresión y tensión, por lo que tienen altas capacidades de deformación. Es por ello que se permite diseñar para ductilidades altas. En este sistema, los muros se diseñan con el Capítulo 8 de la NTC-Concreto, como muros de ductilidad alta

g) Sistema dual formado por marcos de concreto y contraventeos metálicos

En edificios altos es frecuente combinar los marcos con diagonales de contraventeo. El trabajo en conjunto de los marcos y las diagonales resulta semejante al de una armadura colocada verticalmente, en la que las columnas de los marcos son las cuerdas superior e inferior, los contraventeos son las diagonales del alma de la armadura y las vigas son los miembros perpendiculares a las cuerdas superior e inferior. El sistema resulta muy eficaz para resistir fuerzas laterales, ya que éstas producen fuerzas de tensión o compresión en las diagonales de la armadura, según el sentido de dichas fuerzas. Las acciones en las vigas resultan pequeñas y en las columnas, resultan principalmente en cargas axiales. Las diagonales pueden ser de concreto o de acero, pero como pueden trabajar a tensión o a compresión, se utilizan mucho más las de acero, ya que las de concreto no son eficientes bajo tensión.

Los sistemas con contraventeos concéntricos pueden presentar un mal comportamiento si su diseño no contempla adecuadamente factores críticos como las relaciones ancho/espesor y los criterios de diseño por capacidad para las conexiones del sistema establecidos en la Norma correspondientes, entre otros. Es por ello que, tanto los valores del factor de comportamiento sísmico, Q , como los valores de la distorsión límite, γ_{sv} , han sido limitados en aquellos sistemas en los que se utilicen contraventeos concéntricos.

El diseño de los marcos de concreto se debe llevar a cabo con las disposiciones de la NTC-Concreto, y el de los contravientos con las de la NTC-Acero. Estas disposiciones son aplicables para contraventeos cuya altura sea de un solo entrepiso o de varios entrepisos

h) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados

En algunos casos se considera conveniente que los muros interiores o exteriores de las edificaciones queden desligados de los marcos, con el fin de que éstos puedan deformarse bajo acciones sísmicas o de viento sin afectar a los muros que normalmente se construyen de materiales frágiles. A estos muros se les denomina muros divisorios. Cuando se unen los muros, de concreto o mampostería, a los marcos, se les denomina muros diafragma y, al estar ligados a los marcos, contribuyen a la rigidez y resistencia del conjunto. Su trabajo estructural es semejante al de diagonales a compresión que van de un nudo a otro del marco. En este sistema los marcos deben ser capaces de resistir por sí solos por lo menos el 70 por ciento de las fuerzas cortantes horizontales.

Estos sistemas pueden diseñarse con valores del factor de comportamiento sísmico y de la distorsión máxima iguales a los de los sistemas con marcos de concreto y contraventeos metálicos. El diseño de los marcos y de los muros debe regirse por las disposiciones aplicables de la Norma Técnicas Complementaria correspondiente según el grado de ductilidad seleccionado

i) Sistema con base en columnas de concreto en voladizo

Este tipo de estructuración se refiere a columnas que soportan vigas o sistemas de piso que no tienen continuidad con los apoyos. Se encuentran, por ejemplo, en cubiertas industriales a base de armaduras libremente apoyadas sobre columnas. La característica importante es que no forman marcos con las vigas, por lo que no tienen las ventajas de sistemas hiperestáticos o redundantes. Por eso el sistema estructural debe ser de ductilidad baja y la distorsión máxima se limita a 0.010. De todas maneras, las columnas deben diseñarse como elementos de ductilidad media o alta, para evitar una falla totalmente frágil del conjunto

j) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos

En este sistema se utiliza un núcleo central constituido por muros o marcos de concreto de gran rigidez que trabaja como un voladizo en forma de tubo empotrado en la cimentación y que resiste las acciones laterales de sismo o viento. Por esta característica, el sistema se denomina también de tubo central. Al nivel de cada piso sobresale un

sistema estructural horizontal, vigas y losas, que resiste las cargas gravitacionales. Este sistema horizontal trabaja también como voladizo empotrado en el núcleo central.

Aunque el núcleo central está constituido por varios muros o marcos, no deja de ser un solo elemento estructural el que resiste las acciones laterales, y el sistema carece por lo tanto de las ventajas de la hiperstaticidad o redundancia estructural, aunque no en un nivel tan crítico como en el caso anterior. Por esta razón no se permite usar para este sistema un factor de comportamiento sísmico correspondiente a ductilidad alta

k) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos

Las edificaciones que usan este sistema estructural tienen en su perímetro exterior un marco muy rígido con claros pequeños, o sea, con columnas cercanas unas a otras. Como esta configuración no se puede utilizar en la planta baja porque impediría tener entradas amplias, suele colocarse en el primer piso una viga muy rígida, llamada de transferencia, que sirve de transición entre la parte superior de marcos con claros pequeños y la planta baja con altura y claros mayores. Es un sistema que se ha utilizado con frecuencia en edificios de gran altura. Como el marco perimetral tiene claros pequeños, semeja un tubo con perforaciones, por lo que el sistema se conoce también como estructura en tubo. Los edificios con este sistema también suelen tener un núcleo central rígido donde se ubican elevadores y escaleras, y entonces se les conoce como estructuras de tubo en tubo. Entre el tubo perimetral y el tubo interior se utilizan marcos de concreto que pueden diseñarse para resistir las cargas gravitacionales, con diafragmas horizontales rígidos para conectar los tubos exterior e interior.

En este sistema estructural se permiten factores de comportamiento sísmico y distorsiones máximas correspondientes a ductilidades media y alta

l) Sistema formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas

Es un sistema dual en el que marcos rígidos o muros de concreto, colocados normalmente en el perímetro exterior, resisten la mayor parte de las acciones laterales por ser más rígidos que el sistema de losas planas y columnas. Este segundo sistema se diseña para resistir las cargas gravitacionales y la parte que le corresponda de acciones laterales. Cuando se usa este sistema, las losas planas suelen postensarse, lo que permite cubrir claros grandes y reducir las deflexiones verticales. En 11.7 de la NTC-Concreto se presentan especificaciones para el diseño de estos sistemas con losas planas postensadas.

Se permite diseñar estos sistemas con factores de comportamiento sísmico y distorsiones máximas correspondientes a ductilidades media y baja, ya que el sistema de losas planas y columnas no permite alcanzar ductilidades altas, especialmente en las conexiones de losas planas y columnas

m) Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas

A diferencia del sistema anterior, las columnas y losas planas deben resistir las acciones gravitacionales y laterales, sin la ayuda de muros o marcos rígidos. Solo se permite usar ductilidad baja, ya que este sistema no puede aceptar grandes deformaciones, especialmente en la conexión de losas y columnas

n) Sistema estructural con disipadores de energía

Este tipo de sistemas estarán formados por un sistema primario cuya estructuración puede ser cualquiera de las incluidas en esta sección y algún dispositivo de disipación de energía. El diseño de estos sistemas se llevará a cabo conforme el Capítulo 12

o) Sistema estructural con aislamiento sísmico

Este tipo de sistemas estarán formados por una superestructura y un sistema de aislamiento y, en su caso, una subestructura. Para la superestructura y la subestructura puede usarse cualquiera de las estructuraciones incluidas en esta sección. El diseño de estos sistemas se llevará a cabo conforme el Capítulo 13.

4.3.2 Estructuras compuestas

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas se presentan en la tabla 4.3.2.

Tabla 4.3.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas ^[1]

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{sv}	γ_{oi}
i) Marcos	Alta	-----	4.0	0.030	0.0075
	Media	-----	3.0	0.020	0.0075
	Baja	-----	2.0	0.015	0.0075
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.020	0.0075
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015	0.0075
	Baja	Conexiones semirrígidas	2.0	0.015	0.0075
ii) Sistema dual ^{[a], [b]} formado por marcos de acero y contraventeos de acero ^{[2], [3], [4]}	Alta	Contraventeos excéntricos	4.0	0.020	0.0050
	Media	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad alta</i> ^[5]	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad media</i> ^[5]	2.0	0.010	0.0050
	Baja	Contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.0	0.005	0.0030
iii) Sistema dual ^{[a], [b]} formado por marcos de acero y muros ^{[2], [4]}	Alta	Muros de placa de acero rellena de concreto de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Alta	Muros compuestos de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Alta	Muros de placa de acero de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
iv) Marcos compuestos	Alta	-----	4.0	0.030	0.0075
	Media	-----	3.0	0.020	0.0075
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.020	0.0075
	Media	Conexiones semirrígidas compuestas de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.020	0.0075
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015	0.0075
	Baja	Marcos de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015	0.0075
v) Sistema dual ^{[a], [b]} formado por marcos compuestos y contraventeos de acero ^{[2], [3], [4]}	Alta	Contraventeos excéntricos	4.0	0.020	0.0050
	Media	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad alta</i> ^[5]	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Contraventeos concéntricos de <i>ductilidad media</i> ^[5]	2.0	0.010	0.0050

Tabla 4.3.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas ^[1] (continuación)

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{sv}	γ_{oi}
vi) Sistema dual ^{[a], [b]} formado por marcos compuestos y muros ^{[2], [4]}	Alta	Muros de placa de acero rellena de concreto de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Alta	Muros compuestos de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Alta	Muros de placa de acero de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Alta	Muros de concreto reforzado de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020	0.0050
	Media	Muros de concreto reforzado de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015	0.0050
	Baja	Muros de concreto reforzado de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010	0.0050
vii) Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto	Baja	Columnas de <i>ductilidad baja</i>	1.5	0.009	0.0075
viii) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de placa de acero de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015	0.0050
ix) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ^[6]	Media	Marcos exteriores de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.020	0.0075
	Baja	Marcos exteriores de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015	0.0075
x) Sistema <i>Diagrid</i>	----	----	1.0	----	γ_{oi}^{SP} ^[7]
xi) Sistema con disipadores de energía ^{[8], [9]}	----	----	1.0	----	γ_{oi}^{SP} ^[10]
xii) Sistema estructural con aislamiento sísmico	----	----	1.0	----	γ_{oi}^{SE} ^[11]

^[1] Los sistemas estructurales de acero o compuestos deben cumplir los requisitos establecidos en la NTC-Acero.

^[2] Los marcos en estos *sistemas duales* deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contraventeos o muros, por lo menos 25 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deben ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contraventeos.

^[3] Se debe garantizar en los *sistemas duales* con contraventeos que los contraventeos en tensión sean capaces de resistir en cada entrepiso entre 30 y 70 por ciento de la fuerza cortante actuante.

^[4] En caso de que los sistemas estructurales utilicen muros, los valores de γ_{sv} y γ_{oi} podrán incrementarse en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor que 4. En caso de que se utilicen contraventeos metálicos, la relación de aspecto para considerar dicho incremento debe considerar la dimensión en planta de la crujía o crujías que hayan sido contraventeadas en forma consecutiva y de manera continua en altura. Este incremento es aplicable sólo cuando la rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso no exceda en más del 20 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior, y que en el caso de muros se haga un diseño basado en capacidad que garantice un comportamiento plástico por flexión en su base.

^[5] Para la evaluación y rehabilitación de estructuras de con contraventeos concéntricos se cumplirán los requisitos de la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

^[6] En estos sistemas, los marcos exteriores deben tomar por lo menos 80 por ciento de la fuerza cortante actuante. Las columnas interiores, así como sus conexiones deben detallarse para que puedan desarrollar una capacidad de deformación igual a la de los marcos exteriores.

^[7] En caso de sistemas que utilicen el sistema *Diagrid*, todo el sistema deberá diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El valor γ_{oi}^{SP} corresponde al valor γ_{oi} del sistema primario indicado en la tabla 4.3.2 de conformidad con los criterios del Capítulo 16 de la NTC-Acero.

^[8] Los contraventeos restringidos contra el pandeo deben ser considerados como disipadores de energía, por lo que no podrán ser diseñados como contraventeos convencionales. Su análisis y diseño se debe llevar a cabo conforme a lo indicado en el Capítulo 12.

^[9] Para la evaluación y rehabilitación de estructuras de con contraventeos restringidos contra el pandeo se cumplirán los requisitos de la NTC-Evaluación y Rehabilitación.

^[10] En caso de sistemas que utilicen disipadores de energía, todo el sistema deberá diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El valor γ_{oi}^{SP} corresponde al valor γ_{oi} del sistema primario indicado en la tabla 4.3.2 de conformidad con los criterios del Capítulo 12.

^[11] En caso de sistemas estructurales con aislamiento sísmico, la superestructura y la subestructura deberán diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. El valor γ_{oi}^{SE} corresponde al valor γ_{oi} del sistema estructural indicado en la tabla 4.3.2, que de conformidad con los criterios del Capítulo 13, se usa para estructurar la superestructura y la subestructura.

-
- ^[a] Se entiende por *sistema dual* aquel cuya resistencia a sismo queda aportada por el trabajo conjunto de marcos y muros o contravientos desde la base del sistema hasta al menos 75 por ciento de la altura de la estructura. Los diferentes componentes del *sistema dual* deben quedar interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos que cumplan con lo indicado en 2.8. La condición de diafragma rígido y la aportación del marco y muros o contravientos deben cumplirse en todos los entrepisos que incluyan muros o contravientos para clasificarse como *sistema dual*.
- ^[b] En el caso de que la resistencia a sismo quede aportada por el trabajo conjunto de tres o más tipos de elementos estructurales, tales como marcos, muros y contravientos, los marcos deberán ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar con la contribución de los contravientos y muros, por lo menos 25 por ciento de la fuerza cortante. La condición de diafragma rígido y la aportación mínima de los marcos deben cumplirse en todos los entrepisos que conforman la estructura

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Comentario:

En los sistemas estructurales de acero y compuestos es necesario que para las conexiones se consideren los lineamientos de la soldadura de demanda crítica y las zonas protegidas que están relacionadas con la formación de articulaciones plásticas las cuales están definidas en la NTC-Acero.

a) Marcos

La selección del factor de comportamiento sísmico Q debe realizarse en función del detallado, que será más estricto y elaborado conforme se incrementa el valor de Q . Las conexiones viga – columna de los marcos deben tener la capacidad necesaria para soportar la resistencia esperada que pueden desarrollar los elementos que llegan a ella; de manera que se asegure que la disipación de energía ocurra en los elementos, en lugar que en las conexiones.

Estructuración con marcos con vigas de alma abierta. La inestabilidad de las diagonales de vigas de alma abierta por pandeo global en compresión implica una pérdida de capacidad de disipar energía. Por esto, los marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad alta ($Q = 3$; $\gamma_{sv} = 0.020$) deben diseñarse estrictamente considerando que la respuesta de la viga de alma abierta ocasiona dos efectos adversos:

1) La demanda inelástica, después de que se pandearon las diagonales, se transfiere a la columna, lo que se debe tener en cuenta durante el proceso de diseño de la columna.

2) El daño en la viga de alma abierta ocasiona un incremento en los efectos $P-\Delta$ de todo el marco, lo que afecta el desempeño de la columna.

b) Sistema dual formado por marcos de acero y contraventeos de acero

El marco rígido y el sistema de contravientos en una dirección de análisis deben estar interconectados de manera que exista una transferencia eficiente de fuerza lateral entre ellos (compatibilidad). La ductilidad que pueden desarrollar los marcos con contraventeos depende altamente de la contribución al cortante lateral resistente del sistema de contraventeos. Cuando la aportación al cortante lateral de los contraventeos es muy alta ocurren disminuciones de la ductilidad que puede desarrollar la estructura. Por esta razón, la contribución del sistema de contraventeos debe ser controlada como lo establece la nota 2 de la tabla 4.3.2.

Además, debido a que se disipa una mayor cantidad de energía en los contraventeos que se plastifican por fluencia bajo cargas axiales en tensión, que la correspondiente por pandeo global en compresión, es necesario controlar la aportación al cortante lateral resistente de los contravientos en tensión. Por esto, la nota 3 de la tabla 4.3.2 restringe la aportación de los contraventeos bajo cargas axiales en tensión.

Marcos con contraventeos excéntricos. Los marcos con contraventeos excéntricos se caracterizan en que al menos uno de los extremos del contraventeo se une al resto de los elementos con una excentricidad; por lo que la acción del contraventeo ocasiona una fuerza cortante y flexión en un segmento corto que se llama eslabón o viga enlace. La capacidad dúctil de los marcos con contraventeos excéntricos depende de la resistencia adecuada y alta capacidad de deformación inelástica del eslabón, que funciona como el elemento que debe fluir ante demandas sísmicas. El eslabón desarrolla una respuesta inelástica estable significativamente dúctil, por lo que los marcos con contraventeos excéntricos podrían ser diseñados con el mayor valor del factor de comportamiento sísmico que permiten esta Norma ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.020$). La fluencia a cortante del eslabón es mejor que a flexión, teniendo mayor capacidad de rotación.

Marcos con contraventeos restringidos al pandeo. Los contraventeos restringidos a pandeo tienen la cualidad que el comportamiento a tensión y compresión son muy similares. Por esta razón, los marcos con contraventeos restringidos a pandeo pueden asociarse con una respuesta estable y una capacidad más alta de ductilidad ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.020$). En el diseño de los marcos dúctiles con contraventeos restringidos a pandeo es necesario considerar los criterios normativos del Capítulo 16 de la NTC-Acero y las recomendaciones del fabricante para garantizar la incursión inelástica estable. Los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo no son una clase particular de marcos con contraventeo concéntrico, por lo que no deben ser considerados como un contraventeo convencional para su análisis y diseño. Los contraventeos restringidos contra el pandeo son disipadores de energía y su análisis y diseño deben apegarse a criterios de ocupación inmediata, tal y como se establece en el Capítulo 12.

Marcos con contraventeos concéntricos. Este sistema estructural, debido a que la capacidad en compresión de un elemento de acero es generalmente menor que la capacidad en tensión, se espera que ante cargas cíclicas ocurra una reducción significativa de la resistencia del elemento después del pandeo global inicial. La respuesta inelástica global de un sistema de marcos con contraventeos concéntricos depende altamente de la respuesta del sistema de contraventeos principalmente de aquellos que trabajan en compresión, donde su comportamiento y requisitos pueden variar en función de su configuración. Por lo anterior, los sistemas estructurales formados por marcos con contraventeos concéntricos están restringidos a un factor $Q = 3$ cuando se pretende alcanzar la máxima ductilidad, siempre que el sistema de contraventeos cumpla las restricciones normativas del Capítulo 16 de la NTC-Acero.

Marcos con contraventeos concéntricos que trabajan sólo en tensión. Este sistema se diseña para que los contraventeos resistan la demanda sísmica actuando bajo cargas axiales en tensión. Usualmente, se usan contraventeos muy esbeltos ($kL/r > 200$). En el proceso, la resistencia en compresión de los contraventeos se desprecia, porque tiende a ser nula. Para evitar problemas con vibraciones indeseables y, en ocasiones, estrangulamiento de los ciclos histeréticos, se limita la relación de esbeltez de los contraventeos en tensión y se restringen los límites de deformación lateral ($\gamma_{sv} = 0.005$). Por esto, los contraventeos concéntricos que trabajan sólo en tensión tienen una respuesta inelástica poco estable y deben diseñarse con un factor de comportamiento

sísmico de $Q = 1.0$. Los contraventeos esbeltos generan deformaciones permanentes importantes tan pronto se inicia la incursión en el intervalo inelástico, de ahí que se deba garantizar comportamiento elástico

c) Sistema dual formado por marcos de acero y muros

La nota a de la tabla 4.3.2 se refiere a que el sistema dual se analiza como la contribución de los sistemas estructurales para resistir la fuerza cortante. En este caso, se trata de la contribución al cortante lateral resistente del marco conformado por trabes y columnas y la aportación de los muros de concreto armado o los muros de placas de acero (tableros).

La nota 2 de la tabla 4.3.2 se refiere a que la ductilidad depende de la contribución al cortante lateral resistente del marco (trabes y columnas), como se discutió previamente.

La nota 4 de la tabla 4.3.2 pretende favorecer la respuesta a flexión de los sistemas estructurales con muros o sistemas de contravientos. Si la proporción entre la altura y dimensión en planta de un sistema estructural es muy pequeña, responderá en cortante; mientras que si la proporción es grande (mayor o igual que 4) el sistema responderá en flexión y su diseño puede relacionarse con un incremento de las distorsiones límite en 0.005.

Marcos de acero con muros de placa de acero (de ductilidad alta). Un marco con muros de placa de acero consiste en una placa apoyada perimetralmente por columnas (elemento vertical de borde) y vigas (elemento horizontal de borde), que se conoce como tablero de placa dúctil (TPD), donde los nombres de elementos de borde hacen énfasis de su función para resistir los campos de tensión diagonal que se genera por fuerzas cortantes laterales en la placa. El material de la placa de acero y su espesor tienen una alta influencia en el desempeño del marco. El proceso de diseño es más complejo que el de otros sistemas estructurales; sin embargo, la placa de acero aporta una ductilidad y disipación de energía notable a la edificación. Por esto, es posible diseñar los marcos con muros de ductilidad alta de placa de acero con el mayor factor de comportamiento sísmico propuesto en la Norma ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.020$), lo que incluye tableros de placa dúctil y placas con perforaciones.

Marcos de acero con muros de concreto reforzado (de ductilidad baja, media y alta). En este sistema las demandas laterales son resistidas conjuntamente por marcos rígidos de acero y muros de concreto reforzado. Dadas las características de la conexión y teniendo en cuenta que los muros y los marcos están interconectados es necesario garantizar la compatibilidad de deformaciones. Por esto, los marcos con muros de ductilidad alta de concreto pueden ser diseñados con la máxima ductilidad permitida ($Q = 4$), pero la distorsión máxima está restringida a magnitudes menores ($\gamma_{sv} = 0.020$) que las que podría desarrollar el marco rígido si resistiera las demandas sísmicas en forma independiente. Los muros deben cumplir ciertos requisitos geométricos establecidos en la NTC-Concreto sobre muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano y los marcos de acero deben satisfacer los requisitos del Capítulo 16 de la NTC-Acero sobre marcos rígidos de ductilidad alta ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.020$) y ductilidad baja ($Q = 2$; $\gamma_{sv} = 0.010$) según sea el caso. El sistema se facilita constructivamente si se combina con columnas compuestas

d) Marcos compuestos

Los marcos compuestos de ductilidad alta ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.030$) deben diseñarse para desarrollar en forma estable deformaciones inelásticas significativas. Esto se consigue garantizando la respuesta por flexión en las vigas y una respuesta por cortante en la zona del panel de acero en las conexiones caracterizada por deformaciones inelásticas moderadas.

Con este propósito, debe aplicarse la filosofía de diseño por capacidad conforme a la NTC-Acero y considerar los requisitos estipulados en el Capítulo 10 de la NTC-Acero sobre miembros compuestos. Los marcos compuestos de ductilidad alta ($Q = 4$; $\gamma_{sv} = 0.030$) cumplen los requisitos de estructuras dúctiles, incluyendo la interfaz acero – concreto mediante conectores de cortante, adherencia directa y/o apoyo directo entre el perfil de acero y el concreto.

Marcos compuestos con vigas de alma abierta (armaduras). Los efectos adversos hacia las columnas asociados a la respuesta inelástica de las diagonales que fallan por pandeo global de las vigas de alma abierta y que se comentaron anteriormente son aplicables también para este sistema estructural.

Marcos compuestos con conexiones semirrígidas. Las conexiones consisten en una trabe de perfil de acero conectado a la columna mediante componentes de acero de asiento y unidos a una losa de concreto armado que trabaja en conjunto con los perfiles estructurales de acero. Los marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad media ($Q = 3$; $\gamma_{sv} = 0.020$) se deben diseñar para que su respuesta se caracterice por deformaciones inelásticas estables y significativas, mediante la fluencia dúctil de la zona del panel, elementos de la conexión, placas de continuidad y en la base de las columnas siguiendo los lineamientos del Capítulo 16 de la NTC-Acero

e) Sistema dual formado por marcos compuestos y contraventeos de acero

El término dual se refiere a que la resistencia a las demandas sísmicas es aportada por el trabajo en conjunto del sistema de marcos compuestos y un sistema de contravientos, donde algún elemento estructural trabaja en acción compuesta con el concreto como se explica en el Capítulo 10 de la NTC-Acero.

Marcos con contraventeos excéntricos. El sistema ofrece ventajas económicas debido a que es capaz de desarrollar una respuesta inelástica estable asociada a una alta resistencia y rigidez lateral, lo que mejora su respuesta dúctil ante demandas sísmicas. Los comentarios de marcos con contraventeos excéntricos son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

Marcos con contraventeos restringidos al pandeo. Los comentarios para marcos con contraventeos restringidos al pandeo son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos.

Marcos con contraventeos concéntricos. Los comentarios para marcos con contraventeos concéntricos son aplicables también cuando el sistema tiene elementos compuestos

f) Sistema dual formado por marcos compuestos y muros

El término dual se refiere a que la resistencia a las demandas sísmicas es aportada por el trabajo en conjunto del sistema de marcos compuestos y un sistema de muros, donde los muros pueden de placas de acero, compuestos o de concreto reforzado

g) Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto

Este sistema se refiere a columnas de acero, simples o compuestas. Debido a que las columnas no forman parte de marcos sismo-resistentes no tienen los beneficios de sistemas hiperestáticos redundantes y con respuestas inelásticas estables. Por esta razón se disminuye Q y γ_{sv}

h) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos

Debido a que la estructura está proyectada con un sistema central principal para resistir las demandas laterales, la redundancia estructural es limitada, pese a que el núcleo está conformado por varios muros o marcos. Los comentarios del sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto son igualmente aplicables a esta sección

i) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos

Este sistema está concebido mediante marcos perimetrales rígidos que resisten las demandas laterales que están unidos a marcos internos más esbeltos que resisten las demandas gravitacionales. Los marcos se unen mediante diafragmas horizontales rígidos que garantizan la transferencia de demandas laterales. Teniendo en consideración que los marcos internos y externos tienen distintas rigideces, es necesario verificar la compatibilidad de deformaciones entre ambos. Los comentarios del sistema en concreto son aplicables también a esta sección

j) Sistema Diagrid

Se trata de sistemas estructurales cuya sismorresistencia es aportada parcial o totalmente por una rejilla perimetral, constituida por diagonales y anillos que deben cumplir, respectivamente, lo indicado en el Capítulo 16 de la NTC-Acero

k) Sistema estructural con disipadores de energía

Este tipo de sistemas estarán formados por un sistema primario cuya estructuración puede ser cualquiera de las incluidas en esta sección y algún dispositivo de disipación de energía. El diseño de estos sistemas se llevará a cabo conforme el Capítulo 12

l) Sistema estructural con aislamiento sísmico

Este tipo de sistemas estarán formados por una superestructura y un sistema de aislamiento y, en su caso, una subestructura. Para la superestructura y la subestructura puede usarse cualquiera de las estructuraciones incluidas en esta sección. El diseño de estos sistemas se llevará a cabo conforme el Capítulo 13.

4.3.3 Estructuras de mampostería

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de mampostería se presentan en la tabla 4.3.3.

Tabla 4.3.3 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de mampostería ^[1]

Estructuración	Q	γ_{sv}	γ_{oi}
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal ^[2]	2.0	0.010	0.0015
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	2.0	0.005	0.0015
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas con refuerzo horizontal ^[2]	2.0	0.008	0.0015
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas ^[3]	1.5	0.004	0.0015
Muros de carga de mampostería de piezas huecas reforzadas interiormente	1.5	0.006	----
Muros diafragma	[4]	[5]	[5]
Muros de carga de mampostería confinada en combinación con otro sistema estructural de concreto o acero	[4]	[5]	[5]
Muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados ^[6]	1.0	0.0015	----
Mampostería de piedras naturales	1.0	0.0015	----

^[1] Los sistemas estructurales de mampostería deben cumplir los requisitos establecidos en la NTC-Mampostería. La presente tabla es válida para edificaciones de hasta 6 niveles. Para estructuras con un mayor número de niveles, se reducirá Q en 0.5, pero en ningún caso Q será menor que la unidad; asimismo, γ_{sv} se reducirá en 0.004, pero en ningún caso γ_{sv} será menor que 0.002.

^[2] Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, todos los muros estructurales deben tener refuerzo horizontal.

^[3] No se permite el uso de muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas para estructurar edificaciones del Grupo A.

^[4] Cuando los muros sean parte de marcos o de estructuras que no puedan resistir al menos 70 por ciento de la carga lateral sin tomar en cuenta la resistencia de los muros, la ductilidad será de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada en el muro diafragma. En caso contrario, podrá usarse el valor de Q asignado a los marcos o la estructura.

^[5] Se tomará de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada.

^[6] Solo para revisión de estructuras existentes.

Comentario:

La capacidad de deformación lateral y, por tanto, la capacidad de disipación de energía en forma estable en el intervalo inelástico de comportamiento de las estructuras de mampostería depende, fundamentalmente, del tipo de pieza y de la modalidad de refuerzo (Alcocer, 1997). Las piezas macizas tienen un comportamiento carga-deformación más dúctil y estable ante repeticiones cíclicas en comparación con las piezas huecas (Zepeda, Ojeda, y Alcocer, 1997). En cuanto a las modalidades de refuerzo, la mampostería confinada mediante castillos y dalas ha evidenciado un desempeño sísmico adecuado cuando el tamaño, cuantía de refuerzo y separación de los elementos confinantes cumplen los requisitos de la norma (Alcocer, y otros, 1999; EERI & SMIS, 2006). La colocación de refuerzo horizontal en las hiladas de mampostería mejora la capacidad de deformación lateral inelástica de los muros y, dependiendo de su cuantía, incrementa la capacidad resistente lateral (Aguilar, Cano, & Alcocer, 1994). La capacidad de deformación lateral inelástica de mampostería de piezas macizas o huecas no confinadas ni reforzadas es despreciable por lo que su uso no se permite en esta Norma; sólo se pueden emplear los valores del factor de comportamiento sísmico y de distorsión límite para evaluar la seguridad y condiciones de servicio de este tipo de estructuras. Puesto que carecen de refuerzo, la mampostería de piedras naturales se debe diseñar para que permanezca en el intervalo elástico y sus deformaciones sean menores que las de agrietamiento.

Los valores de γ_{sv} de la tabla 4.3.3 se obtuvieron de las distorsiones medidas a la resistencia (máxima carga resistida) en ensayos de laboratorio (Pérez-Gavilán, y otros, 2017). Los valores de γ_{sv} de la tabla son superiores a los obtenidos en ensayos cuasiestáticos ya que consideran el incremento en la capacidad de deformación al aplicar solicitaciones dinámicas a la mampostería (Barragán, Arias, Vázquez, y Alcocer, 2005). En estructuras de mampostería confinada sin refuerzo horizontal se recomienda que las distorsiones calculadas sean del orden del 80 por ciento del valor de la distorsión límite ya que su comportamiento para deformaciones mayores que aquella en que se alcanza la resistencia máxima se degrada más rápidamente en comparación con las que tienen, además, refuerzo horizontal.

Los valores de γ_{oi} de la tabla 4.3.3 corresponden al promedio de las distorsiones medidas al primer agrietamiento de muros con piezas macizas o huecas, con y sin refuerzo. El uso de un valor único para las diferentes estructuraciones consideradas en la tabla se debe a que no es posible distinguir el valor promedio medido para piezas macizas y huecas, y para muros con y sin refuerzo.

4.3.4 Estructuras de madera

Los factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de madera y bambú se presentan en la tabla 4.3.4.

Tabla 4.3.4 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de madera y bambú^[1]

Estructuración	Q	γ_{sv}	γ_{oi}
Sistema a base de tableros de madera contrachapada ^{[2], [3]}	2.0	0.008	0.002
Sistema a base de marcos hiperestáticos de madera laminada ^{[3], [4]}	2.0	0.008	0.002
Sistema a base de marcos hiperestáticos de bambú ^{[3], [5]}	2.0	0.008	0.002
Todos los demás sistemas ^[3]	1.5	0.005	0.002

^[1] Los sistemas estructurales de madera deben cumplir los requisitos establecidos en la NTC-Madera. La presente tabla es válida para edificaciones de hasta 2 niveles. Para estructuras con un mayor número de niveles, se reducirá Q en 0.5, pero en ningún caso Q será menor que la unidad; asimismo, γ_{sv} se reducirá en 0.004, pero en ningún caso γ_{sv} será menor que 0.002.

^[2] Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, debe cumplir con lo establecido en el Capítulo 4 de la NTC-Madera.

^[3] Cuando en el sistema estén presentes tableros que sean parte de marcos o de estructuras que no puedan resistir al menos 70 por ciento de la carga lateral sin tomar en cuenta la resistencia de los tableros, la ductilidad será de acuerdo con el tipo de madera utilizada en el tablero. En caso contrario, deberá usarse el valor de Q asignado a los marcos o la estructura.

^[4] Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, debe cumplir con lo establecido en el Capítulo 5 de la NTC-Madera.

^[5] Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, debe cumplir con lo establecido en el Capítulo 6 de la NTC-Madera.

Comentario:

Esta versión de la Norma es la primera en la que se incluye una tabla para estructuras de madera y bambú. Si bien este material es ampliamente utilizado en sistemas estructurales en diferentes países alrededor del mundo, la práctica constructiva en México utilizando este material es reciente y con muchas oportunidades de desarrollo, por lo cual, en esta versión de la Norma se ha optado por utilizar valores conservadores para Q , γ_{sv} y γ_{oi} ; es muy probable que en versiones posteriores se incluyan más sistemas estructurales y valores de estos parámetros respaldados por la práctica de diseño e investigaciones desarrolladas en nuestro país.

La capacidad de deformación y disipación de energía de los sistemas estructurales se caracteriza por el factor de comportamiento sísmico Q . Algunas normas extranjeras consideran que las estructuras de madera tienen un comportamiento estructural poco disipativo y les otorgan un conservador coeficiente de comportamiento sísmico $Q = 1$. Sin embargo, algunos otros reglamentos permiten considerar que las juntas y uniones mecánicas de acero

pueden ser zonas disipativas de la estructura y contemplan valores de $Q > 1$ para varios tipos de estructuración a base de madera. Las propiedades de las zonas disipativas se pueden determinar con ensayos cíclicos.

La ductilidad se consigue aplicando el concepto de proyecto por capacidad. En estructuras de madera, el objetivo del proyecto por capacidad es asegurar que los elementos se mantengan intactos y que las deformaciones inelásticas se produzcan en las uniones. Las uniones mecánicas actúan como "fusibles" que absorben la energía sísmica y deben soportar grandes deformaciones sin colapsar, mientras que los elementos de madera deben ser capaces de resistir las cargas que le transmiten los elementos de unión dúctiles. Para alcanzar un comportamiento dúctil global se aplican factores de sobre-resistencia para asegurar que la capacidad del elemento frágil (la madera) sea siempre mayor que la capacidad del elemento dúctil (la unión).

Las formas constructivas definidas en esta tabla para bambú son una variante de lo que se llama en algunas zonas de América Latina "Bahareque encementado", sistema constructivo que es ampliamente usado en centro y sur américa, con muy buenos resultados en términos de desempeño sísmico.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

5. ESTRUCTURAS IRREGULARES

5.1 Alcance

5.1.1 Este Capítulo define aquellas estructuras que deberán ser consideradas como irregulares estructuralmente, así como las modificaciones a las acciones de diseño y/o distorsiones límite que deberán ser consideradas en su diseño y revisión.

5.1.2 Para establecer si la estructura es irregular, deberá considerarse en el modelo de análisis la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Ejemplos de elementos que usualmente no son considerados como parte del sistema estructural principal, pero que pueden participar de manera importante en la respuesta sísmica del edificio, son los muros divisorios y de colindancia, las escaleras y las fachadas prefabricadas.

Comentario:

Observaciones recabadas después de muchos sismos en diferentes partes del mundo han documentado que las estructuras irregulares son mucho más vulnerables a movimientos sísmicos intensos que las estructuras regulares. En particular, las estadísticas de daños observados en estructuras en la Ciudad de México en los sismos de 1957, 1985 y 2017 muestran que un alto porcentaje de las estructuras que sufrieron derrumbe, ya sea total o parcial, o bien las que sufrieron daños graves, eran estructuras irregulares. No sólo ello, sino también se ha documentado que el nivel de daño, por lo general, aumenta en la medida que la estructura tiene un mayor nivel de irregularidad o bien tiene un mayor número de irregularidades. Observaciones semejantes se han documentado en muchos otros sismos, tanto en otras ciudades de México como en otras partes del mundo. Es por ello por lo que, lo ideal es que en zonas sísmicas las estructuras sean regulares tanto en planta como en elevación. Como ello no siempre es posible, desde hace muchos años, se incluyen disposiciones en esta Norma cuyo objetivo es requerir un diseño más exigente para las estructuras irregulares que para las estructuras regulares.

La nueva edición de esta Norma introduce varios cambios importantes tanto en la forma en la que se definen los diferentes tipos de irregularidad como en el tratamiento que se les da. Un primer cambio es que en la edición anterior de esta Norma se incluían 13 condiciones que una estructura debía cumplir para considerarse regular. Dicha sección estaba seguida por un par de secciones donde se especificaba que, si no se cumplían una o más de dichas condiciones de regularidad, la estructura debía clasificarse como “irregular” o “muy irregular”. En esta nueva edición, se pensó que era más claro definir directamente los diferentes tipos de irregularidad como lo hacen la mayor parte de reglamentos de diseño por sismo en otros países. Así mismo, se hicieron varias simplificaciones y se pasó de 13 condiciones de regularidad a describir 8 condiciones de irregularidad, de las cuales 5 son irregularidades en planta y 3 son irregularidades en elevación.

5.2 Irregularidades en planta

5.2.1 Irregularidad por torsión

5.2.1.1 Se considerará que una estructura es irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 15 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis.


Comentario:

Una estructura presenta una irregularidad de torsión como producto de una excentricidad entre su centro de rigideces laterales y su centro de masas y/o entre su centro de masas y su centro de resistencias laterales. Cuando las estructuras son sometidas a movimientos sísmicos, estas excentricidades producen giros en la estructura respecto a un eje vertical. La amplitud de estos giros cambia de un nivel a otro y cambia también en cada instante durante el sismo. A su vez, estos giros de los sistemas de piso respecto a un eje vertical producen deformaciones laterales que son diferentes en distintos puntos en planta en cada nivel de la estructura. Por ejemplo, las distorsiones máximas de entrepiso pueden ser mucho mayores en puntos más alejados del centro de rigideces o de resistencia que las que ocurren en otros puntos más cercanos a dichos centros.

En la edición anterior de esta Norma una estructura se consideraba como irregular en torsión hasta que el desplazamiento en un punto de la planta fuera 20 por ciento mayor que el desplazamiento promedio de los desplazamientos en ambos extremos en la dirección de análisis, lo que implicaba que el desplazamiento debía de ser 20 por ciento menor que el promedio de los desplazamientos en ambos extremos, o lo que es lo mismo, que el desplazamiento en un extremo debía de ser 50 por ciento mayor que al del otro extremo para considerarse irregular en torsión. En esta nueva edición se disminuyó el porcentaje por arriba del desplazamiento promedio de 20 por ciento a 15 por ciento para considerarse como irregular en torsión, lo que implica que el desplazamiento en un

extremo de la edificación es 35 por ciento mayor que el que ocurre en el otro extremo de la estructura en la dirección de análisis.

Tabla C5.2.1.1 Irregularidad por torsión

Inciso	Caso	Corrección (reducción de γ_{max})
5.2.1 Irregularidad por torsión.	<p>Se muestra un ejemplo para la dirección de análisis.</p>  $1.15 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) < \Delta_1 \leq 1.3 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	<p>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</p> $\gamma_c = 0.80 \gamma_{max}$

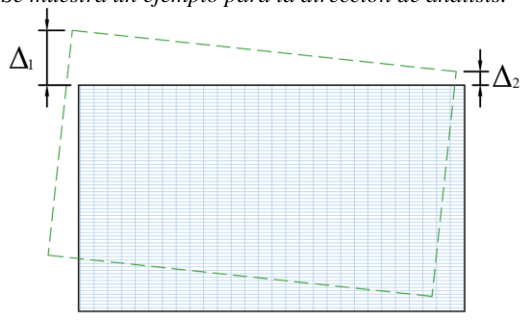
5.2.2 Fuerte irregularidad por torsión

5.2.2.1 Se considerará que una estructura es fuertemente irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 30 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis.

Comentario:

Cuando el desplazamiento lateral de un punto de la estructura es 30 por ciento mayor que el desplazamiento promedio de los que ocurren en los extremos de la edificación, debe considerarse a la estructura con fuerte irregularidad en torsión. Este nivel de diferencia en el desplazamiento lateral que debe alcanzarse para ser considerada con fuerte irregularidad en torsión es el mismo que se tenía en la edición anterior de esta Norma. Esto implica que la estructura se considera con fuerte irregularidad de torsión si un extremo de la estructura tiene un desplazamiento lateral 85.7 por ciento más de lo que se mueve el otro extremo de la planta en la dirección de análisis.

Tabla C5.2.2.1 Fuerte irregularidad por torsión

Inciso	Caso	Corrección (reducción de γ_{max})
5.2.2 Fuerte irregularidad por torsión.	<p>Se muestra un ejemplo para la dirección de análisis.</p>  $\Delta_1 > 1.3 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	<p>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</p> $\gamma_c = 0.60 \gamma_{max}$

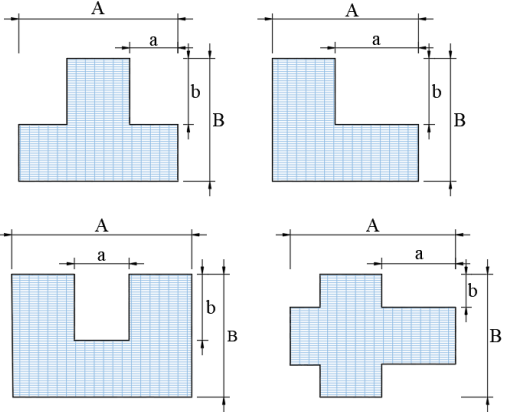
5.2.3 Forma geométrica irregular en planta

5.2.3.1 Se considerará con fines estructurales que una estructura es irregular geoméricamente en planta cuando tiene entrantes o salientes de dimensiones mayores que 40 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

Comentario:

Las estructuras con entrantes o salientes de grandes dimensiones respecto a las dimensiones en planta del edificio tienden a tener daño en los puntos de unión de la entrante o saliente con el resto de la estructura. En la edición anterior de esta Norma se consideraba que la estructura tenía una forma irregular en planta si las dimensiones de las entrantes o salientes superaban 20 por ciento del ancho de la estructura en la dirección de la entrante o saliente. Sin embargo, muchas estructuras con entrantes o salientes con dichas dimensiones han tenido buen comportamiento sísmico. Es por ello por lo que en esta nueva edición dicho porcentaje se incrementa al 40 por ciento, o sea, que la estructura debe tener entrantes o salientes de mayores dimensiones para ser considerada con una forma geométrica irregular en planta.

Tabla C5.2.3.1 Forma geométrica irregular en planta

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
5.2.3 Forma geométrica irregular en planta	<p>Se muestran unos ejemplos de irregularidades en planta</p>  <p style="text-align: center;">$a > 0.4A$ o bien $b > 0.4B$</p>	<p>Si se cumple con cualquiera de las desigualdades, entonces:</p> <p style="text-align: center;">$\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$</p>

5.2.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma

5.2.4.1 Se considerará que una estructura es irregular por tener una flexibilidad excesiva en el diafragma cuando en una estructura modelada considerando la flexibilidad de sus diafragmas existe un punto en cualquiera de las plantas que tiene un desplazamiento lateral que excede en más de 30 por ciento el desplazamiento lateral en el mismo punto en otro análisis en que la estructura se modele ahora suponiendo al diafragma como rígido.

Comentario:

En la versión anterior de esta Norma se consideraba que no se cumplía con la condición de diafragma de piso "rígido" si existía una saliente o entrante de más de 20 por ciento de la dimensión de análisis. Pero ello no abarcaba el caso de estructuras como una nave industrial, tiendas de autoservicio, hangares, etc. que no tengan ni entrantes ni salientes y sin embargo si no le ponen contravientos en el plano de la cubierta pudieran tener deformaciones laterales locales mucho más grandes a la deformación lateral promedio. Como se ha propuesto aquí, se considera con flexibilidad excesiva cuando difiere en más de 30 por ciento de las deformaciones laterales calculadas suponiendo que es rígido.

Si el diafragma de una estructura es muy flexible, esto puede producir que ciertos puntos de la estructura tengan deformaciones laterales o deformaciones de entrepiso mucho mayores que otros puntos de la estructura o que algunos elementos estructurales se vean sometidos a deformaciones mucho mayores que otros elementos y por lo tanto sufran mayor nivel de daño. Para determinar si el diafragma tiene una flexibilidad excesiva deben compararse los desplazamientos laterales calculados con dos modelos diferentes de la estructura, uno considerando la flexibilidad del diafragma en su plano y otro considerando los diafragmas como infinitivamente rígidos en su plano.

Si el programa de análisis estructural no tiene la posibilidad de considerar al diafragma como infinitivamente rígido en su plano, pueden incrementarse las rigideces de los elementos estructurales del sistema de piso en el plano del diafragma por un factor de cien. Si la diferencia de desplazamientos en un mismo punto entre los dos diferentes tipos de análisis excede de 30 por ciento, la estructura se considera con irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma. La tabla C5.2.4.1 ilustra dos ejemplos de estructuras con irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma.

Tabla C5.2.4.1 Ejemplos de irregularidad por flexibilidad excesiva del diafragma

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.2.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva del diafragma</p>		<p>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</p> $\gamma_c = 0.80 \gamma_{max}$

5.2.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma

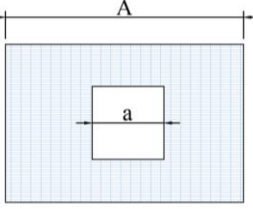
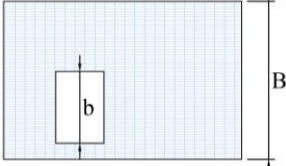
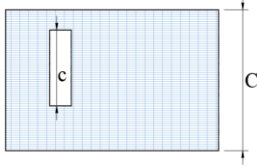
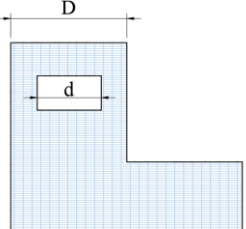
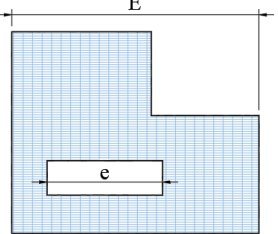
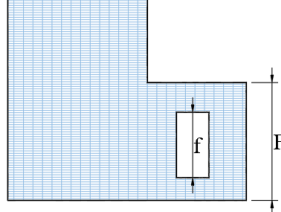
5.2.5.1 Se considerará que una estructura es irregular por discontinuidad en el diafragma cuando en cualquiera de las plantas de la estructura exista una reducción brusca de más de 40 por ciento en el ancho de diafragma provocado por aberturas en el mismo.

Comentario:

En la versión anterior de esta Norma se hablaba de tamaños de aberturas. En particular, se decía que para ser regular las aberturas debían tener un área de menos del 20 por ciento del área total de la planta, es decir, se consideraba que evaluarlo en función del cociente de áreas era lo adecuado; sin embargo, dependiendo de la geometría, se puede tener casos de aberturas de menos del 20 por ciento del área de la planta y generar concentraciones de esfuerzos o no transmitir correctamente las fuerzas de inercia, por ejemplo, una abertura muy alargada puede no ser eficiente para la transmisión de fuerzas. Por esta razón, en esta versión de la Norma se consideró que es mejor especificar la irregularidad en función de la reducción brusca en el ancho del diafragma en cada dirección.

Un porcentaje importante de las fuerzas laterales que se producen en un edificio durante un sismo se generan en el sistema de piso y deben ser transmitidas por el diafragma a los elementos verticales que resisten las cargas laterales (elementos estructurales tales como columnas, muros o contravientos). Es por ello, que es deseable evitar reducciones bruscas en las dimensiones del diafragma para evitar daños graves en los diafragmas. Si las reducciones exceden de más del 40 por ciento del ancho del diafragma, se considera que la estructura tiene una irregularidad por discontinuidad del diafragma. La tabla C5.2.5.1 ilustra seis diferentes ejemplos de estructuras con irregularidad por discontinuidad en el diafragma.

Tabla C5.2.5.1 Ejemplos de irregularidades por discontinuidad en el diafragma

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})	
<p>5.2.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma</p>		<p>Si se cumple con cualquiera de las desigualdades, entonces: $\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$</p>	
			
	<p>$a > 0.4A$</p>		<p>$b > 0.4B$</p>
			
	<p>$c > 0.4C$</p>		<p>$d > 0.4D$</p>
			
<p>$e > 0.4E$</p>	<p>$f > 0.4F$</p>		

5.3 Irregularidades en elevación

Para la revisión de condiciones de irregularidad en elevación, se calculará la rigidez de entrepiso como el cociente del cortante de entrepiso al estar sujeta la estructura a las fuerzas laterales de diseño, entre su deformación lateral. La deformación lateral del entrepiso deberá estimarse como la diferencia de desplazamientos laterales entre las partes superior e inferior del entrepiso, para el punto en planta donde se ubica el centro de masa de la losa superior.

5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación

5.3.1.1 Se considerará que una estructura es irregular por reducciones geométricas en elevación cuando una o más plantas tengan una reducción brusca en el ancho de la planta en la dirección paralela a la dirección de análisis de más de 25 por ciento del ancho en la misma dirección del nivel inmediatamente superior o bien una reducción brusca de más del 40 por ciento respecto al ancho del nivel inmediatamente inferior. Una excepción son los niveles de elevadores y otras instalaciones en el nivel de azotea cuya dimensión puede ser significativamente menor que la del nivel inferior sin que se considere a la estructura como irregular (sin embargo, es necesario evaluar su respuesta como Apéndice).

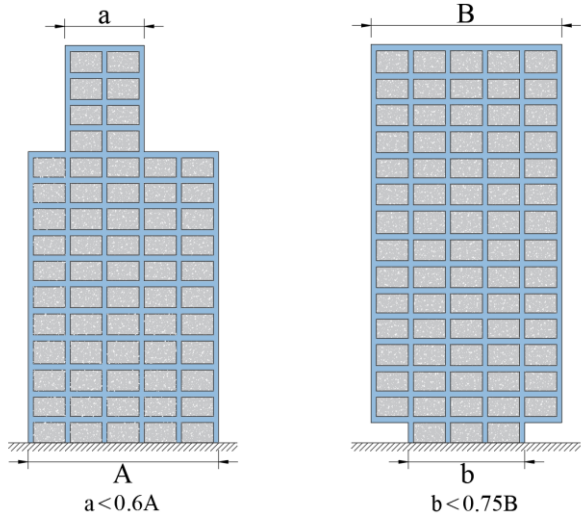
Comentario:

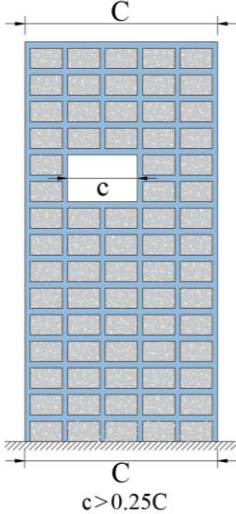
En la edición anterior de esta Norma se especificaba que “ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección”. El comité redactor de la Norma consideró que el 10 o 25 por ciento era demasiado pequeño; además, sólo se especificaba el caso en que existe una reducción de dimensiones en un piso inferior, sin embargo, la reducción de la dimensión también podría ocurrir en un piso superior.

La nueva propuesta considera como más grave los casos en que la reducción de la dimensión ocurre en un nivel inferior, de ahí que ahora se hace distinción entre cambios de dimensiones hacia arriba y hacia abajo. Análisis tridimensionales deberían de tomar en cuenta tanto la reducción en masa como en rigidez asociada a dicha reducción de dimensiones, de ahí que los porcentajes ahora son, en general, mayores que los que se consideraban en la versión anterior. El propósito principal de esta sección es captar los casos en que el modelo indica que no hay cambio brusco de rigidez lateral o lo hace de manera insuficiente y trata de captar únicamente casos de grandes reducciones de dimensiones que pudieran estar acompañados de un posible cambio de rigidez o masa importante que por alguna razón no capte el modelo estructural. Así pues, al igual que en el siguiente inciso, se propone se haga una distinción en que la reducción de dimensión se produzca hacia abajo de la que se produzca hacia arriba. Es necesario hacer notar que edificios como el de Seguros Monterrey en la esquina de Presidente Masaryk y Mariano Escobedo (antes de Union Carbide) en Polanco o el antiguo edificio de Celanese Mexicana en Av Revolución en Tlacopac caerían en este caso de irregularidad a pesar de que, en realidad, prácticamente el 100 por ciento de la resistencia y rigidez lateral está proporcionada por el núcleo central de muros estructurales de concreto reforzado, y por lo tanto quizá no debieran ser penalizados por esta reducción en dimensiones, sin embargo, se consideró que en muchos otros casos es bueno tener algo como lo aquí propuesto y que siempre ha existido en la Norma para evitar reducciones bruscas que pudieran pasar por desapercibidas por el modelo estructural. Además, en la última oración del párrafo, se agregó la excepción que no se incluía en la edición anterior pues, ya que, sin dicha excepción, prácticamente todos los edificios de más de 5 niveles caerían en esta irregularidad en elevación.

Cambios bruscos en la distribución de masas o rigideces laterales en la altura de un edificio pueden dar lugar a una concentración de deformaciones de entrepiso por arriba de la estimada con un análisis elástico lineal. Es por ello, que es deseable tener una estructura sin irregularidades en elevación y, en particular, evitar cambios bruscos en las dimensiones en planta de la estructura. La nueva edición de esta Norma distingue como una irregularidad más severa cuando la reducción se produce en niveles inferiores que cuando se produce en niveles superiores. La tabla C5.3.1.1 ilustra tres situaciones en la que la estructura sería considerada con irregularidad por reducciones geométricas en elevación.

Tabla C5.3.1.1 – Ejemplos de irregularidad por reducciones geométricas en elevación

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación</p>		<p>Si se cumple con cualquiera de las desigualdades, entonces:</p> $\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación</p>	 <p style="text-align: center;">$c > 0.25C$</p>	<p>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</p> <p style="text-align: center;">$\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$</p>

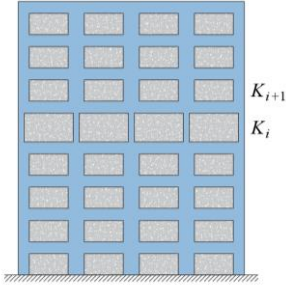
5.3.2 Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral

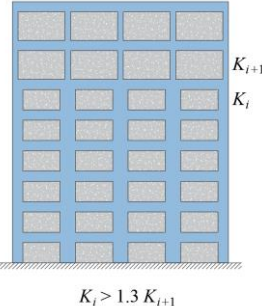
5.3.2.1 Se considerará que una estructura tiene una irregularidad en elevación por cambios bruscos de rigidez lateral en la altura cuando la rigidez lateral de un entrepiso es 15 por ciento menor que la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien 30 por ciento mayor que la rigidez del entrepiso inmediatamente superior.

Comentario:

Una reducción brusca en la rigidez lateral de una estructura causa fuertes concentraciones de distorsiones de entrepiso en el nivel donde se produce la reducción de rigidez. Es aún más grave cuando la reducción de rigidez lateral se produce en niveles inferiores o en niveles intermedios que cuando la reducción de rigidez lateral ocurre en pisos superiores. Es por esto que la nueva edición de esta Norma se especifica un porcentaje menor cuando la reducción de rigidez lateral es hacia abajo que cuando es hacia arriba. La tabla C5.3.2.1 ilustra tres situaciones en la que la estructura sería considerada con irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral en elevación.

Tabla C5.3.2.1 – Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
<p>5.3.2 Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral</p>	 <p style="text-align: center;">$K_i < 0.85 K_{i+1}$</p>	<p>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</p> <p style="text-align: center;">$\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$</p>

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
5.3.2 Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	 <p style="text-align: center;">$K_i > 1.3 K_{i+1}$</p>	<p><i>Si se cumple con la desigualdad, entonces:</i></p> <p style="text-align: center;">$\gamma_c = 0.80 \gamma_{max}$</p>

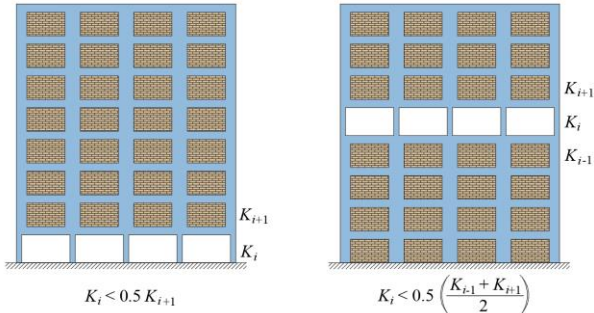
5.3.3 Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral

5.3.3.1 Se considerará que una estructura es fuertemente irregular por reducciones bruscas de rigidez lateral cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 50 por ciento de la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien menor que 50 por ciento del promedio de rigideces laterales de los niveles inmediatamente inferior y superior a un entrepiso.

Comentario:

Uno de los tipos de irregularidad más grave que puede ocurrir en una estructura es cuando existe una reducción brusca de más del 50 por ciento de la rigidez lateral respecto a entrepisos superiores o respecto a entrepisos inferiores. Cuando se produce una reducción de rigidez lateral de este tipo en sismos severos se concentran las distorsiones de entrepiso en dicho nivel en el que se pueden producir daños estructurales graves. Esta situación es la que se conoce como entrepiso blando/débil que ha resultado no sólo en daños estructurales muy graves sino también el derrumbe de miles de estructuras. El/la Proyectista debe hacer todo lo posible por evitar este tipo de irregularidad. En esta edición, el comité redactor de la Norma modificó esta sección para abarcar no sólo el caso del entrepiso débil/flexible en planta baja sino también en pisos intermedios.

Tabla C5.3.3.1 – Ejemplos de fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
5.3.3 Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	 <p style="text-align: center;">$K_i < 0.5 K_{i+1}$</p> <p style="text-align: center;">$K_i < 0.5 \left(\frac{K_{i-1} + K_{i+1}}{2} \right)$</p>	<p><i>Si se cumple con cualquiera de las desigualdades, entonces:</i></p> <p style="text-align: center;">$\gamma_c = 0.33 \gamma_{max}$</p> <p><i>Además, deberá de cumplirse con lo establecido en 5.6</i></p>

5.4 Correcciones para estructuras irregulares

5.4.1 Cuando una estructura sea clasificada como irregular por torsión en conformidad con 5.2.1, o bien como irregular por forma geométrica en planta de acuerdo con 5.2.3 o bien como irregular por flexibilidad excesiva en el diafragma de acuerdo con 5.2.4 o bien por discontinuidad en el diafragma en conformidad con 5.2.5 o bien irregular por reducciones geométricas en elevación de acuerdo con 5.3.1 o bien irregular por reducciones bruscas de rigidez lateral de acuerdo con 5.3.2, se reducirán en 20 por ciento las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3, donde γ_{max} es la distorsión límite de referencia, igual a γ_{oi} cuando se considera el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, y a γ_{sv} cuando se considera el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

5.4.2 Cuando sea clasificada como irregular por dos de los incisos mencionados en el párrafo anterior, las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3, se reducirán un 30 por ciento. Para el caso en que una estructura fuera clasificada como irregular por tres o más de las irregularidades listadas en el párrafo anterior, las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3, se reducirán un 40 por ciento.

Comentario:

El tratamiento de estructuras irregulares que se incluye en esta Norma difiere del usado en sus versiones anteriores y también difiere del tratamiento que se le da en muchos reglamentos de otros países. El nuevo tratamiento, tiene su fundamento principal en que el daño estructural es principalmente producto de deformaciones laterales y, por lo tanto, la forma más efectiva de reducir el daño estructural severo en estructuras irregulares es limitando su distorsión máxima de entrepiso. En versiones anteriores de esta Norma se disminuía el factor Q^ , lo que equivalía a incrementar la resistencia lateral. Sin embargo, incrementar la resistencia lateral no necesariamente reduce las deformaciones laterales. Por ejemplo, en el caso de estructuras en que se cumple la aproximación de igual desplazamientos de Veletsos y Newmark, el desplazamiento lateral al que se ve sometido una estructura con comportamiento inelástico es, en promedio, aproximadamente igual al desplazamiento lateral de una estructura con comportamiento elástico y por lo tanto no varía significativamente con el cambio de resistencia lateral. En otros casos, como los de estructuras en las zonas de transición o de lago con periodos de vibración que coinciden o son cercanos a los predominantes del terreno, las deformaciones de las estructuras con comportamiento inelásticos son, casi siempre, menores que las que ocurren en estructuras con comportamiento elástico. En estos casos, incrementar la resistencia lateral, como se hacía en la edición anterior de esta Norma, podía resultar contraproducente pues puede producir un incremento de deformaciones laterales. Esta nueva edición trata de llamar la atención de el/la Proyectista en el sentido de que lo que ocurre durante un sismo en estructuras irregulares no es que actúen fuerzas laterales mayores que las que ocurren en estructuras regulares, sino que ocurren mayores deformaciones laterales en ciertas partes de la estructura y por lo tanto tienden a sufrir mayor daño. En la nueva propuesta, al reducir las distorsiones límite, se pone mayor atención a la necesidad de reducir las deformaciones laterales máximas en estructuras irregulares respecto a las que se permiten en estructuras regulares. Así mismo, se hacen reducciones más grandes de la distorsión límite con el incremento del número de condiciones de irregularidad de la estructura.*

A continuación, se presenta un resumen de las correcciones cuando una estructura es irregular

Tabla C5.4.2 - Corrección para estructuras irregulares

Inciso	Cuando se cumple:		
	1 condición	2 condiciones	3 o más condiciones
5.2.1 Irregularidad por torsión	$\gamma_c = 0.80\gamma_{max}$	$\gamma_c = 0.70\gamma_{max}$	$\gamma_c = 0.60\gamma_{max}$
5.2.3 Forma geométrica irregular en planta			
5.2.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva de un diafragma			
5.2.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma			
5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación			
5.3.2 Irregularidad por reducción bruscas de rigidez lateral			

5.5 Correcciones para estructuras fuertemente irregulares por torsión

5.5.1 Cuando una estructura sea clasificada como fuertemente irregular por torsión de acuerdo con 5.2.2, las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3 se reducirán un 40 por ciento.

5.5.2 Si una estructura, además de ser clasificada como fuertemente irregular por torsión de acuerdo con 5.2.2, es clasificada como irregular por una o más de las irregularidades definidas en 5.2.3, 5.2.4, 5.2.5 y las mencionadas en 5.3, las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3 se reducirán un 50 por ciento.

5.5.3 Adicionalmente a las reducciones de las distorsiones límite γ_{max} indicadas en los dos párrafos anteriores, si en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 40 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis, se deberá de llevar a cabo una revisión de la estructura usando un análisis no lineal paso a paso independientemente de la altura de la estructura para verificar que no se exceden las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3 reducidas en un 50 por ciento.

Comentario:

En esta nueva edición de esta Norma la distorsión máxima permitida en estructuras fuertemente irregulares por torsión es 40 por ciento menor que la máxima permitida en una estructura regular, lo que equivale a que, si no se modifica la distribución de rigideces laterales, entonces la rigidez lateral de una estructura fuertemente irregular en torsión deba ser 67 por ciento mayor que la de una estructura regular. Si además tiene otra irregularidad, la estructura deberá de tener una rigidez lateral de aproximadamente el doble de la de una estructura regular. En casos en que la deformación torsional es especialmente grande (por ejemplo, cuando en un punto experimenta un desplazamiento lateral mayor que 40 por ciento del promedio de los extremos) se debe hacer una revisión con un análisis no lineal paso a paso, independientemente de la altura de la estructura. A continuación, se presenta un resumen de las correcciones cuando una estructura es fuertemente irregular por torsión.

Tabla C5.5.3 - Corrección para estructuras fuertemente irregulares por torsión

Inciso	Si además es irregular por uno o más de los siguientes aspectos	Corrección (reducción de γ_{max})
5.2.2 Fuerte irregularidad por torsión	(Ninguno)	$\gamma_c = 0.60\gamma_{max}$
	5.2.3 Forma geométrica irregular en planta	$\gamma_c = 0.50\gamma_{max}$
	5.2.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva de un diafragma	
	5.2.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma	
	5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación	
	5.3.2 Irregularidad por reducción brusca de rigidez lateral	
	Si el desplazamiento lateral excede el 40 por ciento del desplazamiento lateral promedio de los extremos se realizará una revisión usando un análisis no lineal paso a paso independientemente de la altura de la estructura.	<p>Análisis no lineal paso a paso</p> <p>$\gamma_c = 0.50\gamma_{max}$</p> <p>$\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>

5.6 Correcciones para estructuras fuertemente irregulares en elevación

5.6.1 Cuando la estructura sea clasificada como fuertemente irregular por reducción brusca de rigidez lateral en conformidad con 5.3.3 y el entrepiso con reducción brusca de rigidez lateral ocurra en la planta baja se deberá diseñar dicho entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural. Se revisará además que la distorsión máxima del entrepiso en planta baja para la intensidad sísmica de diseño no exceda de un tercio de las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3.

5.6.2 Si la reducción brusca de rigidez lateral ocurre en cualquier otro entrepiso por arriba de la planta baja se deberá diseñar dicho entrepiso y todos los inferiores a él para que sean capaces de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1. Se revisará además que la distorsión máxima para la intensidad sísmica de diseño del entrepiso donde ocurre la reducción brusca de rigidez lateral y la de todos los niveles inferiores a él no exceda de un tercio de las distorsiones límite γ_{max} indicadas en 4.3.

5.6.3 Adicionalmente a las reducciones en el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' y de las distorsiones límite γ_{max} indicadas en los dos párrafos anteriores, si la rigidez lateral de cualquier entrepiso es menor que 40 por ciento de la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien menor que el 40 por ciento del promedio de rigideces laterales de los niveles inmediatamente inferior y superior al entrepiso se deberá de llevar a cabo una revisión de la estructura usando un análisis no lineal paso a paso independientemente de la altura de la estructura, que garantice que en el nivel con reducción brusca de rigidez lateral y todos los niveles inferiores la estructura tendrá un comportamiento lineal bajo movimientos del terreno establecidos de acuerdo con 7.4.1.

Comentario:

La nueva edición de esta Norma da un tratamiento semejante al que se le daba en la edición anterior, pero lo extiende a casos en que el piso blando/débil ocurre en entrepisos superiores. En este caso, se pide que se diseñen con $Q' = 1$ para el entrepiso blando/débil y para todos los niveles inferiores al mismo. Además, se modifica la distorsión máxima permitida en dichos niveles. En la edición anterior se especificaba esta distorsión límite como 0.006, la cual era adecuada en el caso que la estructura fuera a base de marcos, ya que estos requieren distorsiones del orden de 0.009 o 0.010 para tener fluencias significativas y, por tanto, al limitar las distorsiones de entrepiso a 0.006, se mantenían los marcos elásticos. Sin embargo, aunque no es un común, pudiera existir un entrepiso blando/débil con contraventeos metálicos que suelen tener fluencias significativas a niveles de distorsión del orden de la tercera parte de las que producen fluencias significativas en marcos y, por lo tanto, limitar sus distorsiones de entrepiso a 0.006, no garantiza su adecuado comportamiento. Esto es particularmente preocupante en el caso de contraventeos metálicos concéntricos que pueden sufrir una pérdida muy grande de su capacidad de carga lateral una vez que se produce su pandeo. De igual forma, pudiera haber una estructura con un número muy reducido de muros de carga de mampostería en la planta baja o un entrepiso superior respecto a los que ocurren en otros niveles y reducir las distorsiones límite a 0.006, como se hacía en la edición anterior de la Norma, no garantiza, por ejemplo, que no fallen por corte y que con ello se produzca su pérdida de capacidad de carga vertical. En esta nueva edición, se usa una distorsión límite para estructuras irregulares de únicamente un tercio de las distorsiones límite permitidas en estructuras regulares.

A continuación, se presenta un resumen de las correcciones para estructuras fuertemente irregulares en elevación

Tabla C5.6.3 Corrección para estructuras fuertemente irregulares en elevación

<i>Inciso</i>	<i>Condiciones</i>	<i>Corrección (reducción de γ_{max})</i>
5.3.3. Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	<i>Cuando el entrepiso con reducción brusca de rigidez lateral sea el de planta baja</i>	$\gamma_c = 0.33\gamma_{max}$ <i>Se deberá diseñar la planta baja para un factor $Q' = 1$, mientras que los otros entrepisos se diseñaran con Q' correspondiente al sistema estructural</i>
	<i>Si el cambio de rigidez ocurre en cualquier otro entrepiso que no sea planta baja</i>	$\gamma_c = 0.33\gamma_{max}$ <i>Se deberá diseñar el entrepiso y todos por debajo de él con un cortante basal asociado a un factor de $Q' = 1$</i>

Inciso	Condiciones	Corrección (reducción de γ_{max})
5.3.3. Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	Adicionalmente a las reducciones de Q' y γ_{max} , si la rigidez lateral de cualquier entrepiso es menor que el 40 por ciento de la rigidez del nivel superior o menor que el 40 por ciento del promedio de las rigideces del nivel inferior y superior, se llevará a cabo una revisión usando un análisis paso a paso no lineal	$\gamma_c = 0.33\gamma_{max}$ Utilizar $Q' = 1$ Realizar un análisis paso a paso no lineal

5.7 Corrección por concentraciones de sismo resistencia

5.7.1 Para el diseño de todo muro, columna, contraviento u otro tipo de elemento, que contribuya con más de 35 por ciento de la resistencia total en términos de fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se incrementarán las fuerzas sísmicas de diseño en 25 por ciento en relación con las que le corresponderían al análisis estructural de acuerdo con esta Norma.

Comentario:

Las estructuras en que un elemento resiste más del 35 por ciento de las acciones sísmicas tienen menor capacidad de redistribución de fuerzas. Para compensar por su menor redundancia, se incrementa su resistencia un 25 por ciento. Este incremento es el mismo que se tenía en la edición anterior de esta Norma.

5.8 Otras irregularidades

5.8.1 Estructuras con columnas no restringidas en todos los pisos

5.8.1.1 Cuando una estructura tenga columnas que en dos o más niveles no estén restringidas en las direcciones horizontales de análisis por vigas, deberán cumplir con todos los requisitos para estructuras irregulares y el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' se multiplicará por 0.7; adicionalmente, la relación entre la carga crítica de pandeo de las columnas no restringidas en varios niveles y las contiguas de un solo nivel no podrá ser menor que 0.5.

Quedan excluidas de esta especificación estructuras de dos niveles o menos.

Comentario:

Las columnas que no están restringidas por algún entrepiso presentan una rigidez y distribución de momentos y cortantes muy distinta a la de las demás columnas, lo que representa incertidumbres que se incrementan al tomar en cuenta el comportamiento no lineal, además que pueden presentar una falla prematura por pandeo. Aunado a la anterior, la demanda de ductilidad será diferente en los elementos sismo resistentes de esa zona. Estos casos se suelen presentar en mezzanines y en algunos entrepisos de inmuebles. En la figura C5.8.1.1 se presenta de manera esquemática ejemplos de estructuras con las condiciones descritas en este inciso. Con esta restricción se trata de evitar inestabilidad en alguna columna, que tenga una rigidez lateral muy baja, o bien una falla prematura que comprometa la estabilidad global de la estructura.

Se llama la atención de el/la Proyectista al hecho de que sistemas estructurales como los mostrados en la figura C5.8.1.1 suelen exhibir comportamiento asimétrico en elevación. En su caso, será necesario penalizar el diseño conforme a lo indicado en 2.7.

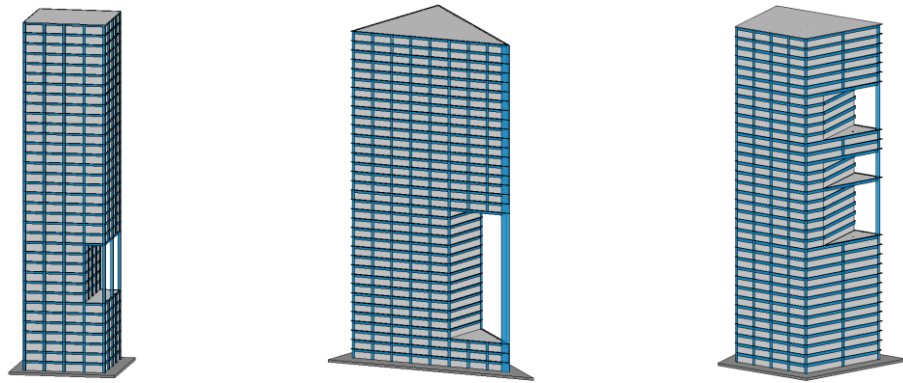


Figura C5.8.1.1 Ejemplos de estructuras con columnas no restringidas en todos los pisos

5.8.2 Estructuras con elementos sismo resistentes desfasados en elevación

5.8.2.1 Cuando en una estructura se tengan elementos resistentes que en elevación estén desfasados, como son columnas y muros de rigidez, además de cumplir con todos los requisitos para estructuras irregulares, el factor de reducción por comportamiento sísmico Q' se multiplicará por 0.7.

Quedan excluidas de esta especificación estructuras de dos niveles o menos.

Comentario:

Las estructuras con este tipo de irregularidades pueden ser susceptibles a colapso dada la amplificación de las cargas axiales en los elementos verticales y de las fuerzas cortantes actuantes en los elementos estructurales horizontales que conectan a los elementos desfasados. En la figura C5.8.2.1 se presentan ejemplos de estructuras con estas condiciones.

Se llama la atención de el/la Proyectista al hecho de que sistemas estructurales como los mostrados en la figura C5.8.2.1 suelen exhibir comportamiento asimétrico en elevación. En su caso, será necesario penalizar el diseño conforme a lo indicado en 2.7.

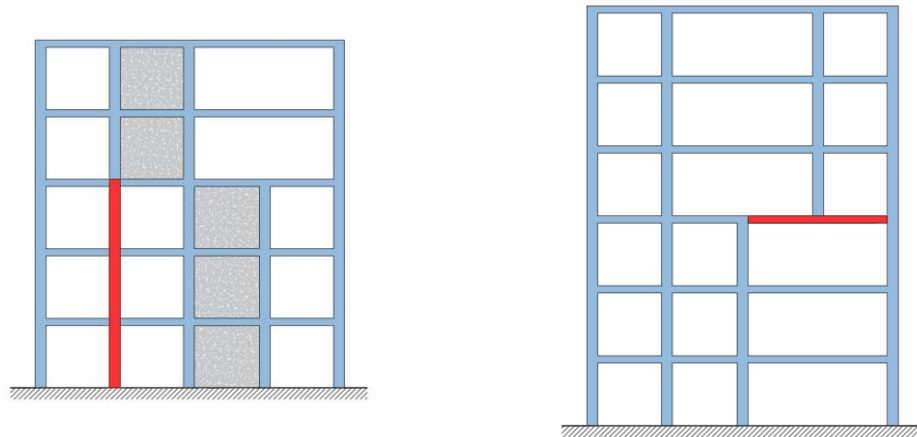


Figura C5.8.2.1 Ejemplos de estructuras con elementos sismo resistentes desfasados en elevación

6. ANÁLISIS ESTÁTICO

6.1 Alcances

Para la aplicación de los requisitos contenidos en el presente Capítulo se tomará como base de la estructura el nivel de desplante, a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso de los diferentes entresijos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según la NTC-Criterios. El modelo de análisis deberá cumplir con lo indicado en 1.2.4.

Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales, de interacción suelo-estructura, de comportamiento asimétrico, y de flexibilidad de los diafragmas de piso, se toman en cuenta conforme a 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, 2.7 y 2.8, respectivamente. Para el análisis y diseño de diafragmas de piso, Apéndices y contenidos, deberá atenderse lo indicado en el Capítulo 8.

Comentario:

Esta Norma promueve el uso del análisis dinámico, ya que ofrece una mejor representación de la respuesta sísmica con fines de diseño. Debido a ello, el análisis estático se limita a estructuras de baja altura y no puede usarse para el diseño de estructuras del Grupo A o que sean fuertemente irregulares.

6.2 Requisitos de aplicación

Puede utilizarse el método estático de análisis para estructuras regulares de altura no mayor que 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m de altura. Para edificios ubicados en la Zona A, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. El método estático de análisis no podrá usarse para estructuras que pertenezcan al Grupo A o que sean fuertemente irregulares según 2.2.

Comentario:

Las configuraciones de los sistemas de fuerzas laterales que se proponen para el método de análisis estático se basan en modelos matemáticos simplificados de los sistemas de fuerzas que se requieren para obtener estimaciones razonables de las fuerzas cortantes y distorsiones de entresijo que resultan de los análisis modales de respuesta dinámica de sistemas regulares con diafragma de piso rígido; por ello, no son capaces de estimar con precisión suficiente las respuestas requeridas para diseño en las estructuras del Grupo A o en los que presenten irregularidades excesivas. Las incertidumbres asociadas a estas estimaciones se acentúan cuando los resultados del análisis estático se comparan con las que resultan de análisis de respuesta no lineal paso a paso, las cuales crecen con las demandas globales de ductilidad.

La clasificación de la estructura como regular, irregular o fuertemente irregular se establece de acuerdo con lo indicado en 2.2.

6.3 Determinación de las fuerzas laterales de diseño

Para calcular las fuerzas cortantes en los entresijos de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se spongian concentradas las masas de los pisos. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h_i , siendo h_i la altura de la masa en cuestión sobre la base de la estructura. Para establecer las fuerzas sísmicas de diseño, el coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a $c/(Q'R')$, donde c es un coeficiente que se consigna en 3.1.2, y Q' y R' son factores de reducción que se establecen, para el nivel de desempeño de interés, de acuerdo con 3.2 y 3.3. De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_i , se determina como:

$$F_i = \frac{c}{Q'R'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (6.3.1)$$

donde W_i es el peso de la i -ésima masa; h_i , la altura de la i -ésima masa sobre el desplante; y Q' , el factor de reducción por comportamiento sísmico definido en 3.2. Para estimar las fuerzas laterales con la ecuación 6.3.1, el valor de Q' debe evaluarse con la ecuación 3.2.1 para el caso en que T este comprendido en el intervalo que va de T_a a T_b . El coeficiente c se obtendrá del SASID. Las sumas deben llevarse a cabo sobre todos los niveles del sistema estructural.

Comentario:

La ecuación 6.3.1 resulta de la suposición de que la aceleración efectiva varía en forma lineal con la altura del nivel de interés con respecto al nivel de desplante.

6.4 Reducción de las fuerzas laterales en función del período fundamental

Para establecer las fuerzas sísmicas de diseño, podrán adoptarse fuerzas laterales menores que las calculadas con la ecuación 6.3.1, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibrar de la estructura, T , de acuerdo con lo siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i}} \quad (6.4.1)$$

donde X_i es el desplazamiento del i -ésimo nivel, relativo al desplante en la dirección de la fuerza, g la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a cabo sobre todos los niveles.

Si T es menor o igual que T_b , se procederá como en 6.3, pero de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a $S_a(T, Q=1)/Q'R'$, calculándose $S_a(T, Q=1)$ como se indica en 3.1.2, y Q' y R' como se especifica en 3.2 y 3.3.

Si T es mayor que T_b , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a:

$$F_i = W_i (k_3 h_i + k_4 h_i^2) \frac{S_a(T, Q=1)}{Q'R'} \quad (6.4.2.a)$$

donde:

$$k_3 = p \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (6.4.2.b)$$

$$k_4 = 1.5(1 - p) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (6.4.2.c)$$

y p se calcula con la ecuación 3.1.2b. $S_a(T, Q=1)/Q'R'$ no se tomará menor que a_0/R' , donde a_0 es la ordenada espectral al origen que se consigna en 3.1.2, y R' se establece en 3.3.

Comentario:

Se presenta una manera aproximada de tomar en cuenta la variación de las ordenadas espectrales para diseño sin necesidad de realizar un análisis dinámico lineal. La ecuación 6.4.1 es rigurosamente válida para el caso de un sistema simétrico en el que X_i , F_i se tomen iguales a los desplazamientos laterales y las fuerzas de inercia que corresponden al modo fundamental de vibración de dicho sistema, respectivamente.

La ecuación 6.4.2.a, incluye las posibles aportaciones de los modos superiores de vibración para sistemas estructurales con periodos fundamentales de vibración mayores que T_b . Debido a que la ecuación 6.4.2.a, resulta en una caída más lenta de las ordenadas espectrales para periodos mayores que T_b , con relación a lo contemplado por los espectros de diseño del Capítulo 3, las ordenadas espectrales de desplazamiento contempladas por el análisis estático no convergen al desplazamiento del terreno para periodos largos.

6.5 Análisis estático no lineal

Dentro del contexto de esta Norma, el análisis estático no lineal deberá usarse, en su caso, para evaluar las propiedades estructurales globales del sistema estructural. Este análisis consiste en sujetar un modelo matemático no lineal del sistema estructural, desarrollado conforme a lo indicado en 7.4, a un estado de deformación lateral monótonamente creciente que considera un patrón de carga lateral en altura, que conserva el valor relativo de las fuerzas laterales aplicadas a cada piso, y que varían su valor absoluto hasta que la estructura alcanza un desplazamiento objetivo. El desplazamiento objetivo corresponde al desplazamiento lateral de azotea en que el primer punto de plasticidad concentrada o el primer elemento estructural en el modelo de análisis no lineal alcanza su resistencia máxima, lo que implica una deformación lateral para la que el sistema estructural todavía satisface el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Cuando no participe por lo menos el 75 por ciento de la masa del sistema estructural en el primer modo en la dirección de análisis, no será posible usar un análisis estático con los propósitos indicados en esta sección.

6.5.1 Alcance

El análisis estático no lineal permite entender, a partir de la trayectoria de equilibrio del sistema estructural, las particularidades de su comportamiento lateral no lineal en una dirección de interés. Esa trayectoria se representa gráficamente con la curva de capacidad del sistema estructural, que considera la deformación lateral o desplazamiento de azotea en el eje de las abscisas, y la resistencia lateral o cortante basal en el eje de las ordenadas. Dentro del contexto de uso de esta Norma, el análisis estático no lineal permite estimar:

- 1) La resistencia lateral máxima del sistema estructural, con fines de estimar el factor total de sobre-resistencia R de 3.3
- 2) La deformación lateral límite asociada al intervalo de comportamiento elástico y aquella correspondiente al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, con el fin de cuantificar o verificar las distorsiones límite γ_{ol} y γ_{sv} y el factor de comportamiento sísmico Q correspondiente al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, para una estructuración de interés
- 3) El nivel de asimetría en elevación de acuerdo con lo indicado en 2.7
- 4) En el contexto de los Capítulos 11 y 14, los niveles de deformación lateral asociados a diferentes niveles de desempeño.

Cuando se requiera estimar el desplazamiento de fluencia de la estructura, será necesario establecer primero una idealización bilineal de la curva de capacidad del sistema estructural. Para ello, se considerará que el área bajo la curva de capacidad real sea, hasta el desplazamiento objetivo, aproximadamente igual a la que corresponde a la idealización bilineal, y que, la rigidez elástica que corresponde a dicha idealización sea igual a la rigidez que, en el intervalo elástico de comportamiento, corresponde a la curva de capacidad real.

Comentario:

Dentro del contexto de uso de esta Norma, el análisis estático no lineal no se usa como una herramienta de evaluación del desempeño del sistema estructural debido a sus limitaciones, tales como:

- a) *Considerar de manera simplista los posibles cambios en la respuesta dinámica del sistema estructural conforme se degradan las propiedades de los elementos estructurales bajo la acción de cargas cíclicas*
- b) *Subestimar la acumulación de deformación no lineal en elementos y conexiones de sistemas estructurales muy irregulares*
- c) *No permitir la evaluación de la deformación residual cuando se relaciona con una respuesta dinámica cíclica*
- d) *No permitir una evaluación razonable de los efectos dinámicos provocados por modos superiores, como puede ser el latiguo de algunos entrepisos del sistema estructural.*

Las figuras C6.5.1, C6.5.2 y C6.5.3 ilustran, respectivamente, la determinación, a partir de la idealización bilineal de la curva de capacidad, del factor total de sobre-resistencia, del factor de comportamiento sísmico, y de los cortantes basales de fluencia, en las direcciones débil y fuerte de un sistema estructural con asimetría en fluencia. $V_{bdiseño}$ y V_{by} son, respectivamente, el cortante basal para el que se diseña el sistema estructural y el cortante basal asociado al punto de quiebre de una idealización bilineal de la curva de capacidad del sistema estructural; δ_{max} y δ_y son, respectivamente, el desplazamiento de azotea para el que la curva de capacidad del sistema estructural alcanza su cortante basal resistente máximo y el desplazamiento de azotea asociado al punto de quiebre de una idealización bilineal de la curva de capacidad; y V_b^d y V_b^f los cortantes basales de fluencia en los sentidos débil y fuerte, respectivamente, del sistema estructural en la dirección de análisis.

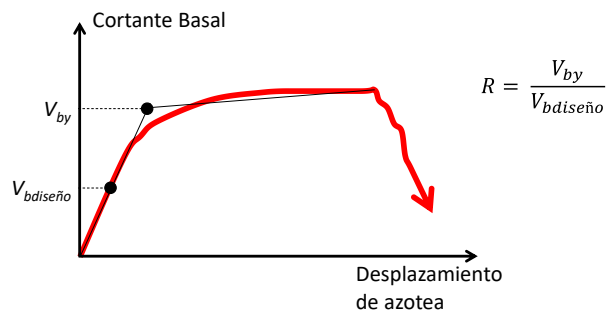


Figura C6.5.1 Determinación del factor total de sobre-resistencia, R

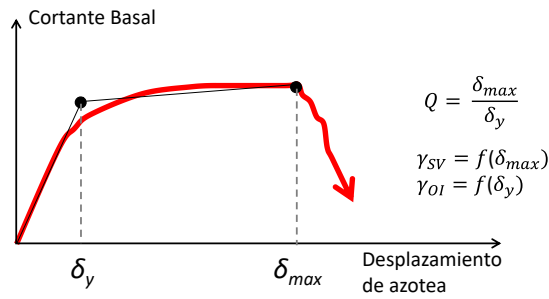


Figura C6.5.2 Determinación del factor de comportamiento sísmico, Q

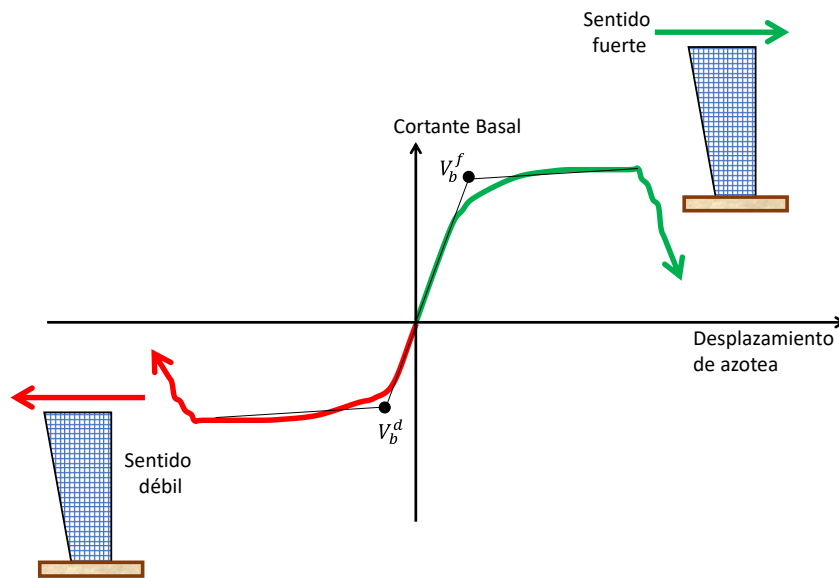


Figura C6.5.3 Determinación de cortantes basales de fluencia en direcciones débil y fuerte para estimar nivel de asimetría

En casos en que sea de interés, puede obtenerse una curva de capacidad de entrepiso para estimar sus propiedades estructurales. Sin embargo, es importante entender que el valor de los parámetros globales de diseño, como Q , suelen referenciarse al comportamiento lateral del sistema estructural completo.

6.5.2 Patrón de carga

Antes de imponer deformación lateral al modelo no lineal de análisis, será necesario aplicarle las cargas gravitacionales esperadas, estimadas conforme a lo que se establece en 7.4.3.

Se debe aplicar una distribución en altura de fuerzas laterales que sea proporcional al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis de interés. La fuerza lateral correspondiente a un entrepiso debe aplicarse en el centro de masa de la losa ubicada en la parte superior de dicho entrepiso.

Comentario:

La carga gravitacional en el modelo debe aplicarse en forma paulatina para evitar aplicarla como una carga de impacto que introduzca efectos dinámicos que afecten la evaluación de las propiedades globales del sistema estructural.

La elección del patrón de fuerzas laterales suele depender de la severidad del sismo, y del nivel de comportamiento inelástico de la estructura. Aunque algunos estándares solían considerar más de un patrón de carga para cubrir lo mejor posible la variación en la altura de la respuesta lateral del sistema (FEMA 356, 2000), esta Norma prescribe el uso de un solo patrón de fuerzas laterales bajo el entendimiento que la respuesta lateral del sistema estructural

queda dominada por el modo fundamental de vibrar. El patrón uniforme en la altura podría ser útil para evaluar el comportamiento de sistemas estructurales que desarrollen una planta débil o para maximizar las demandas de fuerza cortante en muros.

6.5.3 Aspectos de modelado

De acuerdo con lo indicado en 1.2.2 y 1.2.4, el modelo de análisis que se emplee debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Será necesario emplear un modelo tridimensional que tome en cuenta cuando menos tres grados de libertad por planta y que represente adecuadamente la distribución espacial de rigideces laterales. Además, debe incluir, de acuerdo con lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*, las características no lineales de los puntos de plasticidad concentrada de los elementos estructurales.

El nodo de control debe ubicarse en el centro de masa de la losa de azotea. A este nodo corresponde el desplazamiento de azotea que se considera para establecer la curva de capacidad. En el caso de que existan Apéndices en la parte superior de la estructura, se debe considerar como azotea la última losa con masa significativa. De acuerdo con lo indicado en 2.8, el análisis estático no lineal debe tomar en cuenta las deformaciones de los diafragmas de piso en sus planos. Dichas deformaciones podrán ignorarse en el caso de diafragmas rígidos de acuerdo con lo indicado en esa sección.

En caso de que la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate* no provean recomendaciones detalladas de modelado y aceptación para el sistema estructural que se diseña, pueden usarse los criterios de aceptación y modelado del ASCE 41. Para establecer la deformación lateral máxima del sistema estructural, la capacidad de deformación de los comportamientos controlados por la deformación debe considerar el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Comentario.

Debido al avance de la práctica mexicana, es posible que para algunos proyectos se usen sistemas estructurales no contemplados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, o sencillamente estructuraciones para las que la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate no ha establecido criterios detallados de modelado y aceptación para llevar a cabo una evaluación basada en desempeño de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 14. En este caso y conforme a lo indicado en el comentario de 1.1, podrá recurrirse a los criterios de modelado y aceptación del estándar ASCE 41 vigente el día en que entró en vigor esta Norma.

7. ANÁLISIS DINÁMICO

7.1 Alcances

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico, el análisis dinámico modal espectral, el análisis dinámico modal paso a paso y el análisis dinámico no lineal paso a paso. Para la aplicación de los requisitos del presente Capítulo se tomará como base de la estructura el nivel de desplante, a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso de los diferentes entrepisos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según la NTC-Criterios. El modelo de análisis deberá cumplir con lo indicado en 1.2.4.

Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales, de interacción suelo-estructura, de comportamiento asimétrico, y de flexibilidad de los diafragmas de piso, se toman en cuenta conforme a 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, 2.7 y 2.8, respectivamente. Para el análisis y diseño de diafragmas de piso, Apéndices y contenidos, deberá atenderse lo indicado en el Capítulo 8.

Comentario:

El análisis dinámico modal puede usarse para el diseño de cualquier sistema estructural. En 2.1 se indican los casos en que será necesario verificar el diseño estructural con un análisis dinámico paso a paso.

7.2 Análisis dinámico modal espectral

El análisis modal espectral deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinarán como:

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\varphi_i\}^T [W] \{\varphi_i\}} \quad (7.2.1)$$

donde $\{\varphi_i\}$ es un vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura; $[W]$, la matriz de pesos de las masas de la estructura; y $\{J\}$, un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se usarán los espectros de diseño especificados en el Capítulo 3, reducidos por Q' y R' de acuerdo con lo que se establece en 3.2 y 3.3 para el nivel de desempeño de interés.

Las respuestas modales S_i correspondientes al i -ésimo modo de vibrar (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (7.2.2)$$

cuando los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí. En caso contrario deberá utilizarse la combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas en inglés):

$$S = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} S_i S_j} \quad (7.2.3)$$

donde S_i y S_j pueden ser positivos o negativos, y ρ_{ij} es un coeficiente de correlación entre el i -ésimo y j -ésimo modos de vibrar, que es mayor que cero e igual a:

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^{\frac{3}{2}}}{\left(1 - \frac{\omega_i^2}{\omega_j^2}\right)^2 + 4\zeta^2 \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^2} \quad (7.2.4)$$

donde ω_i y ω_j son las frecuencias angulares, respectivamente, del i -ésimo y j -ésimo modo; y ζ , la fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño.

Comentario:

El análisis dinámico modal espectral es un método elástico de análisis que estima la contribución de cada modo de vibrar. La respuesta total del sistema se establece a partir de la superposición de las respuestas modales de aquellos modos que se considera contribuyen apreciablemente a dicha respuesta. Es útil durante el diseño porque relaciona las propiedades del sistema estructural con su respuesta y demandas sísmicas. Su uso requiere de un modelo tridimensional detallado del sistema estructural que, conforme a lo indicado en 1.2.2 y 1.2.4, considere la participación de todos los elementos constructivos que puedan tener una influencia significativa en su respuesta sísmica.

Se hace notar que las fuerzas internas obtenidas por medio de un análisis dinámico modal espectral son los máximos probables y que no ocurren en un mismo instante

El análisis dinámico modal espectral debe considerar los efectos de dos componentes horizontales del movimiento del terreno conforme a lo indicado en 2.5.

Aunque se dan dos opciones para el cálculo de las respuestas totales, el uso de modelos tridimensionales suele resultar en periodos de vibrar que no difieren entre sí en al menos 10 por ciento, de tal manera que en la gran mayoría de los casos debe usarse la combinación cuadrática completa para superponer los efectos de los modos de vibrar que deban ser considerados durante el análisis.

7.3 Análisis dinámico modal paso a paso

El análisis dinámico modal paso a paso podrá usarse en los casos indicados en 7.4, siempre y cuando se sustente en la memoria de cálculo, a satisfacción del Instituto, que todos los elementos estructurales de la estructura permanecen elásticos para la intensidad sísmica de interés. Para ello, será necesario que las fuerzas internas máximas obtenidas en los elementos estructurales con el análisis dinámico modal paso a paso no excedan la resistencia de fluencia de dichos elementos.

El número y características de los movimientos del terreno usados para el análisis dinámico modal paso a paso deben seguir lo indicado en 7.4.1. El modelado de la estructura deberá hacerse conforme a lo indicado en 7.4.2, con la salvedad que no será necesario modelar el comportamiento no lineal de la estructura, incluidos los puntos de no linealidad en los elementos estructurales. La combinación de la excitación sísmica con otras cargas se hará de acuerdo con lo indicado en 7.4.3. Para la evaluación basada en desempeño de la estructura se considerarán los indicadores de respuesta y criterios de aceptación indicados en 7.4.4, con la salvedad que no será necesario evaluar y revisar las acciones controladas por la deformación.

Comentario:

Esta Norma solo considera válido el uso de un análisis dinámico modal paso a paso cuando el sistema estructural permanezca elástico. Debido a la expectativa de que ningún elemento estructural desarrolle comportamiento plástico, no es necesario revisar los comportamientos controlados por deformación, que son aquellos que desarrollan no linealidad y que se evalúan con base en la capacidad de deformación de los elementos estructurales.

7.4 Análisis dinámico no lineal paso a paso

El análisis dinámico no lineal paso a paso deberá usarse para la revisión de:

- a) El sistema estructural edificios altos, de acuerdo con lo indicado en 2.1
- b) El sistema estructural de estructuras con periodo fundamental de vibrar mayor que 5 s
- c) El sistema estructural de estructuras fuertemente irregulares por torsión o en elevación de acuerdo con 5.5 y 5.6, respectivamente
- d) Estructuras diseñadas con metodologías de diseño basadas en el control de desplazamientos, de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 11
- e) Estructuras con dispositivos de control, diseñadas de acuerdo con lo indicado en los Capítulos 12 y 13
- f) Sistemas estructurales no contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, o que deban satisfacer objetivos de diseño más conservadores que los indicados en la tabla 1.1a.

Para cualquier sistema estructural, la revisión deberá enmarcarse en una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 14.

Comentario:

Por diversas razones, las ordenadas del espectro parametrizado de diseño suelen ser mayores que las del espectro de peligro uniforme que se usa como referencia para establecer los acelerogramas con que se lleva a cabo el análisis dinámico no lineal paso a paso. Como resultado de esto, es probable que la respuesta del sistema estructural que se estima con un análisis dinámico no lineal resulte significativamente menor que la que se estima, ya sea con un análisis estático o uno modal espectral, con fines de diseño. Dentro del contexto de uso de esta Norma, esto no implica la posibilidad de optimizar el sistema estructural, ya que el comité a cargo de redactarla considera necesario que la comunidad mexicana de ingeniería estructural desarrolle mayor experiencia con el uso del análisis dinámico no lineal, dentro del marco de una evaluación basada en desempeño, antes de abrir la posibilidad de optimizar el diseño con base en sus resultados. Por el momento, el análisis dinámico no lineal representa una herramienta de verificación del sistema estructural.

7.4.1 Movimientos del terreno

Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, deben utilizarse, en las 2 direcciones principales de análisis, parejas de acelerogramas registrados durante temblores reales, de movimientos simulados, o de combinaciones de éstos. Cuando el periodo T_s en el sitio sea menor que 1 s, deben usarse al menos ocho parejas de movimientos representativos. Para T_s igual o mayor que 1 s, deben usarse al menos doce parejas. Los movimientos representativos deben ser independientes entre sí, y tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencias similares a las de los movimientos del terreno registrados durante sismos con intensidades iguales a las correspondientes a los espectros de peligro uniforme determinados según se especifica en A.1 para la intensidad sísmica que corresponda según la tabla 1.1a, tomando en cuenta la variación en los periodos naturales del terreno que tendrá lugar durante la vida esperada de la estructura, debido al proceso de desecación que ocurre en las Zonas B y C.

Las formas de variación en el tiempo de las amplitudes y de los contenidos de frecuencias de los acelerogramas empleados, así como sus duraciones efectivas, deben ser congruentes con las observadas en registros reales de movimientos que corresponden a las combinaciones más probables de magnitud, distancia entre fuente y sitio y mecanismo focal que conducen a la intensidad considerada. Para este fin, la intensidad se medirá por la ordenada del espectro de peligro uniforme elástico de pseudo-aceleraciones para la intensidad sísmica que corresponda y el periodo natural de la estructura correspondiente al modo dominante de vibrar, definido como aquél que genere la mayor contribución a la fuerza cortante basal. Para determinar los periodos naturales de vibrar de la estructura, las propiedades mecánicas y cargas gravitacionales se tomarán iguales a sus valores esperados en vez de los valores nominales que resultan del proceso de diseño.

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe realizarse con un modelo tridimensional que considere la respuesta a dos componentes horizontales ortogonales simultáneas. Por ello, cada excitación sísmica se representará mediante una pareja de componentes horizontales ortogonales con intensidades individuales similares. En caso de movimientos reales, deberán considerarse para las componentes las intensidades individuales que tiene el registro obtenido en campo. La intensidad de cada excitación sísmica se medirá con un espectro cuyas ordenadas se establecen con la siguiente expresión:

$$a_{es}(T) = \sqrt{\frac{a_{e1}^2(T) + a_{e2}^2(T)}{2}} \quad (7.4.1)$$

donde a_{es} es la ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica, a_{e1} y a_{e2} las ordenadas espectrales, correspondientes a espectros elásticos de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad para las dos componentes horizontales individuales y un amortiguamiento de 0.05. T es el periodo al que corresponden las tres ordenadas espectrales consideradas en la ecuación 7.4.1.

Tanto las parejas de acelerogramas reales como las simuladas se afectarán por factores de escalamiento que conduzcan a que las ordenadas de los espectros individuales que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas bajo consideración cubran los espectros elásticos de peligro uniforme que entrega el SASID para la intensidad sísmica que corresponda. Se considerará que esto sucede cuando en un rango de periodos comprendidos entre 0.1 y 1.5 veces el periodo natural del primer modo de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis, el espectro promedio por familia y época no subestima de manera sistemática a su correspondiente espectro de peligro uniforme. Ambas componentes de cada pareja deben ser escaladas por el mismo factor de escalamiento.

Para el caso de estructuras que posean elementos estructurales unidireccionales, cuya falla sea frágil y produzca daño que afecte de manera importante la estabilidad del sistema estructural en la dirección de análisis (por ejemplo, el pandeo global de un contraviento concéntrico), será necesario realizar una serie de análisis dinámicos no lineales adicionales. Para los análisis adicionales, se considerará que la componente con mayor intensidad, escalada por un factor de 1.3, actúa en la dirección de análisis de interés. La componente con menor intensidad, ortogonal a la primera, se escalará por un factor de 0.6. Para este fin, la intensidad de cada componente se medirá con la ordenada espectral correspondiente al primer modo de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis.

En el caso de que, para un movimiento real, el escalamiento resulte en que la componente con mayor intensidad exceda en más de 30 por ciento al espectro elástico de peligro uniforme, será posible reducir el factor de escalamiento de tal manera que el espectro escalado correspondiente a esa componente cubra 1.3 veces las ordenadas correspondientes al espectro elástico de peligro uniforme.

Conjuntos de acelerogramas simulados que cumplan con lo indicado pueden obtenerse directamente con el SASID para sistemas estructurales con periodo natural del primer modo de vibrar en la dirección de análisis igual o menor que 5 s. En caso de que la estructura tenga un periodo fundamental de vibrar mayor que 5 s, el conjunto de acelerogramas deberá ser establecido por un equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema.

Comentario:

Para cada movimiento debe establecerse la componente principal, definida como aquella que provoca las mayores demandas de deformación en el sistema estructural en una dirección de análisis de interés. Si $T_s < 1$ s, se especifica realizar cuatro análisis dinámicos no lineales en que la componente principal del movimiento coincida con la dirección principal mayor del sistema estructural (que se establece conforme a lo indicado en 1.2.2), y la componente secundaria se aplique de manera simultánea en la dirección principal menor. Los otros cuatro análisis deben considerar que la componente principal del movimiento actúe en la dirección principal menor del sistema estructural, y la componente secundaria se aplique de manera simultánea en la dirección principal mayor. En caso de que T_s sea igual o mayor que 1 s, se procede de manera similar, con la particularidad de que seis análisis deben considerar que la componente principal del movimiento actúe en la dirección principal mayor del sistema estructural, y los otros seis en la dirección principal menor. En caso de que ambas componentes horizontales ortogonales que conforman una excitación exhiban intensidades individuales similares, será indistinto la dirección principal del sistema estructural en que se aplique cada una de ellas.

Esta Norma usa un enfoque de evaluación basado en intensidad en que el espectro elástico de peligro uniforme, determinado conforme a lo indicado en ellas, es la referencia para la selección o generación y escalamiento de los movimientos del terreno. Dado que los movimientos del terreno deben representar en conjunto al sismo de diseño, se indica que sus contenidos de frecuencia y energía deben ser congruentes con los observados en registros reales, y deben tener correspondencia directa con el tipo de movimientos del terreno considerados para establecer el espectro de diseño correspondiente a la intensidad sísmica que corresponda según la tabla 1.1a.

Para generar los movimientos del terreno deben usarse como base los espectros de peligro uniforme por mecanismo focal bajo la consideración de los diferentes valores de periodo dominante del sitio que se obtienen con el SASID. Se requiere que estos espectros consideren el posible cambio en el periodo dominante del sitio debido al proceso de desecación que ocurre en las Zonas B y C de la Ciudad de México. Se ha supuesto una disminución del orden de 35 por ciento en T_s en sitios con $T_s > 1.5$ s y del orden de 20 por ciento en sitios con $T_s \leq 1.5$ s, reducciones que están asociadas a valores razonables del contenido de vacíos de la masa de suelo.

Conforme a estudios de desagregación de peligro sísmico los espectros de peligro uniforme que establece el SASID están dominados por 2 escenarios: un evento de profundidad intermedia con magnitud de 7.5 a una distancia de 150 km y un evento costero con magnitud 7.8 a 265 km.

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe considerar un modelo tridimensional detallado del sistema estructural que considere, conforme a lo indicado en 1.2.2 y 1.2.4, la participación de todos los elementos constructivos que puedan tener una influencia significativa en su respuesta sísmica. El modelo debe quedar sujeto a la acción de cada excitación sísmica, que, conforme a lo indicado con anterioridad, debe considerar una pareja de acelerogramas. Cada una de las ordenadas del espectro que mide la intensidad de la excitación sísmica se estima, conforme a lo indicado en la ecuación 7.4.1, como la media cuadrática de las ordenadas correspondientes a cada una de las dos componentes horizontales. Esta medida es razonable en vista de que en eventos sísmicos futuros la dirección de la resultante de las 2 componentes horizontales es desconocida. Por convención el espectro usado para caracterizar la intensidad del movimiento del terreno considera un porcentaje de amortiguamiento del 5 por ciento del crítico.

El escalamiento de las excitaciones debe resultar en que, para cada uno de los escenarios considerados en términos de familia y época, las ordenadas de los espectros individuales que miden la intensidad cubran, para periodos que van de 0.1 a 1.5 veces el periodo natural del modo dominante de vibrar, las ordenadas del correspondiente espectro de peligro uniforme. Ambas componentes que conforman una excitación sísmica deben ser escaladas por el mismo

factor. El intervalo de periodos se establece para promover un nivel adecuado de demandas sísmicas en un rango de periodos que considera desde el alargamiento del periodo fundamental de vibrar (debido al comportamiento no lineal del sistema estructural), hasta los periodos de un número suficiente de modos superiores de vibrar.

Con base en la experiencia adquirida durante la evaluación estructural de edificios altos ubicados en las Zonas B y C de Ciudad de México, se ha entendido que su sistema estructural puede evolucionar de un bajo nivel de daño estructural a su inestabilidad global cuando su sismo-resistencia queda aportada por elementos estructurales con comportamiento frágil, caracterizado por una excesiva y repentina degradación de resistencia y rigidez a bajos niveles de deformación plástica. Debido a esto, esta Norma requiere que el diseñador lleve a cabo análisis adicionales para estudiar cuidadosamente el desempeño estructural de edificios en los que se hayan usado elementos estructurales unidireccionales con falla frágil o comportamiento inestable en su intervalo plástico de comportamiento.

Debido a que, para periodos largos, los estudios de peligro sísmico deben hacer consideraciones que tomen, entre muchas otras cosas, las particularidades del sistema estructural del edificio y su cimentación, los conjuntos de acelerogramas generados por el SASID no pueden ser usados para la revisión de sistemas estructurales con periodos fundamentales mayores que 5 s. El equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema con el fin de establecer los acelerogramas para estos casos debe contar con un experto en peligro sísmico, movimientos del terreno y espectros y acelerogramas de diseño de acuerdo con lo indicado en la NTC-Revisión.

Por diversas razones y como se ilustra en la figura C7.4.1, las ordenadas del espectro parametrizado de diseño suelen ser mayores que las del espectro de peligro uniforme que se usa como referencia para establecerlo. En algunos casos, como muestra la figura C7.4.1a para la Zona A, las ordenadas del espectro parametrizado son significativamente mayores que las correspondientes al espectro del peligro uniforme que se usa para establecer los acelerogramas con que se lleva a cabo el análisis dinámico no lineal. Como resultado de esto, es probable que la respuesta del sistema estructural que se estima con un análisis dinámico no lineal resulte significativamente menor que la que se estima, ya sea con un análisis estático o uno modal espectral, con fines de diseño. Dentro del contexto de uso de esta Norma, esto no implica la posibilidad de optimizar el sistema estructural. Al respecto, el comité a cargo de redactarla considera necesario que la comunidad mexicana de ingeniería estructural desarrolle mayor experiencia con el uso del análisis dinámico no lineal, dentro del marco de una evaluación basada en desempeño, antes de abrir la posibilidad de optimizar el diseño con base en sus resultados. Por el momento, el análisis dinámico no lineal representa una herramienta de verificación de un sistema estructural diseñado bajo la consideración de todos los requisitos impuestos por esta Norma. De especial atención dentro de este contexto es llamar la atención en cuanto a que en ocasiones, la reducción significativa de la respuesta estructural cuando se usan dispositivos de control, como disipadores de energía o aisladores sísmicos, muchas veces no queda relacionado en exclusiva con la eficiencia de estos dispositivos para controlar la respuesta sísmica, sino con la diferente intensidad asociada al espectro parametrizado con que se diseña el sistema estructural, y la del espectro de peligro uniforme usado para establecer los acelerogramas utilizados durante el análisis.

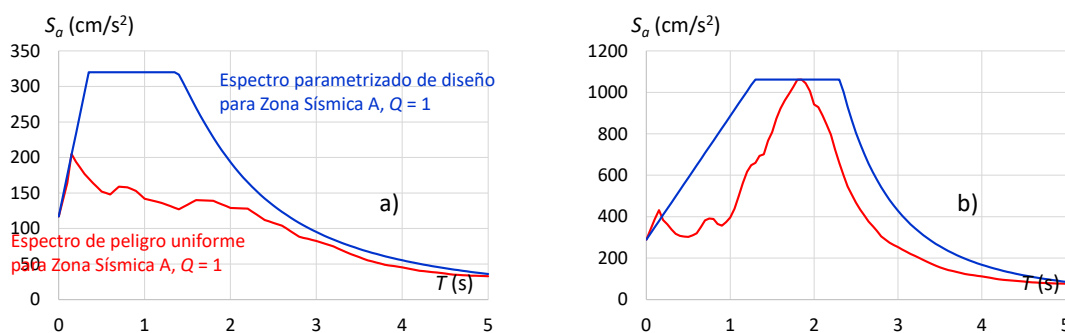


Figura C7.4.1 Comparación de espectro parametrizado de diseño con espectro de peligro uniforme:
a) Zona A; b) Zona C

Queda estrictamente prohibido revisar los requisitos de diseño impuestos en los diferentes Capítulos de esta Norma para el sistema estructural con base en las demandas sísmicas establecidas con un análisis dinámico paso a paso. En particular, no se deben combinar los resultados de los análisis estático o dinámico modal espectral, con aquellos del análisis dinámico paso a paso durante el diseño del sistema estructural. Algunos ejemplos de esto ha sido el intento de algunos despachos de cálculo por establecer las fuerzas internas para el diseño de los elementos estructurales, según aplique, con un análisis estático o uno dinámico modal espectral, y usar las distorsiones obtenidas con un análisis dinámico paso a paso para satisfacer los requisitos del Capítulo 4. Los resultados obtenidos del análisis dinámico paso a paso deben usarse con fines de verificación, dentro del contexto de una evaluación basada en desempeño llevada a cabo estrictamente de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 14.

7.4.2 Modelación de sistema estructural

Será necesario emplear modelos tridimensionales que tomen en cuenta cuando menos tres grados de libertad por planta, incluyendo los movimientos de traslación en dos direcciones horizontales ortogonales y la rotación con respecto a un eje vertical, y que representen adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigideces laterales. En conformidad con lo indicado en 1.2.2 y 1.2.4, el modelo numérico que se emplee para el análisis estructural debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Lo anterior incluye todos los elementos estructurales ubicados en los niveles subterráneos que influyan en el desempeño del sistema estructural. La rigidez de los elementos estructurales debe establecerse de acuerdo con lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*. La masa del edificio debe distribuirse en el sistema de piso sin consideración de la excentricidad accidental, de tal manera de hacer posible una evaluación razonable de los efectos de segundo orden y de los efectos torsionales en la respuesta dinámica del sistema estructural.

El comportamiento histerético de los puntos de no linealidad podrá considerar una envolvente bilineal y un comportamiento cíclico sin degradación de resistencia cuando primero, las demandas máximas de distorsión del sistema estructural, estimadas con los análisis dinámicos no lineales paso a paso, no excedan las distorsiones límite γ_{sv} indicadas en 4.3; y segundo y como muestra la figura 7.4.2a, cuando las demandas no lineales en los puntos de plasticidad concentrada o en los elementos estructurales, estimadas con dichos análisis, no excedan la capacidad de deformación correspondiente al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, que corresponde a la deformación en que el punto de no linealidad alcanza su resistencia máxima. Dentro de este contexto, se debe considerar, primero e independientemente de si el sistema estructural se clasifica como regular o irregular, que los valores de γ_{sv} usados para hacer esta revisión, que se hace con fines exclusivos de modelado, no se deben reducir de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 5; y segundo, que las propiedades de las articulaciones plásticas de miembros estructurales que se dañen predominantemente en flexión podrán establecerse con diagramas momento-curvatura o momento-rotación determinados conforme a la *Norma Técnica Complementarias para Diseño y Construcción del material de que se trate*. Para el caso en que se exceda la deformación en que el punto de no linealidad alcanza su resistencia máxima, como se muestra en la figura 7.4.2b, el comportamiento histerético de los puntos de plasticidad concentrada deberá considerar una envolvente trilineal, y se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de los lazos histeréticos que muestren dichas pruebas. Note que en el caso mostrado en la figura 7.4.2b, el punto de no linealidad ya no satisface el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, de tal manera que debe reservarse para casos especiales como es aquel en que se revisa el nivel de desempeño de Prevención de Colapso.

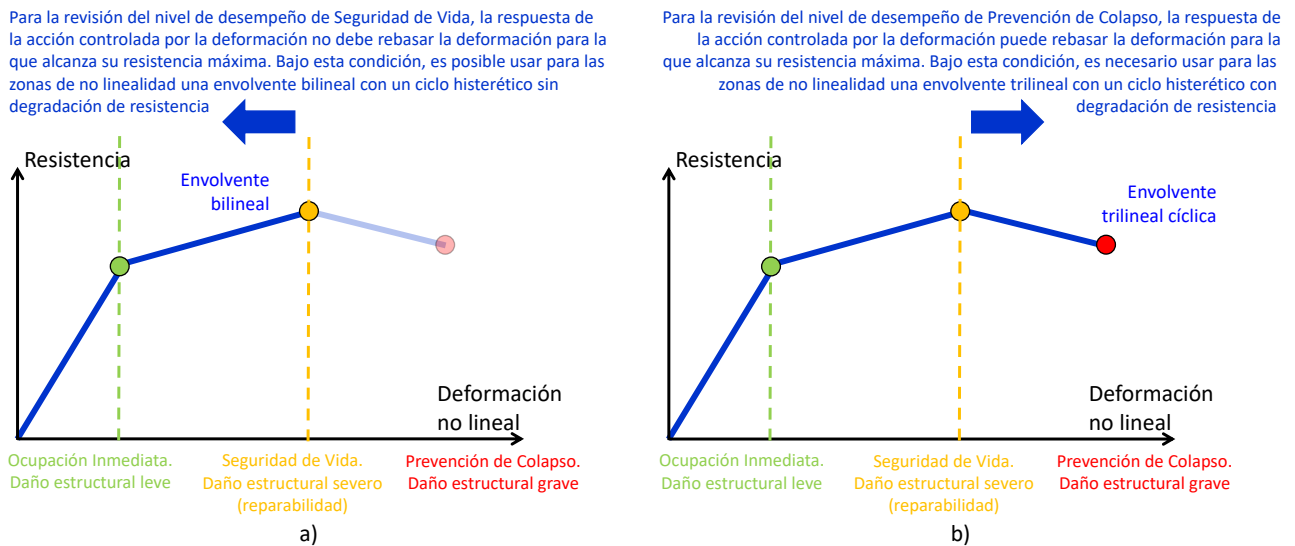


Figura 7.4.2 Consideraciones de modelado para puntos concentrados de no linealidad: a) Nivel de desempeño de Seguridad de Vida; b) Nivel de desempeño de Prevención de Colapso

Las resistencias de los elementos estructurales y, en su caso, los módulos de elasticidad y de corte, se calcularán con los valores esperados de resistencia especificados en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*. Las propiedades de la cimentación se establecerán con base en hipótesis sobre las rigideces y capacidades de carga que sean congruentes con los valores específicos de las propiedades del terreno en el sitio y con modelos adecuadamente sustentados de mecánica estructural y del comportamiento de los materiales.

No se requiere el modelado explícito de las conexiones de sistemas estructurales diseñados con las Normas Técnicas Complementarias vigentes del Reglamento. Para tomar en cuenta la flexibilidad y comportamiento no lineal de conexiones flexibles y semirrígidas de acero, o el deslizamiento del refuerzo longitudinal en conexiones de concreto reforzado, bastará con eliminar las zonas rígidas en los extremos de los miembros estructurales que desarrollen comportamiento no lineal en flexión.

El amortiguamiento debe ser modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh u otro método a satisfacción del Instituto. Cuando el amortiguamiento se modele como proporcional a la masa y la rigidez lateral del sistema estructural, la fracción de amortiguamiento crítico, ζ , correspondiente a cada uno de los tres primeros modos de vibrar no debe exceder el valor calculado con la ecuación 7.4.2. Para ello debe tenerse en cuenta el posible alargamiento de los periodos fundamentales de vibrar debido a la respuesta no lineal del sistema estructural. Debe revisarse además que el amortiguamiento del menor de los terceros modos de vibrar no exceda el amortiguamiento calculado con la ecuación 7.4.2; y que el promedio de las fracciones de amortiguamiento crítico ponderados por las masas, correspondientes a todos los modos de vibrar necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que 90 por ciento del peso total de la estructura, no exceda ese valor.

$$\zeta = \frac{0.2}{\sqrt{H}} \leq 0.05 \quad (7.4.2)$$

donde H es la altura total de la estructura en metros, medida desde el nivel de desplante, a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

Cuando los diafragmas de piso no sean rígidos de acuerdo con 2.8, el modelo que se emplee en el análisis deberá considerar las flexibilidades de los diafragmas y los grados de libertad que sean necesarios para incluir sus deformaciones. Se tomarán en cuenta los efectos de segundo orden.

En caso de que la interacción suelo-estructura inercial sea relevante, el sistema suelo-cimentación podrá ser modelado con un conjunto de resortes dinámicos aplicados en un punto ubicado en el centroide de la planta de la cimentación al nivel de desplante del cajón o losa de cimentación. Se deberá considerar un resorte por cada grado de libertad de la cimentación (dos traslaciones horizontales, una traslación vertical, y dos rotaciones respecto a los ejes horizontales denominadas cabeceos). Los valores para las constantes de rigidez deben ser determinados según el Capítulo 9. Se podrá utilizar como valor del amortiguamiento el del amortiguamiento equivalente calculado como se indica en el Capítulo 9; y también podrán utilizarse modelos numéricos integrales que cumplan con los requisitos y criterios indicados en ese Capítulo.

Podrán emplearse otros modelos para evaluar los efectos de la interacción suelo-estructura cuando se demuestre su pertinencia a satisfacción del Instituto.

Comentario:

Esta Norma requiere el empleo de un modelo tridimensional que represente adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigidez lateral, así como la resistencia a partir de la cual los diferentes elementos estructurales incurrir en comportamiento no lineal, sus correspondientes capacidades de deformación, y las particularidades de su comportamiento histerético.

Las resistencias de los elementos estructurales del modelo no lineal deben calcularse con los valores esperados de resistencia, que son mayores que las resistencias que se usan durante el diseño. La Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate indica el procedimiento que debe usarse para estimar el valor esperado de la resistencia del material en función de su resistencia de diseño. El uso de valores esperados de resistencia obedece, por un lado, a la necesidad de estimar lo mejor posible el comportamiento global y las demandas no lineales del sistema estructural y, por el otro, para hacer posible una revisión racional de los comportamientos controlados por la fuerza, que conforme a lo discutido en el comentario de 7.4.4, son aquellos que permanecen elásticos durante el sismo, y que se evalúan con base en la resistencia de los elementos estructurales.

Las propiedades de los elementos estructurales del modelo no lineal se consideran deterministas. Aunque algunos estándares de análisis no lineal llegan a requerir que se considere la variabilidad de estas propiedades, esta Norma no contempla esta posibilidad bajo el entendido de que establece un proceso conservador para la revisión de los diferentes niveles de desempeño. A manera ilustrativa, considere el caso del nivel de desempeño de Seguridad de Vida. En primer lugar y tal como se discute en 7.4.4, se considera que el sistema estructural no satisface este requisito cuando se rebasa en algún elemento estructural la capacidad de deformación correspondiente a este nivel de desempeño. Dado que el daño excesivo en un elemento estructural no representa un riesgo para la estabilidad del sistema estructural o la integridad física de los ocupantes, se plantea un margen considerable respecto a las condiciones de comportamiento establecidas en 1.1 para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Los modelos de análisis no lineal ofrecen mejores aproximaciones a la respuesta de sistemas estructurales cuyos elementos desarrollan comportamiento no lineal estable. En algunos casos, es posible que los elementos estructurales detallados y diseñados para $Q \leq 2$ (ductilidad baja) exhiban comportamiento no lineal degradante debido a que no se exige para ellos un detallado y diseño que garantice la formación de puntos de no linealidad con comportamiento estable. En esos casos y con el fin de evitar modos frágiles de falla que requieren de modelos complejos calibrados cuidadosamente a partir de evidencia experimental, será necesario usar conceptos de diseño por capacidad para fomentar que los elementos estructurales que desarrollen comportamiento no lineal exhiban una respuesta estable. Dentro de este contexto, será necesario utilizar los resultados del análisis no lineal para garantizar que, tanto en lo local como en lo global, el sistema estructural desarrolle un comportamiento estable y, en caso de que esto no sea así, para ajustar el detallado y diseño de los elementos estructurales para lograr tal fin. Como ejemplo, considere que para el caso de marcos resistentes a momento de concreto reforzado, se logra un comportamiento global estable cuando las vigas y columnas desarrollan daño predominantemente en flexión, y se controlan y retrasan otros tipos de daño, como lo pueden ser por corte o axial. Para reducir sustancialmente la incertidumbre durante la interpretación de los resultados del análisis no lineal de un marco resistente a momentos de concreto reforzado, entre otras cosas es necesario revisar que la capacidad en corte de vigas y columnas sea tal que les permita desarrollar localmente articulaciones plásticas en sus extremos; que el nivel de carga axial en las columnas no sea excesivo de tal manera de no limitar excesivamente su capacidad de deformación; y que en lo global el marco sea capaz de desarrollar un mecanismo de viga débil-columna fuerte-conexión superfuerte. En algunos casos, puede ser importante cambiar, de acuerdo con los resultados de la evaluación basada en desempeño, el detallado de ductilidad baja a ductilidad media para aportar la estabilidad local y global requerida por el sistema estructural.

Esta Norma considera como condiciones para que los elementos estructurales de un sistema estructural exhiban comportamiento no lineal estable, primero, que la máxima distorsión de entrepiso, calculada durante los análisis no lineales, no rebase la distorsión límite del sistema estructural que corresponde al nivel de desempeño de Seguridad de Vida según 4.3; y segundo, que las demandas no lineales en los puntos de plasticidad concentrada o los elementos estructurales estimadas con dichos análisis no exceden la capacidad de deformación correspondiente a ese nivel de desempeño, que corresponde al caso en que el punto de no linealidad alcanza su resistencia máxima. Bajo estas circunstancias, se considera que la envolvente del comportamiento cíclico de los elementos estructurales (bien detallados conforme a los requerimientos de la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate), podrá establecerse a partir de un modelo bilineal sin degradación de resistencia. Note que, dentro de este contexto, la revisión que se hace en términos de que la demanda máxima de distorsión no rebase el valor correspondiente de γ_{sv} no se hace con fines de evaluar la seguridad del sistema estructural, sino para definir el tipo de modelado a considerar para los puntos de no linealidad. Es con base en esto que el texto normativo indica que los valores de γ_{sv} no se deben reducir de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 5; reducción que si debe ser tomada en cuenta para la evaluación del sistema estructural de acuerdo con lo indicado en 7.4.4. Note además en la tabla 1.1a que los objetivos de diseño 2 y 5 involucrados en el diseño de sistemas estructurales convencionales requieren que se satisfaga el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, de tal manera que, cuando sea necesario verificar su diseño con una evaluación basada en desempeño, el análisis no lineal debe considerar el modelado mostrado en la figura 7.4.2a para las zonas de plasticidad concentrada.

En el caso particular en que se revise el objetivo 3 de la tabla 1.1a con una evaluación basada en desempeño del sistema estructural, se considera que los elementos estructurales desarrollarán una deformación no lineal excesiva, de tal manera que, como indica la figura 7.4.2.b, el modelo de análisis no lineal debe contemplar explícitamente para los puntos de plasticidad concentrada una envolvente trilineal y las degradaciones de rigidez, resistencia, y el adelgazamiento de los ciclos de comportamiento histerético. Este tipo de modelado se debe contemplar también en el modelo de análisis en casos en que la NTC-Evaluación y Rehabilitación requiera revisar, en el caso de un sistema estructural existente, el nivel de desempeño de Prevención de Colapso. En las guías Tall Buildings Initiative Guidelines for Performance Based Seismic Design of Tall Buildings (Pacific Earthquake Engineering Center, 2017) se pueden consultar procedimientos para ello. Note en la figura 7.4.2 que, si durante la revisión del nivel de desempeño de Prevención de Colapso, el sistema estructural no rebasa la distorsión límite del sistema estructural que corresponde al nivel de desempeño de Seguridad de Vida según 4.3; y segundo, las demandas no lineales en los puntos de plasticidad concentrada no exceden la capacidad de deformación correspondiente a ese nivel de desempeño, es posible utilizar para esa revisión el modelo no lineal simple mostrado en la figura 7.4.2a.

Los modelos de comportamiento no lineal pueden distinguirse de acuerdo con su nivel de idealización. Los modelos de plasticidad concentrada asocian el comportamiento fuerza-deformación cíclico observado en pruebas experimentales a puntos discretos del elemento estructural. Los modelos continuos (elemento finito) consideran explícitamente el comportamiento no lineal de los materiales y componentes del elemento estructural. En el caso de un elemento de concreto reforzado, un modelo continuo puede incluir elementos finitos con capacidad de representar el concreto, y los aceros longitudinal y transversal, con modelos constitutivos capaces de representar: 1) aplastamiento, agrietamiento y dilatación del concreto; 2) fluencia, pandeo y fractura del acero; y 3) adherencia entre el acero y el concreto.

Los modelos de plasticidad distribuida (fibras), son capaces de representar algunas particularidades de comportamiento, como la integración de esfuerzos y deformaciones unitarias producto de la flexión en una sección transversal. Estos modelos suelen suponer condiciones de comportamiento (como la hipótesis de Bernoulli) en combinación con el modelado explícito del comportamiento uniaxial de los materiales. Debido a que los modelos continuos y de plasticidad distribuida pueden representar de manera más precisa comportamientos tales como el inicio del agrietamiento y la fluencia del acero, así como el alargamiento que sufren los elementos de concreto reforzado cuando se deforman en flexión, suelen usarse para modelar muros estructurales en edificios altos. Una buena discusión en cuanto al uso y limitaciones de modelos de fibras puede encontrarse en el PEER/ATC-72-1 (2010).

Los requerimientos de esta Norma no requieren del modelado explícito de las conexiones del sistema estructural, ya que por lo general esto solo es necesario cuando las conexiones son más débiles que los miembros estructurales que conectan; o cuando su modelado explícito resulta en un incremento sustancial de las demandas de deformación lateral del sistema estructural. Edificios correctamente diseñados conforme al Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias no son susceptibles a estas circunstancias. Para el caso de estructuras nuevas, se recomienda con fines de análisis no lineal reducir las zonas rígidas en los extremos de los elementos estructurales que desarrollan comportamiento plástico. En caso de que se modelen marcos resistentes a momentos, esto implica eliminar las zonas rígidas en los extremos de las vigas cuando estos desarrollen un mecanismo plástico de viga débil-columna fuerte. Otros casos están bien documentados en el estándar ASCE 41. Cuando se establezca la debilidad o flexibilidad excesiva de las conexiones, se recomienda modelarlas explícitamente conforme a la edición vigente de ese estándar el día en que entró en vigor esta Norma.

Esta Norma considera que el amortiguamiento del sistema estructural puede ser modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh; y que la fracción de amortiguamiento crítico para un edificio alto debe ser función de su altura y el nivel de deformación lateral que desarrolla. Los requisitos de modelado del amortiguamiento del sistema estructural de esta Norma van encaminados a no sobre-amortiguar la respuesta de todo modo superior de vibrar que pueda contribuir de manera importante a su respuesta dinámica; y no sobre-amortiguar la respuesta de los primeros modos de vibrar bajo la consideración del posible alargamiento de sus periodos (debido al comportamiento no lineal del sistema estructural). Entre las razones que se han dado para el bajo nivel de amortiguamiento de edificios altos está la menor contribución relativa de los sistemas de cimentación y no estructural en relación con lo que se observa en edificios de menor altura. En el caso de edificios con altura mayor a 64 m, el nivel de amortiguamiento usado para la revisión del nivel de desempeño de Seguridad de Vida o aquellos que impliquen un mayor nivel de daño debe acotarse, como se ilustra en la figura C7.4.3 a 0.025.

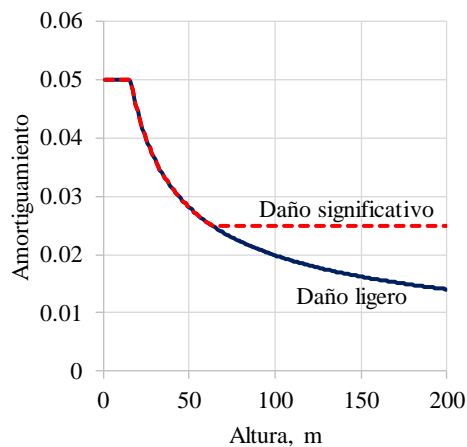


Figura C7.4.3 Nivel de amortiguamiento a considerar para realizar análisis dinámico no lineal paso a paso.

La interacción suelo-estructura puede afectar la respuesta dinámica de un edificio alto, entre otras cosas, por lo siguiente:

- a) *La flexibilidad y el amortiguamiento en la interfase suelo-cimentación afecta la respuesta sísmica de la edificación. En edificios altos, los efectos más importantes suelen reflejarse en cambios en la distribución de desplazamientos en altura. Otros efectos incluyen el alargamiento del periodo fundamental de vibrar y un incremento en el amortiguamiento del sistema. Es importante mencionar que estos efectos generalmente no son importantes en edificios altos, y que la interacción pierde importancia para los modos superiores de vibrar de un sistema estructural*
- b) *Los movimientos del terreno en la cimentación suelen exhibir menor intensidad que el que se registraría en el sitio de construcción en condiciones de campo libre, y es posible que se generen movimientos rotacionales en la base de la cimentación.*

Es posible utilizar diferentes enfoques para considerar los efectos de interacción suelo- estructura en el modelo de análisis no lineal. Los más rigurosos consideran una amplia malla tridimensional de elementos finitos para modelar el suelo, con la capacidad de considerar la variación espacial de movimientos del terreno que se propagan por el suelo e interactúan con la cimentación. Aunque esta Norma no descarta la posibilidad de usar enfoques refinados, permiten el uso de modelos simples de resortes y amortiguadores conectados a un punto ubicado en el centroide de la planta de la cimentación. Estos elementos suelen ser lineales y sus constantes establecidas a partir de iteración. La representación de la flexibilidad y el amortiguamiento introducido por la deformabilidad del suelo para el modelo de análisis no lineal deberá satisfacer lo indicado en 9.3.8 o 9.4.

El análisis de los efectos de la interacción suelo estructura debe hacerse con las propiedades actuales del suelo, sin considerar el posible cambio en el periodo dominante del sitio o las propiedades del suelo, como lo pueden ser su rigidez y amortiguamiento, debido al proceso de desecación que ocurre en las Zonas B y C de la Ciudad de México. El comité encargado de redactar esta Norma consideró sensato no tomar en cuenta dicha variación debido a las altas incertidumbres involucradas y la innecesaria complicación que resultaría de esto. En casos específicos donde esta variación pudiera llegar a ser importante, que no incluiría el caso de edificios altos, pudiese contemplarse esta de manera opcional.

7.4.3 Combinación de excitación sísmica con otras cargas

Las estructuras se analizarán para los efectos de las excitaciones sísmicas especificadas en 7.4.1, considerando la carga muerta y los valores instantáneos de la carga viva especificados en la NTC-Criterios sin factor de carga.

Comentario:

De acuerdo con lo discutido antes, las propiedades de los modelos de análisis no lineal se establecen con los valores esperados de los diferentes parámetros de modelado. Esto incluye las cargas gravitacionales y las masas del sistema estructural.

7.4.4 Indicadores de respuesta y criterios de aceptación

La evaluación de los diferentes niveles de desempeño de interés debe considerar excitaciones sísmicas establecidas para las intensidades sísmicas que correspondan de acuerdo con lo indicado en 1.1. Con este fin, el SASID establece juegos de acelerogramas asociados a las intensidades sísmicas base de diseño e infrecuente. Para otros periodos de retorno más conservadores que los indicados en 1.1, el conjunto de acelerogramas deberá ser establecido por un equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema.

Para cada excitación sísmica considerada, se obtendrán valores individuales de respuestas, incluyendo valores máximos de las siguientes variables:

- a) Deformaciones no lineales concentradas, tales como las rotaciones de las articulaciones plásticas de los elementos estructurales, asociadas a los comportamientos controlados por la deformación
- b) Fuerzas internas, tales como cortantes y axiales en elementos estructurales que desarrollan daño por flexión, asociadas a los comportamientos controlados por la fuerza
- c) Distorsiones laterales de entrepiso.

La evaluación de los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida se hará de acuerdo con lo indicado en 14.2.5.

Para la evaluación de los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, la capacidad de deformación de los comportamientos controlados por la deformación será la indicada por la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*. Para elementos y estructuraciones no contemplados en alguna de las Normas

Técnicas Complementarias del Reglamento, podrá usarse el estándar ASCE 41 para establecer dichas capacidades de deformación bajo la consideración de las equivalencias indicadas en la tabla 1.1b.

Para la revisión de los comportamientos dominados por la fuerza, deben considerarse las fuerzas internas máximas y mínimas estimadas durante el análisis paso a paso. Las capacidades resistentes correspondientes deben establecerse conforme a lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*, con los valores esperados de resistencia.

Si un elemento estructural no satisface, para cualquiera de los movimientos del terreno considerados, alguno de los criterios de aceptación indicados en 14.2.5, ya sea que se refiera a un comportamiento dominado por la deformación o un comportamiento dominado por la fuerza, se considerará que el sistema estructural no es aceptable.

Para la revisión de distorsiones en estructuraciones convencionales correspondiente a los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, deben considerarse los valores medios de las distorsiones máximas estimadas para todos los movimientos del terreno, y las distorsiones límite γ_{or} y γ_{sv} , respectivamente, indicadas en 4.3, bajo la consideración de las reducciones indicadas en el Capítulo 5 para estructuras irregulares. De acuerdo con lo indicado en los Capítulos 12 y 13, dichas reducciones no se deben considerar durante el diseño y la verificación del sistema estructural de estructuras con disipadores de energía y aislamiento sísmico.

Para la revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata será suficiente hacer un análisis dinámico modal espectral conforme a lo descrito en 7.2, o un análisis dinámico modal paso a paso de acuerdo con 7.3. Podrá usarse, además y conforme a lo indicado en el Capítulo 14, una evaluación basada en desempeño para evaluar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. En el último caso, será posible aceptar comportamiento no lineal leve en el sistema estructural de acuerdo con las capacidades de deformación no lineal que tengan los puntos de plasticidad concentrada para ese nivel de desempeño.

Comentario:

El equipo de profesionales reconocidos como expertos en el tema con el fin de establecer los acelerogramas para otros periodos de retorno debe contar con un experto en peligro sísmico, movimientos del terreno y espectros y acelerogramas de diseño de acuerdo con lo indicado en la NTC-Revisión.

Para los fines de esta sección los comportamientos que afectan a los miembros se clasifican en controlados por la deformación y controlados por fuerza. Los comportamientos controlados por deformación son aquellos que desarrollan no linealidad y se evalúan con base en la capacidad de deformación de los elementos estructurales. Los comportamientos controlados por la fuerza no desarrollan no linealidad durante el sismo y se evalúan con base en la resistencia de los elementos estructurales. Para ilustrar estos conceptos, considere el caso del comportamiento de una viga de un marco dúctil. En este caso, el comportamiento controlado por la deformación sería la flexión que ocurre en los extremos de la viga, que está caracterizada, entre otras cosas, por la plastificación del refuerzo longitudinal. La demanda de deformación plástica puede evaluarse con un modelo de plasticidad concentrada, en que la rotación plástica representa la demanda no lineal. La capacidad de rotación plástica que tengan las articulaciones para el nivel de desempeño de interés representa el criterio de aceptación. La fuerza cortante para la viga representa el comportamiento controlado por la fuerza. Dentro de este contexto, es importante revisar que la viga tenga resistencia suficiente, de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material del que se trate, para resistir la fuerza cortante máxima que debe desarrollar, para hacer posible la fluencia en flexión de la viga durante toda la duración del sismo.

Aunque en términos del comportamiento global del sistema estructural de edificios altos se impone como condición que el valor medio de las distorsiones máximas de los entresijos no exceda, en ningún entresijo, su distorsión límite, esta Norma fomenta que no se rebasen las distorsiones límite correspondientes al nivel de desempeño de Seguridad de Vida de las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 al indicar en 7.4.2 que cuando en un análisis se exceda γ_{sv} , el comportamiento histerético de los elementos se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de las curvas de respuesta cíclica.

Cuando se requieran usar los criterios de aceptación del estándar ASCE 41 en lo que se refiere a la capacidad de deformación de los puntos de plasticidad concentrada o los elementos estructurales, debe hacerse referencia a la edición vigente de ese estándar el día en que entró en vigor esta Norma y a las equivalencias indicadas en la tabla 1.1b.

Será necesario además revisar los comportamientos controlados por la fuerza. Para ello, es necesario revisar que los diferentes elementos estructurales tengan la capacidad resistente suficiente ante las correspondientes fuerzas internas máximas y mínimas calculados durante los análisis no lineales. A diferencia de la resistencia que se calcula para los comportamientos controlados por la deformación (en cuyo cálculo se considera un factor de carga unitario), la resistencia con la que deben revisarse los comportamientos controlados por la fuerza debe ser estimada

con el factor de resistencia correspondiente de acuerdo con lo indicado, con fines de diseño, por la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de material del que se trate.

Es importante hacer notar que, aunque con fines de establecer las consideraciones de modelado para las zonas de no linealidad de los elementos estructurales, no se penaliza el valor de γ_{sv} , los valores de γ_{oi} y γ_{sv} con que se revisa un sistema estructural convencional se deben reducir, en su caso, de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 5. Se entiende por sistema estructural convencional cualquiera de los contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4. La reducción de la distorsión límite para el diseño y revisión del sistema estructural no se hace en el caso de estructuras con disipadores de energía o aislamiento sísmico.

Esta Norma acepta revisar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata con un análisis dinámico modal espectral o un análisis dinámico modal paso a paso. Esto se debe a que, para este nivel de desempeño, un sistema estructural diseñado en conformidad con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento debe permanecer elástico o con muy bajo nivel de comportamiento no lineal.

7.5 Cortante basal mínimo

Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_o obtenida al nivel del desplante con el análisis dinámico modal espectral especificado en 7.2 es menor que $a_{min}W_o$, donde a_{min} es la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. W_o es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y a_{min} se tomará igual a $0.04/R'$ cuando $T_s < 0.5$ s o $0.06/R'$ si $T_s \geq 1.0$ s, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de T_s comprendidos entre 0.5 y 1.0 s, a_{min} se hará variar linealmente entre $0.04/R'$ y $0.06/R'$.

Comentario:

Estudios recientes indican que un análisis dinámico modal espectral que usa un espectro de diseño normativo puede no reflejar adecuadamente el impacto que un movimiento del terreno de periodo largo tiene en la respuesta estructural de edificios altos (Lu, Ye & Li, 2014). Debido a lo anterior, en muchos países se utiliza un requerimiento de cortante basal mínimo para aportar niveles adecuados de seguridad a los edificios altos. Ejemplo de esto son los requerimientos del ASCE/SEI 7-22, que establecen un cortante basal mínimo en función del tipo de terreno, intensidad sísmica de diseño, y de los factores de importancia y sobre-resistencia del sistema estructural.

Dado el entendimiento que hoy en día se tiene en Ciudad de México en cuanto al desempeño de edificios altos durante sismos intensos de larga duración, se consideró importante establecer un requerimiento de cortante basal mínimo. Debido al largo periodo y duración de los movimientos del terreno generados en la Zona C, se establecieron requisitos más estrictos para edificios altos construidos en ella.

Desde 2017, esta Norma eliminó, por múltiples razones, el requisito de que el cortante basal dinámico sea de por lo menos el 80% del cortante basal estimado con el método estático del Capítulo 6. Al respecto y, en primer lugar, se considera que, dentro de un formato de diseño que concentra especial atención en limitar la respuesta lateral del sistema estructural con fines de control de daño, cada vez será menos necesario penalizar la resistencia lateral de diseño. Segundo, se considera que la comunidad de ingeniería estructural mexicana ha desarrollado suficiente experiencia a través de varias décadas en cuanto a plantear correctamente un análisis dinámico modal espectral. En tercer lugar, se ha entendido que establecer como requisito que el cortante dinámico sea igual o mayor que un porcentaje significativo del cortante basal estático impone requisitos innecesariamente conservadores para el diseño de determinados sistemas estructurales que, como los sistemas estructurales esbeltos o de gran altura, movilizan un porcentaje relativamente bajo de su masa reactiva a través de su primer modo de vibrar. Finalmente, en el caso del diseño sísmico de sistemas estructurales especiales y complejos, como lo pueden ser los que son excesivamente irregulares, se penaliza severamente la distorsión permisible y, en ocasiones, se requiere de una revisión cuidadosa del sistema estructural con una evaluación basada en desempeño.

7.6 Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en las que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada, F_{pe} , se tendrán en cuenta las asociadas a la aceleración angular de la masa superior, incluyendo como grado de libertad el giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente vertical.

Comentario:

La deformación lateral de un péndulo invertido resulta en que su masa gire respecto al eje horizontal normal a la dirección de análisis que pasa por el punto de unión entre dicha masa y el elemento resistente vertical. Dado que la masa normalmente no está concentrada en un punto, posee inercia rotacional que, al verse sujeta a la aceleración

angular asociada al giro, desarrolla un momento flexionante de consideración en la parte superior del elemento vertical. Cuando se usa un análisis dinámico, la consideración explícita de la inercia rotacional y el grado de libertad asociado al giro permite cuantificar este efecto.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

8. ACELERACIONES DE PISO, FUERZAS EN DIAFRAGMAS, CONTENIDOS Y ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

8.1 Criterios Generales

El presente Capítulo contiene los criterios para obtener las aceleraciones de piso, las fuerzas de diseño de los diafragmas de piso, y los criterios mínimos para el análisis de los contenidos y elementos no estructurales, sus anclajes y soportes, y para las partes del edificio cuya estructuración difiera radicalmente del mismo.

Los diafragmas de piso son elementos estructurales de los edificios, y deben transmitir las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso a los elementos verticales sismo-resistentes del edificio. Los contenidos son los objetos en el edificio, anclados o no, que son susceptibles a cambiar de posición como el mobiliario, tinacos, almacenes, archiveros, tanques de gas, entre otros. Se deberán diseñar expresamente los contenidos cuya pérdida económica, informática, de inventario, de funcionalidad o restauración sean importantes, y evitar así pérdidas consecuenciales.

Los elementos no estructurales son parte del edificio, pero no del sistema estructural, por lo que no se diseñan para transmitir fuerzas sísmicas o contribuir a la capacidad sismo-resistente de la estructura. Estos son elementos arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y de plomería, entre otros, como:

- a) Fachadas o cerramientos verticales. Son elementos que limitan y cierran un edificio:
 - 1) Mampostería no reforzada, confinada por la estructura
 - 2) Mampostería reforzada o no reforzada apoyada arriba o abajo, separada lateralmente de la estructura
 - 3) Elementos prefabricados, anclados a la estructura primaria o a una estructura adicional
 - 4) Cristales anclados a la estructura primaria o a una estructura adicional como cancelería
- b) Muros interiores no ligados a la estructura
- c) Elementos en voladizo vertical: áticos, parapetos, pretilas y chimeneas, bardas
- d) Objetos en la azotea: Apéndices, tanques, torres, anuncios, antenas, equipo, maquinaria, cubos de elevadores en azotea, bodegas
- e) Al interior del edificio: plafones, lámparas, instalaciones eléctricas, de plomería y de aire acondicionado, entre otros.

Tanto para los contenidos como para los elementos no estructurales se deberán tomar en cuenta todos los posibles modos de falla como:

- a) Movimientos provocados por las distintas sollicitaciones sísmicas: balanceo, volteo, deslizamiento o combinaciones de los anteriores
- b) Inadecuados sistemas de sujeción, anclaje o condiciones de soporte.

En los casos en que el peso del contenido o elemento no estructural sea 20 por ciento mayor que el peso combinado que resulta de sumar el peso total de la estructura y el contenido, se deberá hacer un análisis dinámico paso a paso considerando la contribución de ese elemento.

Comentario:

Cuando existan equipos y elementos no estructurales de alto valor e importancia que es necesario mantener seguros y funcionales después de un sismo o cuando algunos de estos pueda fallar y causar daño a personas u otros equipos, o impedir la evacuación segura en caso de emergencia, esta Norma requiere que se evalúen las fuerzas de inercia y las aceleraciones que actúan en y sobre los diafragmas de piso de cada uno de los niveles de la estructura, con el fin de diseñarlos correctamente y para obtener las demandas de los elementos no estructurales y contenidos y garantizar su buen comportamiento.

Los elementos descritos en esta sección son solo ejemplos, en cada estructura se debe tener presente el inventario completo y proceder a su análisis y diseño.

En el caso de contenidos y elementos muy grandes y pesados, de manera empírica se indica el límite de 20 por ciento, se espera que estos modifiquen sensiblemente la respuesta dinámica de la estructura, por lo que esta Norma solicita un análisis paso a paso considerando la interacción con estos elementos.

Para el análisis y diseño de muros ligados a la estructura se deberá hacer lo que indique el Capítulo correspondiente de la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material del que están hechos los muros.

8.2 Aceleraciones de piso

Las aceleraciones horizontales máximas absolutas de piso deben determinarse en los casos siguientes:

- Para revisar la seguridad sísmica de contenidos y elementos no estructurales descritos en 8.1 cuya falla pudiera causar heridas a los ocupantes o dificultar su salida en caso de evacuación, generar pérdidas económicas o detener la funcionalidad de la estructura
- Para revisar que el diafragma de piso posea la capacidad necesaria para transmitir a los elementos verticales sismo-resistentes las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso, tomando en cuenta la presencia de aberturas en el diafragma, tales como escaleras, cubos de elevadores o de ventilación e iluminación.

Las aceleraciones absolutas correspondientes a la respuesta dinámica del sistema se podrán obtener mediante un análisis dinámico modal que use un modelo tridimensional, que incluya los modos naturales que, sin incluir modos torsionales y ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que 90 por ciento del peso total de la estructura y tomando en cuenta la aceleración del terreno.

8.2.1 Aceleraciones de piso en estructuras con diafragmas flexibles

Para la determinación de las aceleraciones en los distintos puntos de un diafragma que no sea rígido en su plano de acuerdo con 2.8, se empleará el procedimiento indicado en 8.2.2 para diafragmas rígidos en estructuras irregulares y fuertemente irregulares.

8.2.2 Aceleraciones de piso en estructuras con diafragmas rígidos

Las deformaciones debidas a la flexibilidad del diafragma podrán ignorarse en el caso de diafragmas de piso que puedan considerarse rígidos en su plano de acuerdo con 2.8. En este caso, las aceleraciones absolutas en cualquier punto del *i*-ésimo diafragma se calculan como sigue:

$$a_i = \Omega_i a_0 \quad (8.2.1)$$

donde a_i es la aceleración de su centro de masa en la dirección de análisis, a_0 es la aceleración máxima del terreno (ordenada en el origen del espectro de diseño), especificada en el Capítulo 3, y Ω_i es un factor de amplificación lineal que se determina como:

$$\Omega_i = \left(\frac{h_i}{h_n} \right) \left(\frac{a_n}{a_0} - 1 \right) + 1 \quad (8.2.2)$$

donde a_n es la máxima aceleración absoluta en el centro de masa del nivel n , correspondiente al extremo superior del edificio; y h_i y h_n , las alturas del *i*-ésimo nivel y del nivel n sobre el desplante, respectivamente.

Determinación de a_n para estructuras regulares

En los casos de diafragmas rígidos en estructuras regulares según lo indicado en 2.2, a_n se determinará de acuerdo con la ecuación 8.2.3 si se conocen los modos de vibrar o, en forma aproximada, con la ecuación 8.2.4:

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{a_{n1}}{Q'} \right)^2 + \sum_{j=2, \dots, n} a_{nj}^2} \quad (8.2.3)$$

$$a_n = \lambda_p \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'} \right)^2 + \eta_a a_0^2} \quad (8.2.4)$$

donde a_1 es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema, de acuerdo con 3.1.2, que en forma conservadora podrá tomarse igual al coeficiente sísmico c , definido en el mismo inciso, a_{nj} , la aceleración

absoluta del centro de masa del nivel que corresponde al extremo superior del edificio, asociada a la respuesta dinámica lineal del *j*-ésimo modo de vibrar en la dirección de análisis, *n*, el número de pisos, *Q'*, el factor de reducción por comportamiento sísmico, definido en 3.2, λ_p es un factor de penalización que para estructuras regulares es igual a 1.0, y η_a se calcula como:

$$\eta_a = 1.4\sqrt{n-1} \leq 5 \tag{8.2.5}$$

Determinación de a_n para estructuras irregulares o fuertemente irregulares

En los casos de diafragmas rígidos en estructuras clasificadas como irregulares o fuertemente irregulares según 2.2, se puede usar cualquiera de los dos métodos siguientes:

- a) Mediante el empleo de la ecuación 8.2.4, utilizando un factor de penalización λ_p dado por la siguiente ecuación:

$$\lambda_p = \min \left[2, \max \left[1.2, \left[\frac{2n + 1.2}{3.2n} \frac{m_1}{m_T} \right] \right] \right] \tag{8.2.6}$$

donde m_1/m_T es el cociente de masa modal, m_1 es la masa modal efectiva asociada al primer modo traslacional, y m_T es la masa total de la estructura. El valor de m_1 se obtiene para cada una de las direcciones del sistema estructural como la suma de las masas que contribuyen las direcciones X y Y del modelo de análisis a la dirección empleada. El valor de la relación modal m_1/m_T que se emplea en la ecuación 8.2.6 para el sistema estructural completo es el menor cociente de los que se obtienen para cada una de las dos direcciones empleadas.

- b) Mediante un análisis dinámico modal que use un modelo tridimensional, tres componentes de la aceleración en cada nivel: dos ortogonales de traslación y una de torsión alrededor del centro de masa. La aceleración absoluta a_i para un punto de interés ubicado en el *i*-ésimo piso, debe calcularse como:

$$a_i = \sqrt{a_{ix}^2 + a_{iy}^2} \tag{8.2.7}$$

donde a_{ix} y a_{iy} son, respectivamente, las aceleraciones absolutas en el punto de interés en las direcciones ortogonales X y Y consideradas para el análisis, que se calculan como:

$$a_{ix} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{ikx}}{Q'} \right)^2 + \sum_j a_{ijx}^2} \tag{8.2.8}$$

$$a_{iy} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{iky}}{Q'} \right)^2 + \sum_j a_{ijy}^2} \tag{8.2.9}$$

donde a_{ijx} y a_{ijy} son, respectivamente, las aceleraciones absolutas del punto de interés ubicado en el *i*-ésimo piso en las direcciones ortogonales X y Y, producidas por el *j*-ésimo modo de vibrar. En las ecuaciones 8.2.8 y 8.2.9, el primer sumando dentro del signo de raíz cuadrada incluye las aceleraciones máximas correspondientes a los tres modos fundamentales de vibrar del modelo tridimensional de análisis, y el segundo incluye todos los demás modos requeridos para que el análisis dinámico modal incluya el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual que 90 por ciento del peso total de la estructura.

Comentario:

Las aceleraciones de piso a las que se refiere esta sección difieren de las que resultan de un análisis dinámico modal convencional, orientado a determinar las configuraciones de distorsiones laterales que producen las fuerzas cortantes de diseño en los elementos que proporcionan la resistencia lateral. Este análisis convencional estima aceleraciones relativas al terreno; las aceleraciones absolutas se obtienen sumando, en cada instante, las aceleraciones del terreno y las relativas de cada masa con respecto al mismo.

Las ecuaciones 8.2.1 y 8.2.2 permiten calcular la envolvente de aceleraciones de piso en el i -ésimo nivel como se ejemplifica en la figura C8.2.1. Estas ecuaciones se encuentran definidas por cuatro términos: h_i , la altura acumulada al piso de interés, h_n , la altura al piso superior medida desde la base, a_0 , la aceleración máxima de terreno, y Ω_i , un factor de amplificación cuya forma funcional se muestra en la figura C8.2.2. La variación de Ω_i con la altura del edificio se ha considerado, por simplicidad, lineal, pero en la realidad la distribución de aceleración con la altura de un edificio estará dominada por sus modos de vibrar, y por las características del sismo y del sitio.

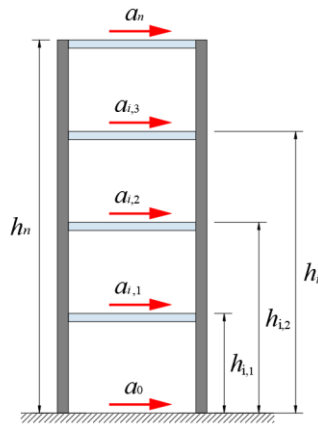


Figura C8.2.1 Aceleraciones de piso

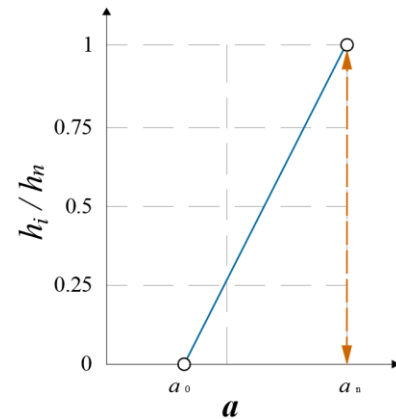


Figura C8.2.2 Amplificación de aceleración en altura

La ecuación 8.2.3 emplea una combinación modal considerando todos los modos vibrar que pudiera no ser práctica en muchos casos, por ello, se permite emplear la ecuación 8.2.4, que es una simplificación basada en asumir que los modos son del tipo traslacional, considera la contribución del primer modo reducido y un solo término para estimar la contribución elástica de los modos superiores (Rodríguez, Restrepo y Carr, 2002), criterio que también ha sido adoptado en el ASCE/SEI 7-22 para el diseño sísmico de diafragmas en edificios. En la ecuación 8.2.4 el cómputo de la máxima aceleración absoluta se compone de tres términos principales: a_1 es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del sistema, Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico acorde a la ordenada espectral y η_a (ecuación 8.2.5) que depende del número de pisos; el factor 1.6 representa el factor de contribución del primer modo y $\eta_a a_0^2$ representa la contribución de los modos superiores a la aceleración a_n del nivel de azotea. Aunque el comité encargado de redactar esta Norma comprende que en la gran mayoría de los casos prácticos el/la proyectista recurrirá al uso de la ecuación 8.2.4, considera pertinente incluir en el formato normativo la ecuación 8.2.3, ya que esta última transparente con claridad el enfoque propuesto para estimar la aceleración de azotea y que, como se mencionó con anterioridad, considera la contribución dinámica del primer modo reducida por ductilidad, y la contribución dinámica sin reducir (elástica) de los modos superiores,

Cuando se tiene un diafragma rígido, pero no se cumple la condición de estructura regular y se emplean las ecuaciones 8.2.7 a 8.2.9, se requiere un análisis dinámico modal tridimensional en los que se estimen las aceleraciones traslacionales del nivel y la de torsión alrededor del centro de masa para así conocer las aceleraciones absolutas en tantos puntos de interés como sea necesario. Estas aceleraciones se utilizarán en las ecuaciones 8.2.8 y 8.2.9, para las direcciones X y Y, respectivamente, en conjunto con las aceleraciones obtenidas de los modos de vibrar cuyos pesos efectivos representen al menos el 90 por ciento del peso total de la estructura. El factor de penalización λ_p en la ecuación 8.2.6 toma en cuenta la amplificación de las aceleraciones de piso en estructuras con diferentes niveles de irregularidad, respecto a las que tendría una estructura regular (Rodríguez et al., 2023). Este factor depende del número de niveles del edificio y de la relación modal m_1/m_T . Para el caso de una base de datos de 23 edificios con diferentes niveles de regularidad, esta relación modal varió entre 0.18 y 0.86, para los casos de un edificio muy irregular y regular, respectivamente (Rodríguez et al., 2023). El factor λ_p se limita al intervalo de valores entre 1 y 2. El valor de 2 de este intervalo se basa en el criterio de evitar los casos de que en estructuras que no son regulares, se tengan factores de penalización que correspondan a resistencias en estructuras mayores que las elásticas de diseño. Además, se puede mostrar que, para el caso de un edificio regular a base de muros estructurales, con infinito número de niveles, con la ecuación 8.2.5 se obtiene el valor $\lambda_p=1$. El

caso de este edificio se puede comparar con el caso de un muro en voladizo con masa continua, donde se tiene $m_1/m_T = 0.61$.

La ecuación 8.2.4, para el caso $\lambda_p = 1$, es la misma que la especificada en la edición anterior de la Norma para edificios con diafragmas rígidos en los que se satisface la condición de planta sensiblemente simétrica. La ecuación 8.2.4 se emplea para el cómputo de aceleraciones de piso, tanto en estructuras con diafragmas rígidos como en los casos con diafragmas flexibles. La definición de diafragma flexible en esta Norma, y en otras normativas, como la ASCE/SEI 7-22, se basan en comparativas de valores de deformaciones laterales de una estructura modelada considerando la flexibilidad de sus diafragmas respecto a los valores obtenidos del análisis en que la estructura se modela considerando diafragmas rígidos. En realidad, esta definición no es rigurosamente aplicable al problema del cómputo de fuerzas de diseño para diafragmas de piso, ya que estas fuerzas se originan a partir de las aceleraciones horizontales absolutas en los diafragmas y no de las deformaciones laterales de los diafragmas

8.3 Fuerzas de diseño para diafragmas de piso

Se deberá garantizar que en cada nivel existe un sistema de piso o diafragma que sea capaz de resistir las fuerzas de inercia y que las distribuya adecuadamente a los elementos resistentes verticales del sistema estructural.

Para la revisión de la capacidad resistente necesaria en el plano de diafragmas para transmitir a los elementos verticales sismo-resistentes las fuerzas de inercia asociadas a las aceleraciones de piso, la fuerza de diseño en el plano para cada dirección de análisis y para el diafragma del *i*-ésimo piso, F_{di} , incluyendo sus colectores, cuerdas y conexiones, se calcula como:

$$F_{di} = \frac{a_i}{R'_s} W_{di} \geq 0.5 a_0 W_{di} \tag{8.3.1}$$

donde a_i es la aceleración de entrepiso en el centro de masa del diafragma, calculada conforme a lo estipulado en 8.2; W_{di} el peso tributario correspondiente al diafragma del *i*-ésimo piso, incluyendo el peso de los diafragmas y las cargas muertas y vivas que actúen sobre ellos de acuerdo con la NTC-Criterios; y R'_s un factor de modificación de las fuerzas de diseño de los diafragmas, el cual se obtiene de la tabla 8.3.1.

Tabla 8.3.1 Factor de modificación de las fuerzas de diseño de diafragmas de piso, R'_s

Tipo de Diafragma de Piso	Controlado por Corte ^[1]	Controlado por Flexión ^[2]
Losas macizas de concreto coladas en sitio	1.5	2.0
Sistemas de piso prefabricados con capa de compresión, diafragmas compuestos	1.0	1.0
Sistemas de piso prefabricados sin capa de compresión	0.5	0.5

^[1] Sistemas de piso que no pueden desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión

^[2] Sistemas de piso capaces de desarrollar en su plano un mecanismo de fluencia en flexión

Comentario:

La fuerza de diseño obtenida con la ecuación 8.3.1 es una fuerza horizontal puesto que trabaja en el plano del diafragma, lo cual provocará que el diafragma se esfuerce en sus direcciones laterales.

Colector es el elemento que transmite, en tensión o compresión axial, las fuerzas sísmicas que el diafragma induce a los elementos verticales del sistema estructural sismo-resistente, y cuerda es el elemento de borde del diafragma que actúa en tensión o compresión para resistir la flexión que desarrolla el diafragma en su plano.

Estrictamente hablando, el cálculo del peso W_{di} debe considerar el peso de los diafragmas de piso, incluido el de las vigas y trabes, y las cargas muertas y vivas que actúen directamente sobre ellos. Aunque esto excluye el peso de los elementos estructurales verticales que no se apoyan directamente sobre los diafragmas, como puede ser el caso de columnas que sean continuas a través del sistema de piso, se considera razonable considerar el peso de todos los elementos verticales tributarios al diafragma de piso para el cálculo de W_{di} .

Los factores de reducción por sobre-resistencia de la tabla 8.3.1 son un reflejo de que las losas macizas de concreto coladas en sitio se han comportado mejor en sismos que otros sistemas de piso. Para saber si un diafragma está controlado por corte o flexión, es necesario hacer un análisis detallado del mismo. Se puede evitar hacer este análisis tomando conservadoramente valores de $R'_s = 1.0$.

8.4 Respuesta sísmica de contenidos y elementos no estructurales

8.4.1 Contenidos y elementos rígidos simplemente apoyados

La seguridad contra deslizamiento y contra volteo de contenidos rígidos simplemente apoyados se deberá evaluar de manera independiente, sin considerar los efectos bidireccionales indicados en 2.5, en al menos dos direcciones horizontales ortogonales, verificando las siguientes condiciones:

- a) Para deslizamiento

$$\mu_s > a_i \quad (8.4.1)$$

- b) Para volteo

$$b_{me} > h_{cm} a_i \quad (8.4.2)$$

donde a_i es la aceleración establecida de acuerdo con 8.2 en el punto de apoyo del contenido considerado, μ_s es el coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie de apoyo, h_{cm} , la altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo, y b_{me} , la menor distancia, en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa del contenido hasta el borde de su zona de apoyo.

8.4.2 Contenidos y elementos flexibles

Para revisar la seguridad de contenidos o elementos no estructurales flexibles, se estimará la fuerza sísmica que actúa en ellos F_c como:

$$F_c = a_i \Omega_a W_c \quad (8.4.3)$$

donde a_i es la aceleración establecida de acuerdo con 8.2 en el punto de apoyo del elemento considerado, W_c es el peso del contenido o elemento no estructural, Q'_c , un factor que toma en cuenta su capacidad de comportamiento dúctil y Ω_a es un factor de amplificación dinámica que toma en cuenta la relación entre el periodo natural del elemento en cuestión y el periodo dominante de la respuesta dinámica del piso en que se apoya. Este criterio es aplicable a contenidos como Apéndices (parapetos, pretilas, anuncios, plafones) y elementos no estructurales (equipos, instalaciones, ornamentos, ventanales, muros desligados, revestimientos, plafones, fachadas). En forma aproximada, el factor de amplificación Ω_a puede determinarse como:

$$\Omega_a = \left(\frac{1}{Q'_c} \right) \left(1 + \frac{5r_T \beta_c}{1 + 0.2r_T^6} \right) \quad (8.4.4)$$

donde r_T es el cociente entre el periodo natural del contenido o elemento no estructural, que de ser necesario deberá obtenerse por métodos experimentales o solicitarse a los fabricantes, y el periodo natural de vibrar de la estructura T_1 y, cuando sea relevante, se calculará también con respecto a los periodos T_2 y T_3 ; β_c es un factor reductor por amortiguamiento para el contenido que debe estimarse como:

$$\beta_c = (0.05 / \zeta_c)^{0.45} \quad (8.4.5)$$

donde ζ_c es la fracción de amortiguamiento crítico del contenido, cuyo valor debe ser menor o igual que 0.05, y Q'_c , un factor que toma en cuenta su capacidad de comportamiento dúctil dado por:

$$Q'_c = 1 + \frac{3(Q_c - 1)r_T}{1 + 3r_T} + 2(Q_c - 1)e^{-4(r_T - 1)^2} \quad (8.4.6)$$

En caso de no poderse justificar otro valor ζ_c debe considerarse igual a 0.02. Si no se conoce r_T , puede tomarse $\Omega_a = 4$. El factor Q_c se obtendrá de la tabla 8.4.1.

Tabla 8.4.1 Factor Q_c de modificación de la respuesta de contenidos

Componente	Q_c
Rígido sin anclaje	1.0
Rígido o flexible, anclado, de acuerdo con el nivel de ductilidad de elementos y anclajes:	
a) Baja	1.5
b) Limitada a alta	2.5

Cuando el contenido o elemento no estructural este anclado al sistema estructural, se deber garantizar que las fuerzas internas (cortantes, axiales y momentos) en los anclajes, obtenidas con la fuerza F_C de la ecuación 8.4.3, no serán mayores que las que resistan de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate.

Comentario:

Esta Norma exige que se garantice que la fricción entre los materiales del piso y del contenido sea suficiente para evitar el deslizamiento que podría provocar la aceleración en el sitio, y en el piso, donde está el contenido, según la ecuación 8.4.1. También se debe garantizar que el contenido no se volteará considerando la fuerza sísmica actuando en el centro de masa, según la ecuación 8.4.2. Ambos casos se ilustran en la figura C8.4.1.

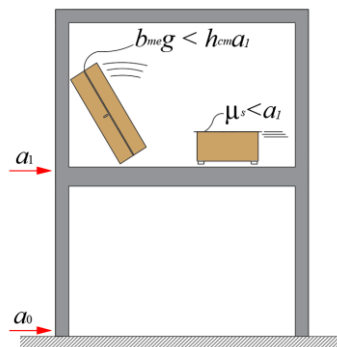


Figura C8.4.1 Revisión de contenidos rígidos

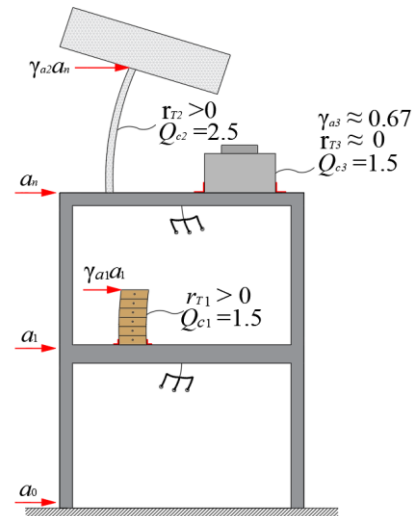


Figura C8.4.2 Revisión de contenidos flexibles

Cuando existe un Apéndice sobre un diafragma, este puede responder de forma independiente a la estructura, por lo que es posible estimar su respuesta si se toma la fuerza sísmica en los puntos de apoyo y a partir de ahí se aplica un factor de amplificación dinámica Ω_a . Este factor está asociado al periodo dominante de la respuesta dinámica del entrepiso y el del Apéndice. En la figura C8.4.2 se muestran tres ejemplos de Apéndices y elementos no estructurales con diferentes características.

Los valores indicados en este inciso de $\zeta_c = 0.02$, y $\Omega_a = 4.0$, así como los de Q_c de la tabla 8.4.1, son valores conservadores comúnmente aceptados en la práctica internacional. Estos valores se indican en la figura C8.4.3 que muestra la amplificación de un elemento flexible en función del cociente entre periodos r_T : el factor Ω_a puede llegar a ser varias veces mayor que 4.0 para valores de $r_T = 1$, y tiende a 1.0 para valores pequeños y grandes de r_T . La figura C8.4.4 muestra los valores de amplificación dados por la ecuación 8.4.4 considerando la variación de Q_c en función del cociente r_T para $\zeta_c = 0.02$.

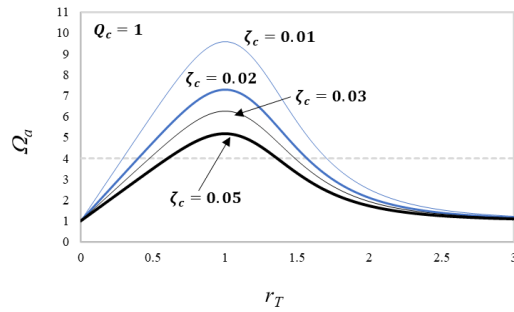


Figura C8.4.3 Factor de amplificación Ω_d para diferentes amortiguamientos

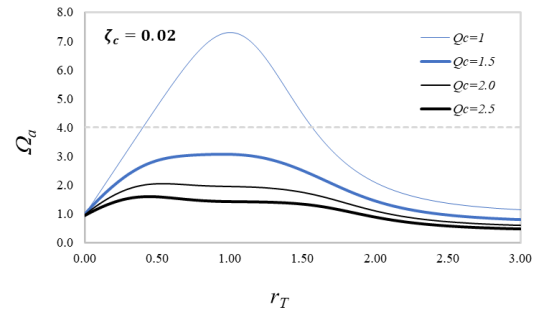


Figura C8.4.4 Factor de amplificación para diferentes valores de Q_c

8.5 Elementos arquitectónicos

Los elementos arquitectónicos como fachadas prefabricadas y pretilas, entre otros, deben cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Contar con holguras mínimas entre ellos o con algún otro elemento estructural o no estructural, capaces de tomar los desplazamientos de la estructura de manera independiente en cada dirección de análisis para evitar que entren en contacto durante el sismo. Los desplazamientos deben ser los máximos considerando, en su caso, el comportamiento no lineal de la estructura
- b) Los anclajes deben ser capaces de tomar las deformaciones de los elementos, y diseñarse de acuerdo con lo especificado en 8.4. Los anclajes son un elemento estructural y como tal deben de cumplir con lo que especifique la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material del que se trate*.

8.6 Requisitos adicionales

Aquellos elementos no estructurales y contenidos como plafones, lámparas, ductos, entre otros, cuyo colapso ponga en riesgo vidas tanto dentro como fuera de los edificios, deberán contar con un mecanismo secundario de seguridad como cables.

Las tuberías deben contar con sujeciones diseñadas para soportar las fuerzas de inercia que resulten de las calculadas en 8.4.2 considerando las características del material de las tuberías.

Los muros no estructurales deberán contar con restricciones, dispositivos o sujeciones diseñadas para evitar su colapso sobre personas u otros contenidos, así como para minimizar la interrupción de la funcionalidad después de un sismo.

Los anclajes y todas las estructuras auxiliares que sujetan a los contenidos y elementos no estructurales a la estructura principal o secundaria deben ser capaces de tomar las deformaciones de los elementos y diseñarse para resistir las fuerzas de inercia que resulten de las calculadas en 8.4.2.

9. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

9.1 General

Para estructuras desplantadas en las Zonas B y C, los espectros de diseño para superficie especificados en el Capítulo 3 pueden representar incorrectamente la excitación sísmica, pues se han despreciado los efectos de interacción cinemática debidos a la difracción de las ondas incidentes por la cimentación, así como los efectos de interacción inercial debidos a la flexibilidad del suelo y de la radiación de ondas.

Comentario:

Los efectos de interacción suelo-estructura dependen de la flexibilidad relativa entre el suelo y el sistema estructural y su cimentación. Estos efectos pueden ser cinemáticos e inerciales. Mientras que los primeros se atribuyen a la difracción de las ondas incidentes producida por la presencia de la cimentación; los segundos se deben a las deformaciones inducidas en el suelo por las fuerzas de inercia que se desarrollan en la estructura y su cimentación (Kausel, et al. 1978).

Los efectos de interacción suelo-estructura inercial pueden no ser de consideración en la respuesta sísmica de algunas estructuras. Sin embargo, para los valores de rigidez lateral de los sistemas estructurales comúnmente utilizados para edificación y la rigidez del suelo en las Zonas B y C, las expresiones incluidas en la edición 2020 de esta Norma para evaluar si los efectos inerciales deberían ser tomados en cuenta siempre conducían a la conclusión que debían ser considerados. Es por ello por lo que en esta edición de la Norma se ha eliminado el requerimiento de realizar esta evaluación. Por otra parte, se ha observado (Avilés y Pérez-Rocha, 2003) que para la Ciudad de México es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre que los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento de campo libre empleado como movimiento de entrada para la cimentación, por lo que, en esta Norma, el análisis de interacción cinemática es opcional.

9.2 Interacción cinemática

Para modificar espectros de diseño en superficie por efecto del enterramiento de la cimentación, se podrán determinar espectros de sótano siguiendo los pasos generales que se señalan en A.1.

Comentario:

Los efectos de interacción cinemática se manifiestan en una diferencia entre el movimiento del terreno en ausencia de la estructura (campo libre) y la excitación en la base del sistema estructural (movimiento efectivo). Las principales diferencias se refieren a una reducción en la amplitud del movimiento horizontal, especialmente los componentes de movimiento asociados a frecuencias altas (periodos cortos), y a la generación de movimientos rotacionales en la base de la cimentación. En la gran mayoría de las edificaciones, debido a sus características geométricas (relación de esbeltez), los movimientos rotacionales en la base de la cimentación producidos por la interacción cinemática son despreciables.

9.3 Interacción inercial

9.3.1 Alcance

La interacción inercial debe ser considerada en todos los casos de estructuras desplantadas en Zonas B y C dado que puede incrementar o reducir las fuerzas de diseño con respecto a los valores que corresponden a base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales pueden sufrir cambios adicionales debidos a la contribución del corrimiento y cabeceo de la cimentación. El método descrito en esta sección considera que los efectos de interacción inercial pueden tomarse en cuenta de manera desacoplada en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales principales de análisis de la estructura. Las modificaciones indicadas en esta sección deben aplicarse de manera independiente a cada una de las dos direcciones ortogonales principales de análisis. Las combinaciones de estas respuestas para considerar el comportamiento tridimensional, incluyendo los efectos de torsión, se realizarán con las mismas consideraciones y procedimientos descritos para estructuras con base rígida.

Se podrá no considerar los efectos inerciales en estructuras con altura total, medida desde el desplante, no mayor que 10 m.

Comentario:

Los efectos de interacción inercial modifican los parámetros dinámicos fundamentales del sistema suelo-estructura. El planteamiento utilizado en esta Norma para introducir los efectos inerciales se basa en la definición de un oscilador de remplazo o equivalente de un grado de libertad con propiedades dinámicas equivalentes a las del

sistema con base flexible (periodo fundamental, fracción de amortiguamiento crítico y factor de comportamiento sísmico). Esta aproximación se utiliza ya que el análisis espectral (ya sea estático o dinámico modal), considera respuestas de sistemas de un grado de libertad. En congruencia, las expresiones para el cálculo de los parámetros dinámicos del oscilador de remplazo consideran la respuesta del modo fundamental de vibrar del sistema suelo-estructura con base flexible a partir de la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad, con propiedades dinámicas tales que su respuesta sea la misma que la del modo fundamental de vibrar del sistema suelo-estructura. Estas modificaciones pueden generar variaciones (amplificaciones o reducciones) en las ordenadas del espectro que deben ser consideradas para el diseño del sistema suelo-estructura. Este procedimiento considera que los efectos inerciales se presentan de manera independiente en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales principales. La combinación de efectos tridimensionales se realiza con las mismas reglas que para el caso con base rígida. Para estructuras en las que no se espera que las amplificaciones dinámicas sean de importancia, se considera que los efectos inerciales no impactarán en el comportamiento, por lo que se permite que para estos casos sean ignorados.

El comité encargado de redactar esta Norma consideró que, con base en el poco daño por sismo observado históricamente en estructuras de baja altura construidas en la Ciudad de México y diseñadas correctamente de acuerdo con ella, resulta razonable no imponer como requisito la consideración de los efectos inerciales de la interacción suelo-estructura durante su diseño. Entre las razones que se dieron para explicar esto está la mucha mayor sobrerresistencia que en general desarrollan los sistemas estructurales de baja altura con respecto a la considerada para ellos con fines de diseño. Aunque en general ignorar la interacción inercial no debe resultar en un problema para el buen desempeño sísmico de estructuras de baja altura diseñadas de acuerdo con esta Norma, se llama la atención al caso de estructuras de baja altura, tipo lápiz, que exhiben una esbeltez notable a pesar de su altura limitada, y en cuyo caso debe considerarse con cuidado la necesidad de tomar en cuenta dicha interacción.

9.3.2 Cortante basal modificado

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis, \tilde{V}_{01} , se corregirá por interacción suelo-estructura, utilizando el peso modal efectivo del modo fundamental en la dirección de análisis (W_e). Se considerará como el modo fundamental de traslación en una dirección de análisis aquel con el mayor porcentaje de participación de masa traslacional en esa dirección:

$$\tilde{V}_{01} = \tilde{S}_a^T W_e \quad (9.3.1)$$

La ordenada espectral de diseño \tilde{S}_a^T con efectos de interacción se determinará como sigue:

$$\tilde{S}_a^T = \frac{S_a(\tilde{T}_e, Q=1)}{R' \tilde{Q}'} \quad (9.3.2)$$

donde $S_a(\tilde{T}_e, Q=1)$ es la ordenada espectral elástica sin reducir para el amortiguamiento $\tilde{\zeta}_e$, obtenida con la ecuación 3.1.2a para el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base flexible \tilde{T}_e , \tilde{Q}' el factor de reducción por comportamiento sísmico con efectos de interacción calculado con la ecuación 3.2.1 utilizando el valor de \tilde{Q} en lugar de Q , R' es el factor de sobre-resistencia que se establece con 3.3 para \tilde{T}_e , y \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$ se calculan como se indica en 9.3.4.

\tilde{Q} es el factor de comportamiento sísmico del sistema equivalente definido como se indica en la ecuación 9.3.3.

$$\tilde{Q} = 0.7R + (Q - 0.7R) \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^2 \geq 1 \quad (9.3.3)$$

donde T_e corresponde al periodo fundamental de vibrar con base rígida en la dirección de análisis. Para la evaluación de \tilde{p} se usa la ecuación 3.1.3 bajo la consideración del valor de \tilde{T}_e . El valor de \tilde{Q} no puede ser mayor que el correspondiente a Q .

Comentario:

Cuando se utiliza el análisis dinámico modal espectral el efecto de la interacción inercial suelo-estructura se limita a la respuesta del modo fundamental de vibrar. La ecuación 9.3.2 corresponde al valor de la ordenada espectral reducida por los factores de reducción por sobre-resistencia y comportamiento sísmico para la estructura con base flexible. Esta ordenada espectral de diseño se debe calcular para los parámetros dinámicos del oscilador de remplazo (\tilde{T}_e , $\tilde{\zeta}_e$ y \tilde{Q}). Los efectos inerciales producen un alargamiento del periodo fundamental de vibrar y una modificación en el amortiguamiento del sistema. Adicionalmente, los efectos de interacción suelo-estructura

modifican la relación que existe entre el factor de comportamiento sísmico (\mathbf{Q}) y el factor de reducción por comportamiento sísmico (\mathbf{Q}'). En sistemas con base flexible, los desplazamientos totales son producto de dos componentes de deformación, uno asociado con la deformación de la estructura y el otro a su movimiento de cuerpo rígido (corrimiento y cabeceo del cimiento). Las relaciones convencionales entre el factor de reducción de resistencia y la demanda de ductilidad en la estructura se basan en la consideración de que todo el desplazamiento del sistema se debe a su deformación lateral. Dado que el comportamiento inelástico del sistema solamente afecta al componente de desplazamiento asociado con la deformación de la estructura, la relación que existe entre el factor de reducción de resistencia y la demanda de ductilidad se ve modificada cuando se considera una base flexible. Este efecto ha sido caracterizado por Rosenblueth y Reséndiz (1988), Avilés y Pérez-Rocha (2005), Ghannad y Ahmadnia (2006), Eser y Aydemir (2011), entre otros. Es por esto necesario considerar un valor del factor de reducción por comportamiento sísmico modificado por interacción \mathbf{Q}' . Para el cálculo de este factor, se utiliza un valor del factor de comportamiento sísmico modificado por interacción $\tilde{\mathbf{Q}}$. Este factor no indica que la capacidad de deformación inelástica de la estructura se modifique por efectos de interacción suelo-estructura, sino que representa un parámetro auxiliar para estimar las variaciones descritas.

La ecuación 9.3.3 considera que el sistema suelo-estructura exhibe comportamiento bilineal descrito por una rama elástica lineal y una rama inelástica con pendiente post-fluencia, definida por el factor de sobre-resistencia \mathbf{R} . La expresión incluida en la edición 2020 de esta Norma, consideraba un comportamiento elastoplástico perfecto, conduciendo a valores de $\tilde{\mathbf{Q}}$ menores, lo cual se traducía en una sobrevaloración del efecto inercial en el comportamiento inelástico del sistema (Avilés & Pérez-Rocha, 2011). El factor de sobre-resistencia utilizado en esta Norma considera que una porción de la sobre-resistencia es elástica y la otra inelástica. En la ecuación 9.3.3, se considera que el 50 por ciento de la sobre-resistencia está asociada con la porción elástica y el otro 50 por ciento con la porción inelástica. En diversos estudios se ha observado que el factor de sobre-resistencia no se ve modificado de manera significativa por efectos inerciales en casi todos los casos, excepto cuando los efectos de segundo orden en las columnas son muy importantes.

Dado que el sistema estructural debe permanecer elástico para ese nivel de desempeño, cuando se revisa el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata $\tilde{\mathbf{Q}} = 1$.

La contribución de los modos superiores y la combinación de sus respuestas modales, se consideran como en el caso de estructuras con base rígida (los aportes de los modos superiores no se modifican por interacción suelo-estructura con respecto a los que tienen para la estructura con base rígida). Toda fuerza o momento calculado para el modo fundamental de vibrar para la condición de estructura con base rígida se multiplicará por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} a fin de incluir los efectos de interacción inercial, siendo $V_{01} = \mathbf{S}'_a \mathbf{W}_e$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida, donde $\mathbf{S}'_a = \mathbf{S}_a(\mathbf{T}_e, \mathbf{Q} = \mathbf{1})/\mathbf{R}'\mathbf{Q}'$, y $\mathbf{S}_a(\mathbf{T}_e, \mathbf{Q} = \mathbf{1})$ es la ordenada espectral elástica obtenida con la ecuación 3.1.2a, para el amortiguamiento y periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida (ζ_e y \mathbf{T}_e , respectivamente), y \mathbf{Q}' y \mathbf{R}' son factores de reducción que se establecen de acuerdo con 3.2 y 3.3 para \mathbf{T}_e . El factor \tilde{V}_{01}/V_{01} no será menor que 0.75, ni mayor que 1.25. En general, la primera condición ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que \mathbf{T}_s y la segunda en caso contrario.

Comentario:

El cociente \tilde{V}_{01}/V_{01} permite evaluar el efecto de la interacción inercial suelo-estructura para toda fuerza o momento calculado para dicho modo para la condición de estructura con base rígida. El valor de este cociente depende de la relación que existe entre la ordenada espectral de diseño para el sistema con base rígida (\mathbf{S}'_a) y la ordenada espectral de diseño para el sistema con base flexible (\mathbf{S}_a).

La ordenada espectral elástica del sistema con base rígida (\mathbf{S}'_a) se modifica por efectos inerciales debido al efecto del alargamiento del periodo fundamental de vibrar y el incremento del amortiguamiento del sistema. La modificación resulta de tres condiciones diferentes:

- Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la rama ascendente del espectro, ($\mathbf{T}_e < \mathbf{T}_a$), la interacción inercial suelo-estructura puede incrementar o reducir el valor de la ordenada espectral elástica en función de los valores del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema. Mientras que el alargamiento del periodo resulta en una mayor ordenada espectral, el aumento o reducción del amortiguamiento podrá incrementar o reducir las ordenadas de diseño
- Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la meseta del espectro ($\mathbf{T}_a \leq \mathbf{T}_e \leq \mathbf{T}_b$), la interacción inercial suelo-estructura podrá incrementar, reducir o no modificar el valor de la ordenada espectral elástica. La magnitud de la modificación depende de los valores del periodo y amortiguamiento del sistema con base flexible
- Si el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida cae en la rama descendente del espectro, ($\mathbf{T}_b < \mathbf{T}_e$), la interacción inercial reducirá en la mayoría de los casos el valor de la ordenada espectral elástica tanto por el alargamiento del periodo como por la modificación del amortiguamiento.

Adicionalmente, los valores del factor de comportamiento sísmico del sistema con base flexible (Q) y del oscilador de remplazo (\tilde{Q}) son diferentes, por lo que los valores del factor de reducción de fuerzas por comportamiento inelástico correspondientes para ambos sistemas (Q y \tilde{Q}) también serán distintos. Esto introducirá modificaciones adicionales entre las ordenadas espectrales de diseño para ambos sistemas (S'_a y \tilde{S}'_a). Como resultado, la ordenada espectral de diseño del sistema con base flexible (\tilde{S}'_a) podrá ser mayor o menor que la ordenada espectral de diseño del sistema sin efectos inerciales (S'_a), por lo que el cociente \tilde{V}_{01}/V_{01} podrá ser mayor o menor que la unidad. La primera condición representa que las fuerzas internas en el sistema con base flexible serán mayores que aquellas que se presentarían en el sistema sin efectos inerciales. La segunda condición representa que las fuerzas internas en el sistema con base flexible serán menores que las que se presentan en el sistema sin efectos inerciales. La máxima reducción permisible del cortante basal por efecto de interacción inercial suelo-estructura se ha limitado a 25 por ciento del valor calculado para la condición de base rígida. También, se ha restringido el incremento posible del cortante basal por interacción a 25 por ciento.

9.3.2.1 Análisis dinámico modal espectral

Cuando se usó el análisis dinámico modal espectral indicado en 7.2, las modificaciones en las acciones de diseño y fuerzas internas calculadas para el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis podrán ser tomadas en cuenta con espectros de diseño segmentados en dos regiones: mientras que para $T < 0.8\tilde{T}_e$ se deberá utilizar el espectro de diseño para el amortiguamiento de la estructura con base rígida (ζ_e) reducido por Q' y R' de acuerdo con 3.2 y 3.3; para $T \geq 0.8\tilde{T}_e$ se deberán multiplicar las ordenadas de dicho espectro por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} correspondiente a la dirección de análisis. El uso de espectros segmentados queda limitado a estructuras para las cuales los modos fundamentales de vibrar correspondan a modos de traslación horizontal.

Comentario:

Una manera alternativa para introducir las modificaciones producidas por los efectos inerciales es el uso de espectros de diseño modificados (figura C9.3.1). Dado que las modificaciones consideradas en esta Norma están asociadas con el cambio en el cortante basal del primer modo debido a los efectos inerciales, y este cambio es igual a la relación entre las ordenadas espectrales de diseño, es posible introducir los efectos afectando el espectro de diseño con base rígida, multiplicando la ordenada espectral correspondiente al modo fundamental por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} . Siendo que el análisis modal espectral solamente utiliza valores puntuales del espectro correspondientes a cada uno de los modos de vibrar de la estructura, modificar valores del espectro correspondientes a periodos mayores al del modo fundamental no tendrá ningún efecto. Sin embargo, los modos superiores no deben ser modificados, por lo que las ordenadas espectrales correspondientes a estos modos deben ser las del espectro con los parámetros de base rígida. De esta manera, si se multiplican exclusivamente las ordenadas espectrales para el intervalo de periodos $T \geq 0.8\tilde{T}_e$ por el valor del factor \tilde{V}_{01}/V_{01} , se estarán considerando los efectos inerciales solamente en el modo fundamental.

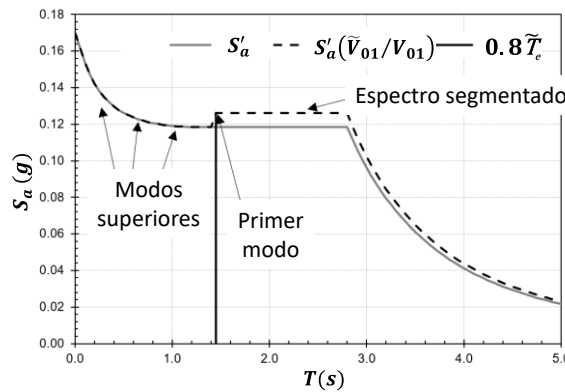


Figura C9.3.1 Espectro de diseño segmentado para introducir las modificaciones por efectos inerciales en el modo fundamental de vibrar

9.3.2.2 Análisis estático

Cuando se aplique el análisis estático del Capítulo 6, la fuerza cortante basal en la dirección de análisis se corregirá por efectos de interacción con la expresión:

$$\tilde{V}_0 = S'_a W_0 - (S'_a - \tilde{S}'_a) W_e \quad (9.3.4)$$

donde W_0 es el peso total de la estructura al nivel del desplante, incluyendo cargas muertas y vivas, W_e es el peso efectivo del modo fundamental de vibrar de la estructura, que puede tomarse igual a $0.7W_0$ cuando el método estático sea aplicable, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a W_0 .

Las fuerzas laterales, momentos torsionantes y momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor \tilde{V}_0/V_0 a fin de incluir los efectos de interacción suelo-estructura, donde $V_0 = S'_a W_0$ es la fuerza cortante basal de la estructura con base rígida. El valor de este factor no se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

Comentario:

Si se usa el análisis estático, el cortante basal modificado por interacción está dado por la ecuación 9.3.4. El término $S'_a W_0$ corresponde al cortante basal de la estructura con base rígida. La contribución de los modos superiores de vibrar queda considerada implícitamente al emplear el peso total de la estructura W_0 (en lugar de su peso efectivo W_e). El término $(S'_a - \tilde{S}'_a) W_e$ representa los efectos de interacción suelo-estructura en el cortante basal, asociados exclusivamente al modo fundamental de vibrar. El signo de este término puede ser negativo, con lo que en lugar de una reducción se establecerá un incremento del cortante basal. Al igual que para el análisis modal, la máxima reducción permisible del cortante basal por efecto de interacción suelo-estructura se ha limitado a 25 por ciento del valor calculado para la condición de base rígida. También, se ha restringido el incremento posible del cortante basal por interacción a 25 por ciento.

9.3.3 Desplazamiento lateral modificado

9.3.3.1 Análisis dinámico modal espectral

Cuando se utilice el análisis dinámico modal espectral de 7.2 para la revisión de las distorsiones de entrepiso, los desplazamientos laterales de la estructura correspondientes al modo fundamental deberán ser calculados como:

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} X_{i1} \quad (9.3.5)$$

donde X_{i1} es el desplazamiento del i -ésimo nivel, calculado usando el modo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida en la dirección de análisis, con el espectro de diseño sin modificar por interacción suelo-estructura.

Las distorsiones calculadas con los desplazamientos obtenidos con la ecuación 9.3.5 deberán superponerse con aquellas establecidas con el espectro de diseño sin modificar por interacción suelo-estructura para los modos superiores de vibrar de la estructura sobre base rígida. Las distorsiones así calculadas deben revisarse de acuerdo con lo indicado en 1.7.

Cuando se utilice el espectro de diseño modificado descrito en 9.3.2.1 para llevar a cabo el análisis dinámico modal espectral, los desplazamientos que se estiman ya consideran la contribución del modo fundamental modificado por efectos de interacción y de los modos superiores sin modificar por este efecto. Debido a ello, las distorsiones obtenidas directamente con este análisis deberán usarse para la revisión de distorsiones de acuerdo con lo indicado en 1.7.

Comentario:

Los desplazamientos asociados exclusivamente con la deformación de la estructura son directamente proporcionales a la magnitud de las fuerzas en la misma y la rigidez lateral del sistema estructural. Dado que la rigidez lateral del sistema estructural no se modifica por los efectos inerciales, la modificación de las deformaciones laterales de la estructura es directamente proporcional a la modificación de las fuerzas, dada por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} . Cuando se utilice el espectro segmentado descrito en 9.3.2.1, las modificaciones en las fuerzas introducidas por los efectos inerciales estarán consideradas directamente en el análisis por lo que los desplazamientos calculados corresponderán a los desplazamientos asociados a la deformación del sistema estructural modificados por efectos inerciales.

Para el cálculo de los efectos de segundo orden y la separación con edificios colindantes, los desplazamientos laterales totales del sistema \tilde{X}_{T1} correspondientes al modo fundamental de vibrar deberán considerar las contribuciones del corrimiento y cabeceo de la cimentación:

$$\tilde{X}_{mi} = \mathbf{R}' \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left[X_{i1} \mathbf{Q} + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_c} \right] \quad (9.3.6)$$

donde V_{01} y M_{01} son la fuerza cortante y el momento de volteo en la base, respectivamente, correspondientes al modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis sin modificar por efectos de interacción suelo-estructura; X_{i1} es el desplazamiento del i -ésimo nivel calculado para el modo fundamental en la dirección de análisis sin considerar la interacción suelo-estructura, K_h y K_c son la rigidez de traslación y de cabeceo de la cimentación, respectivamente (se definen como la fuerza y el momento necesarios para producir un desplazamiento horizontal y una rotación unitarios de la cimentación, respectivamente, calculados conforme a 9.3.5), D es la profundidad de desplante, h_i es la altura del i -ésimo nivel, medida a partir del nivel del terreno, \mathbf{Q} es el factor de comportamiento sísmico, y \mathbf{R}' se establece con 3.3 para el periodo efectivo de la estructura determinado con la ecuación 9.3.8.

Cuando se utilice el espectro de diseño modificado descrito en 9.3.2.1, los desplazamientos laterales totales correspondientes al modo fundamental de vibrar modificado por efectos de interacción suelo-estructura se calcularán como:

$$\tilde{X}_{mi} = \mathbf{R}' \left[X_{i1} \mathbf{Q} + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_c} \right] \quad (9.3.7)$$

donde X_{i1} , V_{01} y M_{01} son el desplazamiento del i -ésimo nivel, el cortante basal y el momento de volteo basal, respectivamente, establecidos directamente con el análisis dinámico modal espectral, que en este caso ya considera para el modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis la interacción suelo-estructura.

Independientemente de si se usa la ecuación 9.3.6 o 9.3.7 para establecer la contribución del modo fundamental de vibrar en la dirección de análisis, la contribución de los modos superiores a los desplazamientos laterales se considerará como en el caso de estructuras con base fija.

Comentario:

Los desplazamientos laterales relativos al terreno modificados por interacción se estiman con la ecuación 9.3.5. Los desplazamientos totales correspondientes al modo fundamental de vibrar en la dirección de interés se estiman con la ecuación 9.3.6 o la 9.3.7. El primer término en estas ecuaciones se refiere a la deformación de la estructura; y el segundo y tercer términos, al corrimiento y cabeceo de la cimentación, respectivamente. El desplazamiento del i -ésimo nivel (X_{i1}), el cortante basal (V_0), y el momento de volteo (M_0), corresponden a la respuesta de la estructura con base rígida. Estas respuestas se multiplican por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} para tomar en cuenta la interacción inercial suelo-estructura. La ecuación supone que el corrimiento y cabeceo de la cimentación se producen en su base. Es por ello por lo que la altura del i -ésimo nivel, considerada en la contribución al desplazamiento del cabeceo de la cimentación, está incrementada por la profundidad de desplante del cimientamiento. Esta profundidad de desplante corresponde a la del cajón de cimentación o a la de la zapata de cimentación. Para el caso de cimentaciones resueltas con base en pilotes de fricción, la profundidad de desplante debe tomarse desde el desplante de la losa de cimentación a la cuál esté ligada la parte superior de los pilotes (cabeza del pilote). Para el caso en que se utilice el espectro segmentado de 9.3.2.1, el cortante basal, el momento de volteo y los desplazamientos asociados con la deformación de la estructura obtenidos del análisis incluirán las modificaciones producidas por los efectos inerciales, por lo que ya no será necesario multiplicarlos por el valor del factor \tilde{V}_{01}/V_{01} .

9.3.3.2 Análisis estático

En el caso que se aplique el análisis estático del Capítulo 6, los desplazamientos totales que considera la contribución de todos los modos de vibrar se calcularán con la ecuación 9.3.6, utilizando los valores \tilde{V}_0 , V_0 , M_0 , X_i calculados con el análisis estático para la dirección de interés en lugar de los correspondientes al modo fundamental de vibrar \tilde{V}_{01} , V_{01} , M_{01} , X_{i1} .

9.3.4 Periodo y amortiguamiento efectivos

En la dirección de análisis, el periodo fundamental de vibrar efectivo del sistema suelo-estructura se determinará como sigue:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_c^2} \quad (9.3.8)$$

donde T_h es el periodo natural de la estructura asociado con su traslación horizontal como cuerpo rígido:

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (9.3.9)$$

y T_c es el periodo natural de la estructura asociado con su cabeceo como cuerpo rígido:

$$T_c = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_c}} \quad (9.3.10)$$

donde H_e es la altura efectiva del sistema estructural, que se tomará como 0.7 de la altura total sobre el desplante, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total sobre el desplante.

Comentario:

El periodo efectivo del sistema suelo-estructura es mayor que el correspondiente a la estructura con base rígida debido a la flexibilidad del suelo. Con rigor, el periodo fundamental de vibrar del sistema debe calcularse mediante iteraciones porque las rigideces K_h y K_c , que modelan la rigidez del suelo, deben evaluarse para una excitación de frecuencia $\omega = 2\pi/\tilde{T}_e$.

En la dirección de análisis, el amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_e$ para el modo fundamental de vibrar del sistema suelo-estructura elástico se determinará con la expresión:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_c}{1+2\zeta_c^2} \left(\frac{T_c}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (9.3.11)$$

donde ζ_e es el coeficiente de amortiguamiento crítico de la estructura con base rígida, ζ_h es el coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal:

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} \quad (9.3.12)$$

y ζ_c es el coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de cabeceo

$$\zeta_c = \frac{\pi C_c}{\tilde{T}_e K_c} \quad (9.3.13)$$

y C_h y C_c son la fuerza y momento necesarios para producir velocidades unitarias de la cimentación en traslación horizontal y cabeceo, respectivamente. En ningún caso se tomará un amortiguamiento efectivo mayor que 0.10 para el caso de un sistema estructural convencional. En caso de que el sistema estructural tenga disipadores de energía o este aislado sísmicamente, el amortiguamiento efectivo usado para el sistema estructural debe considerar las contribuciones de los dispositivos de control.

Comentario:

La modificación del amortiguamiento resulta de la capacidad que tiene el suelo para disipar energía por comportamiento histerético (amortiguamiento del material), la radiación de ondas (amortiguamiento geométrico), y la difracción de las ondas incidentes por la cimentación. Dado que el cabeceo de la cimentación puede incrementar la respuesta relativa del edificio y, por consiguiente, reducir el amortiguamiento aparente, es posible que el amortiguamiento del conjunto suelo-estructura sea menor que el correspondiente a la estructura con base rígida. Este efecto suele ser importante en estructuras esbeltas, que son las más sensibles al cabeceo de la cimentación. Aun cuando numéricamente se pueden establecer amortiguamientos para el sistema con base flexible mayores al 10 por ciento, no existe suficiente evidencia experimental que sustente dichos valores. El valor límite de 10 por ciento se define de tal forma que el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} sea igual a 0.75 si se considera que la modificación del cortante basal se debe solamente al incremento de amortiguamiento.

9.3.5 Rigideces dinámicas y coeficientes de amortiguamiento

Las rigideces de los resortes elásticos, K_h y K_c , y los coeficientes de los amortiguadores viscosos, C_h y C_c , se obtendrán de la tabla 9.3.1 para la frecuencia angular efectiva del sistema, $\omega = 2\pi/\tilde{T}_e$, considerando círculos equivalentes en área y momento

de inercia de la superficie de desplante de la cimentación. Dado que el periodo efectivo \tilde{T}_e depende de los valores de las rigideces de los resortes elásticos, es necesario realizar un proceso iterativo, utilizando como valor inicial el periodo fundamental de vibrar de la estructura con base rígida (T_e). Para los modos de traslación (\mathbf{h}), vertical (\mathbf{v}) y cabeceo (\mathbf{c}), los radios de dichos círculos están dados por:

$$R_h = R_v = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (9.3.14)$$

$$R_c = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (9.3.15)$$

donde A es el área de la superficie neta de la cimentación, e I es el momento de inercia de la superficie neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de cabeceo, perpendicular a la dirección de análisis

Comentario:

El uso de resortes y amortiguadores para considerar la rigidez dinámica del sistema suelo-cimentación es conveniente para representar el comportamiento de un medio continuo (el suelo) en modelos discretos que consideran elementos de tamaño finito (como los que se utilizan comúnmente en la práctica profesional). Es importante enfatizar que la aproximación que se obtiene al utilizar resortes y amortiguadores para representar el suelo depende de la manera en que se determinen sus constantes. Para el caso de la respuesta dinámica, es importante considerar la masa y la rigidez del suelo, así como los posibles mecanismos de disipación de energía del medio en el cálculo de las constantes de rigidez y amortiguamiento.

Para una cimentación rígida, carente de masa y excitada armónicamente, puede definirse la rigidez dinámica del sistema suelo-cimentación como la relación, en estado estacionario, de la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza. Las expresiones para estimarla son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. Sus valores corresponden a las propiedades físicas de los resortes y amortiguadores equivalentes de la cimentación.

La rigidez dinámica del suelo queda restringida a modelos elástico-lineales. Una manera práctica de considerar aproximadamente el comportamiento no lineal del suelo consiste en estimar rigideces y amortiguamientos que sean compatibles con las deformaciones causadas por el movimiento de campo libre. Las no linealidades adicionales debidas a las deformaciones producidas por el movimiento de la estructura pueden despreciarse, ya que para temblores intensos la mayor parte del comportamiento inelástico del suelo se debe a la excitación sísmica y no a la interacción suelo-estructura (Roesset & Scaletti, 1979).

La tabla 9.3.1 resume las ecuaciones para calcular las constantes de los resortes y amortiguadores equivalentes de cimentaciones someras o con pilotes, para diferentes modos de vibrar. Las ecuaciones tienen una forma general única, tanto para cimentaciones someras como para cimentaciones con pilotes. En ellas, el modo de comportamiento de referencia se caracteriza por el subíndice \mathbf{m} . De esta manera, cuando se hace referencia al modo horizontal se considera $\mathbf{m} = \mathbf{h}$; $\mathbf{m} = \mathbf{v}$ para el modo vertical; y para el modo de cabeceo $\mathbf{m} = \mathbf{c}$. Dichas ecuaciones están basadas en los resultados reportados por Gazetas (1991) y Sieffert y Cevaer (1992). En ellas se han despreciado las condiciones de contacto entre el suelo y las paredes de la cimentación (por ejemplo, la separación de las paredes en el caso de cajones, o el remodelo del suelo durante el hincado de pilotes). Los valores de amortiguamiento establecidos conforme a la tabla presentan saltos alrededor de las frecuencias resonantes del estrato, lo que refleja el efecto de las frecuencias críticas en el amortiguamiento por radiación.

Dado que las expresiones incluidas en la tabla 9.3.1 han sido calculadas para cimentaciones circulares, las cimentaciones someras con forma no circular en planta deben ser representadas mediante una dimensión característica correspondiente a los radios de un círculo equivalente (ecuaciones 9.3.14 y 9.3.15). La equivalencia depende del modo de vibrar bajo consideración. Para los modos de vibrar horizontal y vertical (\mathbf{h} y \mathbf{v}) se utiliza el radio de un círculo equivalente con área igual a la de la superficie en planta de la cimentación (ecuación 9.3.14). Para el modo de cabeceo (\mathbf{c}) se debe utilizar el radio de un círculo equivalente en términos de momento de inercia (ecuación 9.3.15).

Cuando la formación de suelo que sobreyace a los depósitos profundos corresponda a un medio estratificado, se deberá representar mediante un estrato homogéneo con espesor H_s y valores de G_s , γ_s , ν_s y ζ_s tales que reproduzca el comportamiento dinámico de la formación estratificada. El espesor H_s debe tomarse hasta los depósitos profundos. Para los valores de γ_s , ν_s y ζ_s , se podrán utilizar promedios ponderados de los estratos correspondientes. Para determinar el valor de G_s serán aceptables cualquiera de los dos procedimientos siguientes:

- 1) Utilizar el promedio ponderado de los valores de G_s de cada uno de los estratos
- 2) Determinar G_s con la expresión:

$$G_s = \frac{16\gamma_s}{g} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (9.3.16)$$

donde γ_s es el promedio ponderado de los pesos volumétricos de los estratos que conforman el medio, T_s es el periodo fundamental del sitio definido conforme a los estipulado en el Apéndice A, y g es la constante de la aceleración de la gravedad.

Los valores de las propiedades del suelo deberán ser congruentes con el comportamiento dinámico (propiedades dinámicas) establecido con los procedimientos indicados en 2.3 y 2.4 de la NTC-Cimentaciones.

Comentario:

Los suelos de las Zonas B y C de la Ciudad de México corresponden principalmente a arcillas saturadas. Las arcillas saturadas tienen comportamientos mecánicos muy diferentes ante condiciones de carga estática a largo plazo y dinámica de corta duración. Dado que las cargas que se considera se producirán durante los eventos sísmicos corresponden a cargas dinámicas de corta duración, es necesario hacer una caracterización del comportamiento de las arcillas bajo estas condiciones, por lo que utilizar las propiedades mecánicas definidas para el comportamiento ante cargas estáticas permanentes es inadecuado.

Las expresiones incluidas en la tabla 9.3.1 están basadas en la respuesta de cimentaciones desplantadas en un suelo homogéneo deformable que sobreyace a una base infinitamente rígida. Para el caso en que el depósito de suelo deformable corresponda a una serie de estratos con distintas características, será necesaria su representación por medio de un estrato homogéneo equivalente. Existen diversas maneras de proponer estratos homogéneos equivalentes a un medio estratificado. Para el caso del cálculo de las rigideces dinámicas, la equivalencia debe darse respecto al comportamiento dinámico del medio. En esta Norma se incluyen dos alternativas. La primera corresponde al uso de un promedio pesado o ponderado del módulo de rigidez al corte de cada uno de los estratos, que se calcula mediante la suma del producto del módulo de rigidez al corte de cada estrato por su espesor dividida entre el espesor total del medio estratificado. Como segunda alternativa, se propone utilizar la ecuación 9.3.16, la cual corresponde al valor del módulo de rigidez al corte necesario para que el medio homogéneo equivalente tenga el mismo periodo fundamental de vibrar que el medio estratificado.

Para el cálculo de los resortes y amortiguadores del sistema suelo-cimentación, se podrán emplear métodos alternos basados en principios establecidos de dinámica de cimentaciones o programas de cómputo especializados, siempre y cuando se demuestre, a satisfacción del Instituto, la pertinencia del modelo adoptado.

El periodo y amortiguamiento efectivos \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$ del sistema suelo-estructura se obtienen de forma iterativa, ya que los valores de K_h y K_c así como de C_h y C_c , cambian con la frecuencia.

Tratándose de estructuras suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, o sobre zapatas aisladas, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se determinarán sumando las contribuciones de las zapatas individuales, mediante las siguientes fórmulas:

$$K_h = \sum K_{hi} \quad (9.3.17)$$

$$K_c = \sum x_i^2 K_{vi} \quad (9.3.18)$$

$$C_h = \sum C_{hi} \quad (9.3.19)$$

$$C_c = \sum x_i^2 C_{vi} \quad (9.3.20)$$

en las que el índice i denota valores correspondientes a la i -ésima zapata; los parámetros K_{vi} y C_{vi} representan la rigidez y el amortiguamiento de la zapata en traslación vertical, respectivamente, y x_i es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación. Las rigideces y amortiguamientos de las zapatas individuales se obtendrán usando el valor de los radios equivalentes que corresponda a la zapata en cuestión.

Comentario:

Para calcular la rigidez global de la cimentación de sistemas suficientemente rígidos cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, o sobre zapatas aisladas, se representa a cada elemento como un resorte independiente. La rigidez de todo el conjunto se calcula considerando el trabajo en paralelo de cada uno de los resortes independientes. De esta manera, la rigidez y el amortiguamiento en la dirección horizontal (ecuaciones 9.3.17 y 9.3.19) se calcula como la suma de los coeficientes de rigidez o amortiguamiento de cada uno de los elementos individuales. Para la rigidez de cabeceo, definida como la relación entre el momento de volteo en todo el sistema y la rotación global referida al centroide del conjunto de resortes, se debe considerar la contribución al momento total de cada uno de los resortes verticales individuales. En la figura C9.3.2 se muestra un grupo de cuatro zapatas aisladas trabajando como un conjunto. La distancia entre el *i*-ésimo elemento y el centroide del arreglo se identifica por x_i . Suponiendo un giro unitario del conjunto, y considerando la teoría de las pequeñas deformaciones, la deformación vertical del elemento *i*-ésimo será x_i y la fuerza vertical (F_i) desarrollada por el *i*-ésimo resorte será $F_i = x_i K_{vi}$. De esta manera, la contribución del *i*-ésimo elemento al momento total estará dado por $M_i = F_i x_i = x_i^2 K_{vi}$

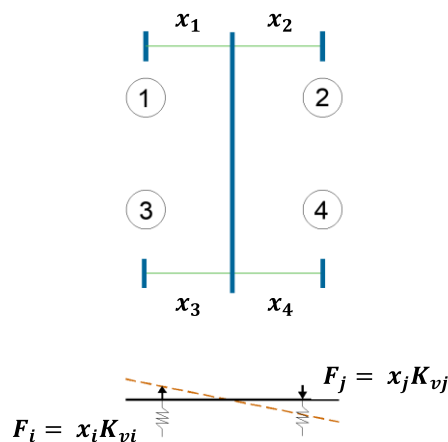


Figura C9.3.2 Representación gráfica de la rigidez rotacional de un conjunto de resortes verticales trabajando en paralelo

En el caso de cimentaciones sobre pilotes o pilas de fricción, su influencia en las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se considerará evaluando las rigideces K_{hi} y K_{vi} y los amortiguamientos C_{hi} y C_{vi} de los pilotes individuales, y combinando estos parámetros con criterios similares a los especificados para el caso de zapatas. En cimentaciones mixtas se sumará la contribución de la losa o del cajón cimentación, a menos que por las condiciones específicas del sistema suelo-cimentación, se demuestre a satisfacción del Instituto que no se puede considerar la contribución de alguno de los sistemas. Será permisible tener en cuenta el efecto de grupos de pilotes usando factores de interacción dinámica.

Comentario:

Cuando se tienen sistemas de cimentación mixtos, resueltos con un conjunto de pilotes de fricción subyacentes a un cajón de cimentación, la rigidez total del sistema se considera como la suma de las rigideces de cada uno de los subsistemas (cajón y pilotes), de la misma forma en que se considera para el cálculo de los asentamientos producidos por cargas verticales. El fenómeno de subsidencia al que está sometido el subsuelo de la Ciudad de México puede modificar esta condición. En aquellos casos en que, por las condiciones de diseño del sistema de cimentación, se espere que la losa de fondo del cajón de cimentación pierda de manera fehaciente el contacto con el suelo, se considerará exclusivamente la contribución del conjunto de pilotes. La mayor contribución a la rigidez de un cajón de cimentación está dada por la transferencia de esfuerzos entre la losa fondo y el suelo, por lo que la pérdida de contacto entre ambos elementos se traducirá en una reducción de la rigidez tal que debe considerarse nula.

Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas de punta desplantados en los depósitos profundos se utilizarán los valores de K_h y C_h calculados con las expresiones para pilotes o pilas de fricción, utilizando las propiedades del suelo del estrato en contacto con el fuste. En la Zona B se supondrá K_c infinita. Cuando se empleen pilotes o pilas de punta en estructuras ubicadas en la Zona C, su influencia en el valor de K_c se considerará usando la ecuación 9.3.21, en la que K_{vi} es la rigidez axial del *i*-ésimo pilote calculada como si su punta no se desplazara verticalmente. En ambos casos, se considerará un valor $C_c = 0$.

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{43G_s R_c^3} + \sum x_i^2 K_{vi}} \quad (9.3.21)$$

donde G_s es el módulo de rigidez medio del suelo del estrato en contacto con el fuste y R_c el radio de giro del cajón o losa de cimentación que una a todos los pilotes, que se calcula con la ecuación 9.3.15.

Comentario:

Las expresiones para el cálculo de la rigidez vertical de cimentaciones profundas incluidas en la tabla 9.3.1 han sido determinadas para pilotes en los cuales el mayor porcentaje de transferencia de carga hacia el suelo se produce en el fuste (pilotes de fricción). Cuando se tienen pilotes en los cuales el mayor porcentaje de carga se transmite por la punta, la rigidez vertical de cada elemento, y por lo tanto la rigidez de cabeceo del conjunto es diferente a la calculada para pilotes de fricción. En la Zona B, los pilotes de punta suelen descansar directamente sobre los depósitos profundos, por lo que la rigidez vertical del pilote depende casi exclusivamente de su deformación estructural axial. La rigidez estructural axial es lo suficientemente grande, para considerar que la rigidez rotacional del conjunto tiende a ser infinitamente grande en casi la totalidad de los casos. Una excepción son las estructuras con relaciones de esbeltez grandes, en las cuales la combinación de la magnitud del momento de volteo con los valores reducidos de brazo de palanca de los pilotes, puede generar que la hipótesis de rigidez rotacional infinita no sea adecuada. En la Zona C la baja rigidez de las arcillas produce que la rigidez vertical de los pilotes ya no pueda considerarse como infinita. La ecuación 9.3.21 considera a un sistema de resortes trabajando en serie. Los resultados obtenidos con esta expresión son razonablemente consistentes con aquellos resultados obtenidos de métodos más rigurosos. Para el caso de la rigidez horizontal, el mayor porcentaje de deformación lateral del pilote se concentra en la porción superior del mismo, por lo que los valores son casi independientes de la condición de apoyo de la punta, y pueden utilizarse las expresiones para pilotes de fricción en el cálculo de la rigidez de los pilotes de punta. Los pilotes de punta disipan muy poca energía, por lo que de manera conservadora se considera que estos sistemas no tienen ninguna capacidad de disipar energía en su modo vertical.

Para el caso en que los pilotes o pilas de punta estén desplantados sobre la primera capa dura, se deberán utilizar modelos que consideren la deformabilidad de la serie arcillosa inferior en el cálculo de la rigidez vertical. Los valores de K_h , C_h y C_c se considerarán de la misma forma que para el caso de pilotes o pilas de punta desplantados en los depósitos profundos.

Comentario:

Cuando los pilotes de punta están desplantados sobre la capa dura, el desplazamiento vertical, y por lo tanto su rigidez, están condicionados por las deformaciones que se producen en el suelo por debajo de la capa dura (serie arcillosa inferior). La rigidez de estos elementos será menor que la calculada para el caso en que los pilotes de punta se encuentran desplantados en los depósitos profundos, por lo que las deformaciones adicionales producidas en la serie arcillosa inferior deben ser consideradas.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 9.3.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes o pilas de fricción

Cimentaciones someras			
$K_m = K_m^0 (k_m - 2\zeta_s \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^0 (\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m) / \omega$; donde $m = h, v, c$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = 2\pi / T_e$			
Parámetros de frecuencia = $\begin{cases} \eta_m = \omega R_m \sqrt{\gamma_s / g G_s} \\ \eta_s = \pi R_h / 2H_s \\ \eta_{pv} = [2(1-\nu_s) / (1-2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_v / 2H_s) \\ \eta_{pc} = [2(1-\nu_s) / (1-2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_c / 2H_s) \end{cases}$			
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2-\nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \times \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$	$k_h = 1.0$	$c_h = \frac{0.65 \zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{hs}^2}; \quad \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1$ $c_h = 0.576; \quad \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{1-\nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \times \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s}\right]$	$k_v = 1.0$	$c_v = 0; \quad \text{si } \eta_v < \eta_{pv}$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu_s)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v}; \quad \text{si } \eta_v \geq \eta_{pv}$
Cabeceo	$K_c^0 = \frac{8G_s R_c^3}{3(1-\nu_s)} \left(1 + \frac{R_c}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_c}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_c = 1 - 0.2 \eta_c; \quad \text{si } \eta_c \leq 2.5$ $k_c = 0.5; \quad \text{si } \eta_c > 2.5, \quad \nu_s \leq 1/3$ $k_c = 1 - 0.2 \eta_c; \quad \text{si } \eta_c > 2.5, \quad \nu_s \geq 0.45$ <p style="text-align: center;">Interpolar linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$</p>	$c_c = \frac{0.5 \zeta_s \eta_{pc}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{pc}^2} \quad \text{si } \eta_{pc} = \eta_c / \eta_{pc} \leq 1$ $c_c = \frac{0.3 \eta_c^2}{1 + \eta_c^2}; \quad \text{si } \eta_{pc} = \eta_c / \eta_{pc} > 1$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 9.3.1 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes o pilas de fricción (Continuación)

Cimentaciones con pilotes			
$K_m = K_m^0 k_m$ y $C_m = 2K_m^0 c_m / \omega$; donde $m = h, v$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = 2\pi / T_e$		$\text{Parámetros de frecuencia} = \begin{cases} \eta = \omega d \sqrt{\gamma_s / g G_s} \\ \eta_s = \pi d / 2H_s \\ \eta_{pv} = 3.4 \eta_s / [\pi(1-\nu_s)] \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$k_h = 1.0$	$c_h = 0.8 \zeta_s$ si $\eta \leq \eta_s$ $c_h = 0.8 \zeta_s + 0.175 (E_p / E_s)^{0.17} \eta$ si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^0 = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \zeta_s$; si $\eta \leq \eta_{pv}$ $c_v = \frac{0.413}{1 + \nu_s} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p / E_s)(L/d)^2} \right) \eta^{0.8}$; si $\eta \geq 1.5 \eta_{pv}$ interpolar linealmente para $\eta_{pv} < \eta \leq 1.5 \eta_{pv}$

Comentario:

Las ecuaciones de la tabla 9.3.1 que corresponden a cimentaciones someras consideran que las deformaciones propias del sistema estructural de la cimentación son lo suficientemente pequeñas para ser despreciadas. Esta es una situación común para zapatas y cajones de cimentación. El segundo conjunto de ecuaciones considera el efecto de las deformaciones propias del sistema estructural de la cimentación. Esta situación suele ser importante en cimentaciones profundas (pilas o pilotes) debido a su flexibilidad lateral. En la tabla **d** denota el diámetro del pilote y, si este es de sección cuadrada, denota el diámetro equivalente; y **L** la longitud del pilote medida desde su unión con la losa, cajón o zapata (cabeza) hasta el nivel de desplante de la punta.

Durante el análisis de efectos de interacción inerciales suelo-estructura, suelen expresarse los resultados en función de la frecuencia de análisis normalizada respecto al tamaño característico de la cimentación y la velocidad de la propagación de ondas. En la tabla 9.3.1 la frecuencia normalizada se denota por la letra η . Para cimentaciones superficiales, la normalización puede hacerse respecto al radio equivalente en términos de área o momento de inercia. Por esta razón, en la tabla 9.3.1 la frecuencia normalizada se define como η_m , en donde para los modos horizontal y vertical ($m = h$ y $m = v$), la frecuencia se normaliza con el radio equivalente en términos de área. Para el modo de cabeceo ($m = c$), la frecuencia se normaliza con el radio equivalente en términos de momento de inercia. En el caso de pilotes, la frecuencia de análisis debe normalizarse con su diámetro.

Un fenómeno importante que frecuentemente es ignorado por el/la Proyectista es que el amortiguamiento por radiación no es activado por debajo de ciertas frecuencias críticas de los depósitos de suelo (Meek y Wolf, 1991). En particular, para frecuencias menores que la primera frecuencia resonante del estrato, los valores de amortiguamiento son muy bajos y corresponden exclusivamente al comportamiento histerético del suelo (el amortiguamiento por radiación es prácticamente nulo para este intervalo de frecuencias). Las frecuencias críticas de un estrato uniforme quedan definidas por sus frecuencias fundamentales de vibrar transversal (η_s) y vertical (η_p), según se trate de oscilaciones de la cimentación en traslación horizontal o cabeceo, respectivamente. Esto se debe a que las oscilaciones de traslación horizontal generan principalmente ondas S, mientras que las de cabeceo originan ondas P.

Se dispone de pocas soluciones confiables que permitan evaluar con sencillez las rigideces y amortiguamientos de pilotes individuales. En la tabla 9.3.1 se consignan ecuaciones para pilotes de fricción, las cuales son aplicables a pilotes flexibles en que $L_p > L_c$, siendo L_p la longitud del pilote; y $L_c = 2d(E_p/E_s)^{0.25}$, su longitud activa (la longitud a lo largo de la cual el pilote trasmite carga lateral al suelo).

En un arreglo de pilotes conectados a una losa rígida es recomendable tener en cuenta el efecto de grupo debido a la interacción que se da entre pilotes a través del suelo. En la mayoría de los casos el efecto de grupo reduce la rigidez del grupo de pilotes y estas reducciones pueden ser importantes (Dobry & Gazetas, 1988). Sin embargo, existen condiciones para las cuales el efecto de grupo puede incrementar la rigidez del grupo de pilotes (Dobry & Gazetas, 1988). En el caso que se decida considerar los efectos de grupo, es posible utilizar el procedimiento de superposición propuesto por Dobry y Gazetas (1988) para pilotes de fricción, usando factores de interacción dinámica que reflejen la influencia de un pilote activo sobre otro pasivo, exactamente como se hace con los factores de interacción estática introducidos por Poulos (1968). Esta metodología está incluida en el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Obras Civiles de la CFE (2015).

9.3.6 Método simplificado

Para estructuras con alturas menores que 30 m que exhiban una relación de aspecto H/B igual o menor que 2.5, desplantadas en la Zona B ó C y con periodos fundamentales de vibrar con base rígida T_e menores que el periodo T_a consignado en 3.1.2, para las cuales no se cuente con información suficiente del suelo de soporte, los efectos inerciales podrán ser tomados en cuenta considerando las propiedades equivalentes definidas en la tabla 9.3.2. Para estimar la relación de aspecto de la estructura se considera la altura total del edificio sobre el nivel de desplante, H , y la menor dimensión en planta del sistema estructural, B . En ningún caso se podrá utilizar valores de \tilde{T}_e mayores que T_b . Se clasificarán como sistemas flexibles aquellos en los que $T_e/H_e \geq 0.05$.

Tabla 9.3.2 Propiedades equivalentes para el método simplificado

Zona sísmica	Sistema	Periodo equivalente (\tilde{T}_e)	Amortiguamiento equivalente ($\tilde{\zeta}_e$)
B	Cualquiera	$2T_e$	0.05
C	Flexible	$2.5T_e$	0.05
	Rígido	$3T_e$	0.05

Comentario:

Los efectos inerciales de la interacción suelo estructura en estructuras rígidas de pocos niveles en suelos blandos suelen incrementar en casi todos los casos las fuerzas de inercia que se producen. Esto sucede porque en este tipo de estructuras, el alargamiento en el periodo por efectos inerciales es significativo. Generalmente este tipo de estructuras tienen un periodo fundamental de vibrar que se encuentra en la rama ascendente del espectro ($T_e < T_a$), por lo que el alargamiento del periodo siempre se traducirá en ordenadas espectrales mayores. Sin embargo, en este tipo de estructuras pequeñas es común que los estudios de mecánica de suelos no sean lo suficientemente extensos para definir las propiedades mecánicas necesarias para calcular los efectos inerciales. En esta edición de la Norma se introduce un procedimiento simplificado para tomar en cuenta los efectos inerciales. Este procedimiento simplificado se basa en considerar los mayores incrementos de periodo esperados en estructuras con alturas menores que 30 m en distintos tipos de suelo. Para ello se realizó un análisis paramétrico de estructuras con diferentes sistemas estructurales (marcos de concreto, marcos de acero y muros de carga de mampostería) en suelos con un intervalo de rigideces esperadas en los suelos de las Zonas B y C de la Ciudad de México ($65 \text{ m/s} \leq V_s \leq 110 \text{ m/s}$). El alargamiento del periodo depende del contraste de rigideces entre la rigidez lateral de la estructura y la rigidez del suelo. Una medida de la rigidez lateral del sistema es la relación que existe entre el periodo fundamental de vibrar (T_e) y la altura sobre el nivel del terreno de la estructura (H_e), por lo que este parámetro es el que se utiliza para clasificar las estructuras como rígidas o flexibles. En la Zona B, la rigidez del suelo permite que las diferencias en el alargamiento del periodo de los sistemas rígidos y flexibles no sea tan significativa. A medida que el sistema estructural es más rígido, los efectos inerciales serán mayores y por lo tanto el alargamiento del periodo. Debido a que se desean determinar los mayores incrementos del periodo, se consideraron cimentaciones superficiales en todos los casos. Existirán casos en los cuales los incrementos de periodo pudieran llevar el modo fundamental de la estructura a la rama descendente, reduciendo las ordenadas espectrales, por lo que en este método simplificado se limita el incremento de periodo a un valor máximo $\tilde{T}_e = T_b$. Los cambios en la fracción de amortiguamiento crítico del sistema son abruptos, dependiendo de la contribución del amortiguamiento por radiación, por lo que realizar un planteamiento simplificado para su cálculo es muy complicado. De esta manera, y de forma conservadora, se considerará que el sistema no sufre cambios en el amortiguamiento por efectos inerciales, dado que para este tipo de estructuras pequeñas el amortiguamiento del sistema con base flexible tiende a ser mayor siempre que el amortiguamiento sobre base rígida. Los resultados obtenidos con este procedimiento serán conservadores, por lo que la evaluación de los efectos inerciales con el procedimiento definido en las secciones previas siempre resultará en menores incrementos de fuerza.

Para el cálculo de los efectos de segundo orden y la separación con edificios colindantes, el desplazamiento del i -ésimo nivel calculado con la ecuación 9.3.5 deberá incrementarse para tomar en cuenta la contribución de los movimientos de cuerpo rígido de la estructura. Con tal fin se le deberá sumar $0.003h_i$ para el caso de estructuras desplantadas en la Zona B, $0.004h_i$ para sistemas flexibles desplantados en la Zona C, y $0.006h_i$ para sistemas rígidos desplantados en la Zona C.

Comentario:

Además del incremento en el periodo, los efectos inerciales producen la aparición de movimientos de cuerpo rígido. De manera conservadora, se utilizan los valores recomendados en la edición 2020 de esta Norma para considerar el incremento en los desplazamientos laterales producido por el cabeceo de la cimentación. De manera similar al alargamiento del periodo, los efectos inerciales en el cabeceo del sistema son mayores para estructuras rígidas.

9.3.7 Análisis dinámico modal espectral con modelos explícitos de la flexibilidad de la base

Se podrán tomar en cuenta los efectos de inerciales de la interacción dinámica suelo estructura con el método de análisis dinámico modal espectral utilizando modelos de análisis que incluyan explícitamente la deformabilidad del suelo. Para ello, se deberá incluir en el modelo numérico la representación de la flexibilidad introducida por la deformabilidad del suelo en las direcciones correspondientes al corrimiento de la cimentación en dos direcciones ortogonales y los cabeceos respecto a los mismos. Los elementos que se introduzcan deberán ser equivalentes a las rigideces dinámicas definidas de acuerdo con 9.3.5.

Se deberán utilizar espectros de diseño segmentados en dos regiones para cada dirección de análisis. Para $T < 0.8\tilde{T}_e$ se deberá utilizar el espectro de diseño calculado para los parámetros \tilde{Q} y ζ_e correspondientes a la estructura con base rígida, mientras que para $T \geq 0.8\tilde{T}_e$ se deberá utilizar el espectro de diseño calculado para los parámetros \tilde{Q} y ζ_e calculados como se indica en 9.3.2 y 9.3.4, respectivamente.

Comentario:

Cuando se introduce explícitamente la deformabilidad del suelo en el modelo de análisis (por ejemplo, con el uso de resortes o módulos de reacción) y se utiliza un análisis modal espectral, los efectos inerciales se reproducen sólo de manera parcial. El modelar la flexibilidad del suelo en un análisis modal espectral reproduce exclusivamente el alargamiento del periodo estructural y la contribución al desplazamiento lateral de los movimientos de cuerpo rígido. Las modificaciones al amortiguamiento y al comportamiento inelástico deben ser representadas en el espectro de diseño. Algunos programas de análisis cuentan con la posibilidad de modelar fuentes adicionales de amortiguamiento (por ejemplo, amortiguadores viscosos) y traducir su efecto en modificaciones al espectro considerado. Dado que el SASID permite el cálculo de espectros de diseño con diferentes valores de amortiguamiento, y que el cálculo de estos espectros se basa en las condiciones específicas de los efectos de sitio y del ambiente sísmico de la ciudad, se recomienda utilizar estos espectros con el valor de amortiguamiento equivalente calculado de acuerdo con 9.3.4 en lugar de utilizar las opciones automatizadas de los programas de análisis. Conforme a lo indicado en ese inciso será necesario considerar, en caso de que el sistema estructural tenga disipadores de energía o este aislado sísmicamente, las contribuciones de los dispositivos de control al amortiguamiento efectivo.

Para el cálculo de los desplazamientos requeridos para hacer la revisión de distorsiones de acuerdo con 1.7, se deberá restar la contribución del corrimiento y cabeceo de la base a los desplazamientos obtenidos directamente del análisis dinámico modal espectral.

Los desplazamientos obtenidos directamente del modelo de análisis deben utilizarse, de acuerdo con lo planteado por la ecuación 9.3.7, para calcular los desplazamientos totales que se usan para estimar los efectos de segundo orden y la separación con edificios colindantes. En congruencia, primero se deben multiplicar los desplazamientos obtenidos directamente del análisis por R^t ; y segundo, se deben multiplicar por Q los desplazamientos asociados a la deformación del sistema estructural. Finalmente, los desplazamientos totales del sistema estructural se obtienen al añadir a los desplazamientos asociados a la deformación del sistema estructural, las contribuciones del corrimiento y cabeceo de la base.

9.3.8 Análisis dinámico paso a paso

Para el caso en que se emplee el método de análisis dinámico modal paso a paso o el análisis dinámico no lineal paso a paso, de acuerdo con lo indicado en 7.3 y 7.4, respectivamente, se deberá incluir en el modelo numérico la representación de la flexibilidad y el amortiguamiento introducido por la deformabilidad del suelo en las direcciones correspondientes al corrimiento de la cimentación en dos direcciones ortogonales y los cabeceos respecto a los mismos. Los elementos que se

introduzcan deberán ser equivalentes a las rigideces dinámicas y coeficientes de amortiguamiento definidas de acuerdo con 9.3.5.

Comentario:

A diferencia del análisis modal espectral, en los análisis dinámicos paso a paso todos los efectos de la interacción inercial deben ser introducidos en el modelo de análisis. Para ello, además de la representación de la flexibilidad del suelo se deberá modelar de manera explícita el amortiguamiento adicional que introducirá el sistema suelo-cimentación. Existen diversas alternativas, una de ellas es el modelar explícitamente un conjunto de amortiguadores viscosos con valores iguales al de las constantes de amortiguamiento definidas con las expresiones de la tabla 9.3.1. Otra alternativa es definir como amortiguamiento global del sistema el valor de amortiguamiento del sistema equivalente calculado como se indica en 9.3.4. Respecto a las modificaciones en el comportamiento inelástico, los análisis dinámicos no lineales reproducen las condiciones de comportamiento no lineal del sistema con base flexible, por lo que no es necesario realizar ninguna consideración adicional.

Los efectos del amortiguamiento podrán ser incluidos en el modelo estructural mediante modelos de amortiguamiento que reproduzcan la fracción de amortiguamiento crítico efectivo del sistema en los modos fundamentales de las dos direcciones ortogonales.

9.4 Modelos numéricos

Se podrán utilizar modelos numéricos que representen tanto el suelo como la estructura de manera explícita para determinar los efectos de interacción suelo-estructura cuando se lleve a cabo un análisis dinámico paso a paso de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 7. Los movimientos del terreno utilizados deberán ser definidos para los depósitos profundos o el macizo rocoso que se considere como base del modelo numérico y ser congruentes con los requerimientos de 7.4.1. En el caso que se utilicen este tipo de modelos se deberán seguir las siguientes recomendaciones:

- a) Indicar las propiedades mecánicas del suelo que se utilizan en el modelo, incluyendo el peso volumétrico, relación de Poisson, módulo de elasticidad, módulo de rigidez al corte, amortiguamiento, y el modelo constitutivo utilizado junto con los parámetros que lo definan, así como de las demás propiedades necesarias para definir los materiales en el modelo utilizado; y documentar la consideración de si el material es considerado isotrópico, ortotrópico o anisotrópico. Las propiedades deberán ser indicadas para cada uno de los estratos o unidades geotécnicas consideradas. Los parámetros del suelo deberán estar debidamente sustentados en pruebas experimentales, ya sean de campo o laboratorio, y en su caso, en correlaciones aplicables a la zona del sitio del proyecto
- b) Indicar con claridad las características geométricas del modelo numérico (tamaño de malla, condiciones de frontera, dimensiones totales del modelo de suelo, etc.)
- c) Calibrar los resultados obtenidos del modelo del suelo en ausencia de la estructura con los resultados obtenidos a partir de programas o metodologías específicas para determinar la propagación de ondas. Se deberá asegurar que el modelo numérico reproduzca de manera adecuada al menos los periodos fundamentales de vibrar en el sitio y las amplificaciones dinámicas producidas por el suelo. Esta comparación se podrá realizar por medio de funciones de transferencia, respuestas en superficie, periodos de vibrar, amplificaciones, entre otras
- d) Calibrar la respuesta del modelo de la superestructura con base rígida con modelos desarrollados en programas o metodologías específicas para el análisis estructural. La comparación se deberá realizar al menos en términos de los periodos de vibrar de los modos que deben ser considerados en el cálculo de la respuesta, de acuerdo con lo estipulado en 7.2 y de las fuerzas internas producidas por una excitación congruente con el tipo de análisis a utilizar en el modelo integral (espectro de diseño, espectro de peligro uniforme, movimientos del terreno, etc.)
- e) El periodo del modelo integral que considere tanto al suelo como a la estructura no deberá diferir en más de 10 por ciento del periodo obtenido con la ecuación 9.3.8. El promedio de las fuerzas cortantes en la parte inferior de las columnas de planta baja en cada una de las direcciones principales no podrá diferir en más de un 10 por ciento de aquellos definidos con un modelo de la estructura consistente con los requerimientos de 7.4.2
- f) El cociente del cortante basal correspondiente al modo fundamental de vibrar obtenido en cada una de las direcciones principales con el modelo con interacción (\bar{V}_{01}) y el cortante basal del modo fundamental de vibrar en cada una de las direcciones del modelo con base rígida (V_{01}) no podrá ser ni menor que 0.75 ni mayor que 1.25.

Comentario:

El uso de modelos numéricos para representar tanto la estructura como la formación de suelo se reconoce en la presente edición de esta Norma. Los resultados obtenidos de estos modelos son muy sensibles a una gran variedad de parámetros y consideraciones como son: los modelos constitutivos del suelo, el tamaño de los elementos finitos, el modelo que se considere para representar el amortiguamiento en el suelo, las condiciones de frontera en el

modelo para representar la condición de irradiación de ondas al infinito, las condiciones de contacto entre la estructura y el suelo, los criterios de consideración tanto de la masa del suelo como de la masa de la estructura, el método de solución utilizado (análisis modal, análisis por integración directa, etc.), entre otras. Dada la complejidad y gran cantidad de consideraciones, variables y aproximaciones que se pueden utilizar, se ha planteado que para la revisión de los resultados obtenidos con este tipo de modelos se usen los criterios enlistados con los siguientes objetivos:

- a) El requisito a) tiene la intención de permitir una revisión detallada por parte de un tercero, de las condiciones y propiedades del suelo utilizadas. Los resultados de los modelos integrales son sumamente sensibles al tipo de modelado del suelo y las propiedades mecánicas que se utilicen.*
- b) El requisito b) tiene como objetivo identificar si las hipótesis y características generales del modelo numérico son adecuadas*
- c) El requisito c) tiene como objetivo evaluar la validez de la estrategia de modelado del suelo. Cuando se utilizan modelos de elementos finitos, en los cuales se suelen considerar modelos de amortiguamiento tipo Rayleigh, es sumamente complicado reproducir las condiciones reales de amortiguamiento que se presentan en los medios continuos. Adicionalmente, el tamaño de los elementos y las condiciones de frontera pueden influir significativamente en la calidad de los resultados. Por esto se solicita que se comparen los resultados obtenidos del modelo de elementos finitos, con aquellos obtenidos con técnicas y metodologías que se basen en la resolución directa de la ecuación de onda y que integran modelos más representativos del amortiguamiento del suelo.*
- d) El requisito d) tiene como objetivo evaluar la validez del modelo estructural. En muchos de los programas que permiten realizar modelos de elementos finitos del suelo y la estructura, las definiciones de las cargas estructurales y las masas asociadas a éstas suelen ser distintas a las que se utilizan en los programas de análisis estructural convencionales. Es por ello por lo que se solicita una comparación del modelo estructural a utilizarse en el modelo integral con un modelo estructural realizado en los programas de análisis estructural convencionales.*
- e) El requisito e) tiene la intención de orientar al diseñador respecto a los órdenes de magnitud que puede esperar en los cambios de la respuesta estructural con el método simplificado incluido en esta Norma.*
- f) En el requisito f) se incluyen límites permisibles en el incremento, pero sobre todo en la reducción de los elementos mecánicos producidas por los efectos de interacción suelo-estructura, al igual que se hace para el método simplificado.*

Espacio en blanco dejado de manera intencional

10. ESTRUCTURAS EXISTENTES

Para la evaluación de la seguridad estructural de un edificio existente, así como para su rehabilitación sísmica, se deben seguir las indicaciones de las NTC-Evaluación y Rehabilitación.

Comentario:

Debido a las muchas particularidades que deben ser tomadas en cuenta durante la evaluación estructural de un sistema estructural existente, así como, en su caso, para su rehabilitación sísmica, se elaboraron en este ciclo normativo las Normas Técnicas Complementarias para Evaluación y Rehabilitación de Edificios Existentes del Reglamento.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

11. METODOLOGÍAS DE DISEÑO BASADAS EN EL CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Podrán usarse criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral de la edificación si se demuestra, a satisfacción del Instituto, la pertinencia de la metodología de diseño utilizada y se cumple con las disposiciones de la NTC-Revisión en lo referente a la revisión del proyecto estructural. Lo anterior requerirá de una evaluación basada en desempeño conforme a lo que indica el Capítulo 14, que establezca con claridad los valores aceptables de los desplazamientos laterales y del daño estructural para las intensidades sísmicas de interés de acuerdo con lo indicado en 1.1. Los análisis se realizarán con los criterios y procedimientos establecidos en 7.3 y 7.4.

Comentario:

Los requisitos de esta Norma tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a los sistemas estructurales diseñados conforme a ellas, de tal manera de satisfacer el propósito y alcance establecido en 1.1. Es importante destacar que este cuerpo normativo no ha sido establecido con el fin de prevenir el uso de materiales y dispositivos innovadores, y desincentivar el uso de métodos de diseño y construcción que no estén explícitamente cubiertos por sus requerimientos de diseño.

Es posible utilizar criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral para el diseño de sistemas de control, y de cualquier otro tipo de dispositivo o miembro que no pueda diseñarse de manera pertinente con un formato basado en fuerzas. También será posible usar estos criterios para plantear sistemas estructurales con desempeño sísmico superior al contemplado en 1.1, como sería el caso de un diseño basado en resiliencia enfocado a minimizar pérdidas y satisfacer para la intensidad sísmica base de diseño el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, o el caso de un nivel de desempeño intermedio entre Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida.

El uso de criterios de diseño basados en el control de desplazamiento requiere del uso del análisis dinámico paso a paso y de la aceptación por parte del Instituto de la pertinencia de la solución propuesta. Debe cumplirse con las disposiciones de la NTC-Revisión en lo referente a la revisión del proyecto estructural.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

12. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON DISIPADORES DE ENERGÍA

12.1 General

Este Capítulo debe aplicarse al diseño sísmico de edificios con disipadores de energía; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a la de los edificios.

12.1.1 Propósito y alcance

De acuerdo con lo indicado en la tabla 12.1.1, los requisitos de esta Norma tienen como propósito obtener una estructura con disipadores de energía que exhiba un comportamiento adecuado tal que satisfaga el siguiente objetivo de diseño:

- a) Para la intensidad sísmica base de diseño, se limite la respuesta de los elementos estructurales del sistema primario de tal manera que satisfaga el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Los disipadores de energía deben diseñarse y fabricarse para permanecer con daño controlado de acuerdo con los criterios establecidos en el Apéndice B.

Además de cumplir con lo especificado en este Capítulo, el diseño de un sistema estructural con disipadores de energía debe contar con aprobación del Instituto, y debe cumplir con las disposiciones de la NTC-Revisión en lo referente a la revisión del proyecto estructural.

Tabla 12.1.1 Matriz de objetivos de diseño para estructuras con disipadores de energía

Intensidad Sísmica de Diseño ^[1]	Niveles de Desempeño ^[1]			
	No Estructural	Estructural		
	Limitación de Daño	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente				
Base de Diseño		6) Estructuras con disipadores de energía. Revisión de distorsiones y diseño por resistencia ($Q = 1$)		
Infrecuente				

^[1] De acuerdo con lo indicado en 1.1 y la tabla 1.1a.

Comentario:

Los sistemas estructurales con disipadores de energía deben diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño, y se espera que satisfagan el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para la intensidad sísmica infrecuente. Es importante notar que los requerimientos de diseño contenidos en este Capítulo conllevan niveles de desempeño asociados a menores niveles de daño estructural en relación con los considerados para el diseño de las estructuras del Grupo B.

El objetivo de diseño considerado para estructuras con disipadores de energía se identifica en la tabla 12.1.1 con el número 6, que corresponde con la numeración asignada a él en el texto normativo. En la tabla también se indica de manera resumida la manera en que debe considerarse durante el diseño dicho objetivo de diseño. Es importante resaltar que, para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, los disipadores de energía deben permanecer con daño controlado, de tal manera que no deban ser sustituidos después de la ocurrencia de la intensidad sísmica Base de Diseño. Esto tiene diferentes implicaciones según el tipo de disipador que se utilice. Considere primero el caso de un dispositivo dependiente del desplazamiento que disipe energía como consecuencia del comportamiento histerético de un metal. A pesar de que, para este caso, las demandas de comportamiento plástico darán lugar a daño estructural, la capacidad del dispositivo metálico para acomodar las demandas máximas y acumuladas de ductilidad debe ser tal que no deba ser sustituido después de la ocurrencia de un sismo con la intensidad sísmica base de diseño. En el caso de un disipador dependiente de la velocidad, los requerimientos para su diseño suelen conllevar que permanezca sin daño ante la eventualidad de un sismo con la intensidad sísmica base de diseño.

Existen diversos dispositivos para controlar la respuesta sísmica de las estructuras; entre ellos, los disipadores de energía, los aisladores sísmicos, los amortiguadores de masa resonante, o una combinación de estos. Debido a que el comportamiento de las estructuras equipadas con este tipo de dispositivos es diferente al de las estructuras convencionales, es necesario plantear requerimientos técnicos específicos para su análisis y diseño. Es por ello por lo que, mientras en este Capítulo se proporcionan requerimientos para el diseño de sistemas estructurales con

disipadores de energía, el Capítulo 13 incluye requerimientos para el caso de sistemas estructurales con aislamiento sísmico.

Aunque excepcionalmente podría considerarse el uso de disipadores de energía para el caso de sistemas estructurales que permitan comportamiento no lineal (ligero o moderado) en el sistema primario, los requerimientos de esta Norma se enfocan al caso en que el sistema primario permanece esencialmente elástico.

12.1.2 Criterios de análisis, aceptación e inspección

12.1.2.1 Criterios Generales

Los disipadores de energía deben diseñarse para:

- a) Resistir las acciones no sísmicas, tales como las debidas al viento y desplazamientos inducidos térmicamente, sin fallar por fatiga ni perjudicar a la superestructura
- b) Resistir la fuerza interna máxima que desarrollen para las distorsiones de diseño bajo la consideración, en su caso, de las fuerzas internas y deformaciones producto de las cargas gravitacionales
- c) Proporcionar el amortiguamiento suficiente y, en su caso, la rigidez lateral necesaria, para controlar para la intensidad sísmica base de diseño y dentro de límites que garanticen el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, los desplazamientos y distorsiones de diseño.

Cuando se usen dispositivos de fricción, no se permite que la superficie bimetálica en la zona de interfaz deslizante quede expuesta al medio ambiente.

Comentario:

Esta Norma considera el uso de disipadores de energía con el fin de atenuar los efectos de la componente horizontal de la excitación sísmica en el sistema primario. Dentro de este contexto, no se considera explícitamente dentro del proceso de diseño la componente vertical de dicha excitación.

En casos particulares, otras cargas activas, tales como viento o cambios de temperatura, pueden llegar a regir el diseño del sistema secundario. Para evitar la falla de disipadores de energía propensos a la fatiga, es importante que resistan las fuerzas del viento sin desarrollar deslizamiento, movimiento o deformaciones no lineales.

Aunque esta Norma considera la posibilidad de usar la fricción que se desarrolla en una superficie bimetálica para disipar energía, prohíbe que dicha superficie quede expuesta a la intemperie. Estudios recientes han mostrado que dos superficies metálicas en contacto pueden llegar a unirse de manera espontánea. Dado que esto impediría el deslizamiento relativo entre ellas, no se permite el uso de dispositivos cuya capacidad de disipación de energía dependa del deslizamiento de superficies expuestas metal-metal.

12.1.2.2 Consideraciones generales

Los requisitos de este Capítulo tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a sistemas estructurales con disipadores de energía, y cubren el diseño de disipadores pasivos dependientes del desplazamiento, de la velocidad, o de una combinación de ambas. Los requisitos no han sido establecidos con el fin de restringir el uso de disipadores de energía que no sean contemplados explícitamente por esta Norma. El uso de disipadores de energía no convencionales deberá quedar ampliamente sustentado por medio de ensayos de laboratorio, según se especifica en el Apéndice B, y una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con el Capítulo 14 que demuestren, a satisfacción del Instituto, la pertinencia de la solución adoptada en términos de su desempeño y seguridad estructural.

Un sistema estructural con disipadores de energía consiste en un sistema primario, cuya función es resistir las fuerzas gravitacionales y aportar sismo-resistencia, y un sistema secundario, conformado por el conjunto de disipadores de energía y sus elementos de soporte y conexiones al sistema primario, que aporta capacidad suplementaria de disipación de energía y en ocasiones, rigidez lateral, y que por lo general no se diseña para resistir fuerzas gravitacionales.

Un sistema estructural con disipadores de energía debe cumplir con los requisitos establecidos en 1.2. Los elementos estructurales del sistema primario, así como los de la cimentación, deben diseñarse como se hace en el caso de una estructura convencional, bajo la consideración de las acciones de diseño obtenidas con el método de análisis que aplique según 12.2.1.

Cuando de manera adicional al diseño por sismo de acuerdo con esta Norma, se diseñen disipadores de energía para controlar vibraciones por viento, deberán seguirse las indicaciones de la NTC-Viento, y llevarse a cabo ensayos adicionales de acuerdo con el Apéndice B y una revisión explícita de la respuesta del sistema estructural ante esas vibraciones.

Los requisitos de diseño discutidos en este Capítulo deberán ser usados para casos en que se decida usar disipadores de energía como estrategia para la rehabilitación estructural de un edificio existente. En este caso, el sistema estructural existente se considera un sistema primario al que se añade un sistema secundario, conformado por el conjunto de disipadores de energía y sus elementos de soporte y conexiones al sistema estructural existente. Además de lo indicado en este Capítulo, deberá documentarse, a satisfacción del Instituto, el procedimiento constructivo y la conexión de los dispositivos al sistema estructural existente.

Cuando se utilicen disipadores de energía para complementar la capacidad de disipación de energía de un sistema de aislamiento sísmico, las acciones de diseño para los disipadores se determinarán de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 13.

Comentario:

Los requisitos de este Capítulo fomentan el uso de disipadores de energía en sistemas estructurales con regularidad estructural y capacidad para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño. Aunque no se prohíbe el uso de sistemas estructurales irregulares y opciones como sistemas primarios que desarrollen comportamiento no lineal, esta Norma impone para estos casos una serie de limitaciones, y la necesidad de documentar cuidadosamente las consideraciones de diseño a satisfacción del Instituto.

A los disipadores de energía dependientes del desplazamiento se les conoce también como histeréticos. Entre los más comunes están los dispositivos de fricción, y los que basan la disipación de energía en la fluencia de un metal (por ejemplo, contravientos restringidos contra pandeo, y dispositivos tipo ADAS o TADAS). Dentro de los disipadores de energía dependientes de la velocidad se encuentran los viscosos, que pueden ser lineales o no lineales. En algunos casos, la fuerza interna del dispositivo depende tanto del desplazamiento como de la velocidad relativos entre sus extremos. Ejemplo de este tipo de dispositivos son los viscoelásticos.

Esta Norma no incluye requerimientos para otro tipo de disipadores de energía, denotados aquí como no convencionales, como lo pueden ser los sintonizadores de masa resonante y los dispositivos con memoria de forma. Cuando se usen este tipo de disipadores de energía, esta Norma impone la necesidad de documentar cuidadosamente las consideraciones de diseño a satisfacción del Instituto.

12.1.2.3 Enfoque de diseño

El sistema primario debe usar una de las estructuraciones bajo consideración en las tablas 4.3.1 y 4.3.2, y debe diseñarse para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño, lo que implica que permanezca esencialmente elástico para esta intensidad. Para ello, el sistema secundario debe diseñarse, fabricarse e instalarse de tal manera que soporte las acciones producto de la intensidad sísmica base de diseño sin presentar falla, ya sea, entre otras razones, por inestabilidad, fatiga o agotamiento de la capacidad de deformación lateral de los disipadores de energía. Después de la ocurrencia de la intensidad sísmica base de diseño, los disipadores de energía deben exhibir daño controlado según los criterios definidos en el Apéndice B.

En el diseño del sistema secundario se deberá considerar explícitamente:

- 1) Los efectos de envejecimiento, fatiga, exposición a la humedad y contaminación, y deformaciones permanentes, en las propiedades mecánicas de diseño de los disipadores de energía
- 2) La posible adhesión entre las partes del disipador de energía debida a corrosión, biodegradación, humedad, o algún otro agente que propicie dicha adhesión durante la vida útil del dispositivo
- 3) La variación de las propiedades mecánicas en función de parámetros como la velocidad de carga y la temperatura ambiente, entre otros; así como la posible degradación de estas propiedades en presencia de varios ciclos de carga
- 4) Que los elementos disipadores de energía, así como los elementos que los soportan, no queden sometidos a esfuerzos para los que no fueron diseñados, como lo son esfuerzos fuera del plano, flexión, u otros que puedan cambiar su comportamiento ante cargas cíclicas
- 5) Las acciones de diseño por viento
- 6) Resistencia al fuego.

Está Norma no contempla la posibilidad del diseño de sistemas estructurales en que el sistema primario desarrolle comportamiento no lineal. Para este caso, deberá justificarse a satisfacción del Instituto los valores del factor de comportamiento sísmico Q , el valor del amortiguamiento, y la distorsión límite que se propongan, y llevar a cabo una evaluación basada en desempeño de acuerdo con el Capítulo 14, que demuestre la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Comentario:

El diseño por sismo de los disipadores de energía debe tomar en cuenta explícitamente que estos deben funcionar correctamente bajo la consideración de las condiciones ambientales a las que estarán expuestos durante su vida útil. Será necesario documentar y tomar las precauciones adicionales del caso, que garanticen su buen comportamiento estructural, cuando queden sometidos a condiciones de uso y ambientales excepcionales. En el Apéndice B se especifican con detalle algunas de las condiciones que deben revisarse para el diseño de los disipadores.

Es frecuente ubicar disipadores de energía entre la parte superior de un muro o ensamblaje metálico configurado en “V” invertida (tipo “Chevron”) y la parte inferior de una viga. En estos casos se debe prever que no se transmitan cargas verticales al disipador, con el fin de que no altere su correcto funcionamiento.

Esta Norma no toman en cuenta la posibilidad de considerar estructuras de mampostería o madera con disipadores de energía.

12.1.2.4 Combinaciones de carga

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten del análisis ante cargas laterales se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen la NTC-Criterios.

Las distorsiones y fuerzas internas de diseño se estiman para el espectro elástico sin reducir correspondiente a la intensidad sísmica base de diseño, reducido por R' según 3.2 y 3.3, y obtenido para el sitio de acuerdo con 3.1. Las ordenadas espectrales no se modifican en función del grupo al que pertenezca la estructura según 1.4 con fines de estimar las distorsiones y fuerzas internas de diseño.

Comentario:

Para el diseño por sismo de una estructura convencional del Grupo A, la edición anterior de esta Norma requería multiplicar las ordenadas espectrales correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño por un factor de importancia. Esto se hacía con el fin de diseñar para ordenadas espectrales mayores que implícitamente conllevaban una intensidad sísmica con periodo de retorno mayor, lo que implicaba dar un mayor nivel de seguridad estructural y la posibilidad (que no se revisaba explícitamente) de satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño. El diseño de cualquier estructura equipada con disipadores de energía, independientemente de su importancia, considera explícitamente el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño, de tal manera que la edición actual de esta Norma ya no considera necesario usar un factor de importancia para lograr el objetivo de diseño indicado en la tabla 12.1.1.

12.1.2.5 Acciones mínimas de diseño

Independientemente de si el edificio pueda analizarse, de acuerdo con 12.2.1, con el método estático, debe llevarse a cabo un análisis estático en conformidad con lo indicado en 12.2.1.1 para establecer las acciones mínimas de diseño que se indican en la tabla 12.1.2.

Tabla 12.1.2 Acciones mínimas de diseño y distorsiones límite para sistemas estructurales con disipadores de energía

Parámetro de Diseño	Análisis Estático	Análisis Modal Espectral		Análisis Dinámico Paso a Paso	
		Estructura Regular ^[1]	Estructura Irregular ^[1]	Estructura Regular ^[1]	Estructura Irregular ^[1]
Cortante basal	V_{bD} ^[2]	0.8 V_{bD}	V_{bD}	0.6 V_{bD}	0.8 V_{bD}
Distorsión límite	γ_{OI} ^[3]	1.1 γ_{OI}	γ_{OI}	1.5 γ_{OI}	1.2 γ_{OI}

^[1] Conforme a lo indicado en 12.1.3.3.1

^[2] Calculado con la ecuación 12.2.1^[3] De acuerdo con las tablas 4.3.1 y 4.3.2*Comentario:*

Aunque la comunidad de ingeniería estructural ha documentado que los sistemas con disipadores de energía han exhibido un desempeño sísmico notable en sismos recientes de muy alta intensidad, el comité encargado de redactar esta Norma consideró importante limitar las posibles reducciones que pueden obtenerse, tanto en las distorsiones como fuerzas internas de diseño, cuando se usan disipadores de energía. Por tanto, siempre será necesario llevar a cabo un análisis estático del sistema con disipadores de energía, con el fin de establecer valores mínimos de referencia para el cortante basal y la distorsión máxima.

12.1.2.6 Requisitos de construcción e inspección

El sistema estructural con disipadores de energía debe construirse bajo la consideración explícita de:

- a) Las tolerancias constructivas requeridas para el buen funcionamiento de los disipadores de energía
- b) La necesidad de un acceso rutinario a los disipadores de energía
- c) La necesidad de contar con preparaciones para permitir el reemplazo seguro de los disipadores de energía.

Deben inspeccionarse los disipadores de energía y sus conexiones después de cada sismo importante, pero sin que el lapso entre dos revisiones consecutivas exceda cinco años.

Comentario:

De acuerdo con lo establecido en el Apéndice B, el/la Proyectista debe establecer un programa de inspección, mantenimiento y ensayos para cada tipo de disipador de energía para garantizar que estos dispositivos respondan de manera confiable durante toda su vida útil.

La definición de sismo importante se encuentra en la Notación de esta Norma.

Entre las preparaciones que pueden considerarse para el reemplazo de dispositivos se considera, sin limitación, el uso de conexiones atornilladas que permitan un reemplazo rápido y seguro.

12.1.2.7 Control de calidad

Los disipadores de energía deberán ser sometidos a un programa de verificación de control de calidad de acuerdo con lo establecido en el Apéndice B. Los resultados de este programa deben quedar adecuadamente reportados en la documentación del proyecto.

Comentario:

Los disipadores de energía deben cumplir con las propiedades establecidas en las Especificaciones de Diseño dentro de los márgenes de tolerancia establecidos en el Apéndice B. Lo anterior deberá quedar confirmado en un reporte elaborado por un laboratorio independiente.

12.1.2.8 Elementos no estructurales y contenidos

Con fines de revisar, cuando se considere relevante, la seguridad sísmica de equipos y contenidos cuya falla pudiera generar pérdidas económicas cuantiosas o la inhabilitación de funciones requeridas para la seguridad de la construcción o de las personas que la ocupan; y los elementos no estructurales, así como sus conexiones y soportes, deben usarse los requerimientos de 14.2.3 con las aceleraciones absolutas y distorsiones máximas de entrepiso estimadas con un análisis dinámico paso a paso según lo establecido en 12.2.4.

12.1.2.9 Separación de edificios colindantes

El sistema estructural con disipadores de energía debe cumplir con lo indicado en 1.8.

12.1.3 Criterios globales de análisis y diseño

Para el análisis y diseño de estructuras equipadas con disipadores de energía se usará $Q = 1$, lo que corresponde al caso en que el sistema primario permanece elástico para la intensidad sísmica base de diseño. Se permite el uso de metodologías basadas en control de desplazamientos siempre que se cumpla con los requisitos del Capítulo 11.

12.1.3.1 Análisis estructural

El análisis del sistema estructural con disipadores de energía se hará de acuerdo con lo indicado en 12.2, bajo la consideración de la condición de regularidad del sistema estructural establecida de acuerdo con 12.1.3.3.1.

Comentario:

Las implicaciones de irregularidad en un sistema estructural con disipadores tienen que ver más con el tipo de análisis a seleccionar y la optimización del diseño. Se considera que los valores de distorsión límite considerados en 12.1.3.3.3 y la tabla 12.1.2, junto con el uso de $Q = 1$ con fines de diseño limitan los efectos desfavorables de la irregularidad estructural en el desempeño del sistema estructural con disipadores.

12.1.3.2 Sistema secundario

12.1.3.2.1 Propiedades Mecánicas

Los disipadores de energía deben cumplir los requisitos especificados en este Capítulo, y fabricarse de acuerdo con lo indicado en el Apéndice B. Las propiedades mecánicas usadas para modelar los disipadores de energía con fines de análisis deben verificarse con pruebas experimentales de acuerdo con lo indicado en dicho Apéndice.

Conforme a lo indicado en el Apéndice B, se requiere que la capacidad última de deformación de los disipadores de energía sea mayor en 20 por ciento que la requerida por los análisis, y que estos sean capaces de resistir las fuerzas internas que desarrollen para esa condición combinadas con aquellas que resulten de acciones diferentes al sismo que puedan afectar el comportamiento del dispositivo.

Para la revisión de la capacidad resistente de disipadores dependientes del desplazamiento y del sistema primario, deberán considerarse la mayor y menor fuerza sísmica de las que resulten de las siguientes tres condiciones:

- Las fuerzas internas máxima y mínima en los disipadores estimadas con los análisis para la intensidad sísmica base de diseño
- La fuerza que desarrolla el disipador, estimada con una envolvente de comportamiento establecida de acuerdo con sus propiedades estructurales esperadas, para una deformación que sea mayor en 20 por ciento que la requerida por los análisis
- La fuerza que desarrolla el disipador, estimada con una envolvente de comportamiento establecida de acuerdo con sus propiedades estructurales esperadas, para la deformación requerida por los análisis incrementada en 20 por ciento.

Para la revisión de la capacidad resistente de disipadores dependientes de la velocidad y del sistema primario, deberán considerarse la mayor y menor fuerza sísmica de las que resulten de las siguientes dos condiciones:

- Las fuerzas internas máxima y mínima en los disipadores estimadas con los análisis para la intensidad sísmica base de diseño
- La fuerza que desarrolla el disipador, estimada con una envolvente de comportamiento establecida de acuerdo con sus propiedades estructurales esperadas, para la velocidad máxima de diseño v_{dmax} establecida conforme a 12.2.3.5. La fuerza se debe multiplicar por el factor γ_v que se estima con la ecuación 12.1.1.

Comentario:

Tanto para estimar la capacidad última de deformación y las fuerzas internas de acuerdo con los análisis, se deberán tomar en cuenta las acciones mínimas de diseño indicadas en la tabla 12.1.1.

La envolvente de comportamiento usada para establecer la fuerza actuante en el disipador debe considerar la dependencia de la resistencia que desarrolla en función de un parámetro de respuesta de interés, como lo pueden ser el desplazamiento o velocidad relativa entre sus extremos.

12.1.3.2.2 Número Mínimo de Dispositivos

Para que el sistema estructural se considere como sistema con disipadores de energía en una dirección de interés, el sistema secundario debe estar constituido por lo menos por dos disipadores de energía en cada entrepiso dispuestos de tal forma que contribuyan a la capacidad resistente en esa dirección y a la capacidad torsional del sistema estructural.

12.1.3.2.3 Redundancia

Si en la dirección principal de interés se proporcionan menos de cuatro disipadores de energía en cualquier entrepiso del sistema estructural, o menos de dos disipadores están ubicados a cada lado del centro de rigidez del entrepiso, todos los disipadores deberán ser capaces de acomodar los desplazamientos relativos entre sus extremos y las fuerzas internas que resulten de multiplicar por 1.3 las distorsiones y velocidades de diseño.

Comentario:

Los requerimientos de esta Norma aplican a disipadores de energía dependientes del desplazamiento, como los dispositivos de fricción y los que basan la disipación de energía en la fluencia de un metal; a disipadores de energía dependientes de la velocidad, como los dispositivos viscosos, sean lineales o no lineales; y a dispositivos dependientes de ambos, como lo son los dispositivos viscoelásticos.

Algunos disipadores de energía, como los histeréticos o los disipadores viscosos no lineales se caracterizan por tener un marcado comportamiento no lineal; cuestión que debe ser considerada cuidadosamente durante la estimación de la respuesta dinámica del sistema estructural y el diseño de los disipadores de energía.

12.1.3.3 Sistema estructural total

12.1.3.3.1 Acciones de diseño

La estimación de las acciones de diseño sobre el sistema estructural con disipadores debe considerar la regularidad estructural. El sistema estructural se clasifica como regular o irregular de acuerdo con 2.2. Con fines de diseño de una estructura con disipadores de energía, un sistema estructural fuertemente irregular se considera como irregular.

Los elementos estructurales que componen un sistema estructural con disipadores de energía deberán diseñarse para las acciones de diseño obtenidas con el método de análisis estructural que aplique según 12.2.1, bajo la consideración de las acciones mínimas de diseño indicadas en la tabla 12.1.2 y las combinaciones de carga indicadas en 12.1.2.4.

Comentario:

Dado que las distorsiones límite del sistema primario de un sistema con disipadores de energía se reducen significativamente en relación con el caso de un sistema estructural convencional, se espera que la irregularidad estructural sea de mucho menor consecuencia para la seguridad estructural de un sistema con disipadores de energía cuyo sistema primario debe permanecer elástico para la intensidad sísmica base de diseño. Como consecuencia, el comité encargado de redactar esta Norma consideró sensato que, durante el diseño de un sistema estructural irregular con disipadores de energía, no se reduzcan las distorsiones de diseño de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 5.

Con fines de diseño se clasifica el sistema estructural con disipadores de energía como regular o irregular. Esta clasificación no está pensada en términos de reducir las distorsiones límite, sino de limitar la posibilidad de modificar favorablemente, de acuerdo con lo indicado en la tabla 12.1.2, tanto las distorsiones como fuerzas internas de diseño. Note entonces que, en un sistema estructural irregular con disipadores de energía, las posibles modificaciones indicadas en la tabla 12.1.2 son menores en relación con las que se consideran para un sistema regular.

12.1.3.3.2 Detallado de elementos estructurales

En caso de que se considere un sistema primario con comportamiento elástico, podrá usarse un detallado correspondiente a ductilidad baja para sus elementos estructurales, siempre que todos los elementos estructurales del sistema primario se diseñen y detallen de acuerdo con criterios de diseño por capacidad, tanto para evitar o retrasar su falla en corte, como para fomentar un mecanismo de viga débil-columna fuerte.

Comentario:

Estrictamente hablando y para las distorsiones que se permiten en el sistema primario, se espera a lo más daño estructural ligero. Entonces, bastaría detallar sus elementos estructurales con detallado de ductilidad baja siempre y cuando se tomen las medidas de diseño y detallado que permitan un comportamiento global estable del sistema primario. Entre ellas estaría revisar que el sistema primario satisfaga el criterio de viga débil-columna fuerte, y asegurar que sus elementos estructurales no desarrollen comportamiento degradante, como sería el caso de elementos estructurales de concreto reforzado que desarrollarán un comportamiento dominado por efectos de corte o carga axial.

12.1.3.3.3 Distorsiones

La revisión de distorsiones para estructuras con disipadores de energía debe llevarse a cabo conforme a 1.7 para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, con la salvedad de que la distorsión límite γ_{oi} se ajusta de acuerdo con lo indicado en la tabla 12.1.2. Se permite una distorsión límite de entrepiso mayor siempre que se demuestre, mediante un análisis estático no lineal llevado a cabo de acuerdo con 6.5, que el sistema primario continúa satisfaciendo, desde un punto de vista estructural, el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Comentario:

La distorsión máxima de entrepiso admitida para estructuras con disipadores de energía tiene como objetivo controlar el nivel de daño en los componentes estructurales del sistema primario para asegurar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño.

Aunque como se indica en 12.1.2.4 y su respectivo comentario, no es necesario incrementar las ordenadas espectrales usadas para el análisis de las estructuras con disipadores de energía por un factor de importancia, se considera importante imponer condiciones más estrictas para la distorsión límite que la permitida para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, con el fin de garantizar que satisfagan, desde un punto de vista estructural, el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño.

Dado que algunos sistemas estructurales pueden fluir a distorsiones de entrepiso mayores que los valores de γ_{oi} indicados en las tablas 4.3.1 y 4.3.2, se permiten valores mayores siempre que se demuestre, con un análisis estático no lineal, que el sistema primario satisface el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Es importante mencionar que la distorsión límite indicada en la tabla 12.1.2 sólo considera el desempeño del sistema estructural. Dada la importancia de los elementos arquitectónicos y no estructurales para un desempeño adecuado de la edificación, en su caso, será necesario controlar su daño con criterios complementarios, tal como desligarlos del sistema estructural y detallarlos para que acomoden sin daño las distorsiones de diseño, o establecer requisitos más estrictos para el control de la deformación lateral del sistema estructural. La revisión de contenidos y elementos estructurales se hace como se indica en 12.1.2.8.

12.1.3.4 Conexiones y elementos de soporte

Las conexiones entre un disipador de energía y el sistema primario, así como los demás elementos de soporte, deberán diseñarse para resistir de manera segura las fuerzas internas máximas que pueda desarrollar el disipador. Con tal fin, la resistencia de diseño de las conexiones y elementos de soporte debe establecerse, para el caso de dispositivos dependientes del desplazamiento, con las fuerzas internas máximas desarrolladas por el disipador de energía para la intensidad sísmica base de diseño, multiplicadas por un factor de 1.2. En caso de dispositivos dependientes de la velocidad, el factor debe ser igual a:

$$\gamma_v = 1.15(1.5^{\alpha_d}) \quad (12.1.1)$$

donde α_d es el exponente que afecta a la velocidad en la ecuación que expresa la ley constitutiva del dispositivo.

En caso de que el disipador de energía deba trabajar con base en su deformación axial, se debe proporcionar en ambos extremos del dispositivo, o del ensamblaje *dispositivo-elemento de montaje*, conexiones articuladas o semi-articuladas, de tal manera que el dispositivo pueda acomodar los desplazamientos de sus extremos sin inducir en él cortantes o momentos flexionantes excesivos que puedan afectar su capacidad resistente.

Se deberá verificar que la rigidez de los elementos de conexión entre un disipador y el sistema primario sea lo suficientemente alta para que su deformación sea, a lo más, de una octava parte de la correspondiente al dispositivo disipador de energía.

Comentario:

Los elementos de conexión entre el disipador de energía y el sistema primario suelen ser placas metálicas y pernos de acero de alta resistencia, cuyo diseño debe considerar las fuerzas internas máximas que desarrolla el disipador de energía.

Con el fin de tener un funcionamiento adecuado del sistema estructural se recomienda que los elementos estructurales que transmiten las fuerzas del sistema primario al secundario tengan un comportamiento lineal, y se diseñen para fuerzas internas que exceden la que desarrolla el disipador para las distorsiones de diseño, con el fin de considerar las incertidumbres en las magnitudes de las fuerzas que se puedan presentar durante la vida útil del sistema estructural, así como para prevenir un comportamiento indeseable en los elementos de soporte (por ejemplo, la ocurrencia de una falla frágil).

Para disipadores que dependen de la velocidad, como es el caso de disipadores viscosos lineales, la fuerza interna máxima corresponde al instante en que se maximiza la velocidad relativa entre sus extremos. Para disipadores que dependen del desplazamiento, como es el caso de disipadores histeréticos, la fuerza interna máxima corresponde al instante en que se maximiza el desplazamiento relativo entre sus extremos. Para otros casos, en que la fuerza interna del disipador depende tanto de la velocidad como de desplazamiento relativo entre sus extremos, debe considerarse la fuerza interna máxima que desarrolla el dispositivo durante la excitación sísmica.

Dado que las fuerzas internas que desarrollan los dispositivos dependientes de la velocidad dependen del exponente α , debe tomarse en cuenta esa dependencia en la estimación del factor usado para incrementar las fuerzas consideradas para el diseño de las conexiones.

La verificación de la rigidez de los elementos de conexión debe incluir todos aquellos que contribuyan a la flexibilidad del conjunto, como pueden ser el brazo de montaje, placas de conexión, y demás aditamentos. La rigidez se revisa en la dirección en que se monta el dispositivo. Por ejemplo, si el dispositivo se monta en diagonal con ayuda de una diagonal de montaje, será necesario revisar la rigidez axial del conjunto en la dirección en que queda orientado el disipador. En caso de que, por ejemplo, se monte el dispositivo horizontalmente, deberá revisarse la rigidez lateral del conjunto.

12.1.3.5 Documentación

El/la Proyectista a cargo debe incluir en la memoria de cálculo y en las Especificaciones de Diseño información suficiente para la revisión del diseño estructural, así como para la fabricación y licitación de los disipadores de energía. Para ello, debe indicar con claridad lo siguiente:

- a) Tipo, número y ubicación de los disipadores de energía
- b) Dimensiones y peso de los disipadores de energía
- c) Propiedades mecánicas relevantes de cada disipador de energía, así como la variabilidad máxima aceptable para dichas propiedades. Deben incluirse las características de su comportamiento histerético de acuerdo con lo indicado en el Apéndice B
- d) Periodo efectivo y amortiguamiento equivalente para la intensidad sísmica base de diseño
- e) Desplazamientos laterales y distorsiones de diseño
- f) Tipo de conexión
- g) Intervalos de temperatura de servicio y diseño, y grado de exposición ambiental.

Debe detallarse además el programa de ensayos de prototipo y de producción según lo indicado en el Apéndice B. Las especificaciones técnicas del fabricante deben hacer referencia a la norma o reglamento utilizado durante el diseño, fabricación, ensayo, certificación e instalación de los disipadores.

Comentario:

La documentación que elabora el/la Proyectista sirve para definir las propiedades requeridas para el proyecto. La indicación de las propiedades estructurales de los disipadores de energía debe estar completa para que el proveedor pueda diseñar y fabricar adecuadamente los dispositivos.

No todos los aspectos prácticos, ni todos los tipos de disipadores de energía quedan cubiertos por esta Norma. Aspectos como las tolerancias de fabricación, propiedades de los materiales, certificaciones del proceso de fabricación, entre otros, quedan fuera de su alcance. Para temas específicos de fabricación e instalación, pueden referenciarse documentos como la EN15129 o el ASCE 7-22.

El grado de exposición ambiental define la protección anticorrosiva que debe aplicarse a los elementos de acero de los disipadores de energía. La definición del grado puede hacerse según la clasificación ISO 12944-9, que considera desde interiores con ambiente controlado hasta ambientes marítimos o industriales en una escala de C1-C5.

12.2 Análisis

Los sistemas estructurales con disipadores de energía deben diseñarse y revisarse con las acciones de diseño calculadas de acuerdo con lo establecido en esta sección.

Independientemente del método de análisis que se utilice durante la etapa de diseño del sistema estructural total, se deberá verificar el sistema estructural total de acuerdo con lo indicado en 12.2.4.

El sistema estructural se debe diseñar de acuerdo con el tipo de uso de la estructura, su estructuración, su clasificación, su localización, tipo de zona sísmica en donde se ubique y demás requisitos que se mencionan en el Capítulo 1. Además, se deberán cumplir las especificaciones sobre combinación de efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales, de interacción suelo-estructura, de flexibilidad de los diafragmas de piso y cargas sísmicas durante la construcción, que se especifican en el Capítulo 2.

12.2.1 Selección del procedimiento

12.2.1.1 Requisitos para análisis estático

Se podrá usar un análisis estático con fines de diseño cuando se cumpla con lo siguiente:

- a) La superestructura cumple con los requisitos de altura de 6.2
- b) La respuesta del sistema estructural total está dominada por su modo fundamental de vibrar
- c) El amortiguamiento equivalente del modo fundamental de vibrar en la dirección de interés no es mayor que 0.30
- d) La estructura es regular según lo indicado en 12.1.3.3.1.

Comentario:

Aunque el método estático no sea aplicable en todos los casos para establecer las acciones de diseño del sistema estructural con disipadores de energía, debe llevarse a cabo ya que, con base en él se establecen, de acuerdo con lo indicado en la tabla 12.1.2, valores mínimos para las acciones de diseño.

12.2.1.2 Requisitos para análisis modal espectral

Se podrá analizar la estructura equipada con disipadores, con fines de establecer las acciones de diseño, con el análisis dinámico modal espectral de 7.2 cuando se cumpla con los requisitos c) y d) indicados en 12.2.1.1.

12.2.1.3 Requisitos para análisis dinámico paso a paso

Se podrá analizar cualquier sistema estructural con disipadores de energía con fines de diseño con los métodos de análisis dinámico paso a paso de 7.3 y 7.4. Independientemente del método usado con fines de diseño, se deberá revisar el sistema estructural con una evaluación basada en desempeño de acuerdo con el Capítulo 14.

12.2.2 Análisis estático

12.2.2.1 Características mecánicas

Las fuerzas y distorsiones de diseño para una dirección de interés del sistema estructural con disipadores deberán estimarse de acuerdo con el periodo efectivo fundamental de vibrar y el amortiguamiento equivalente del sistema estructural para los desplazamientos laterales de diseño en esa dirección.

El amortiguamiento equivalente y periodo efectivo fundamental de vibrar del sistema con disipadores de energía se estima bajo la consideración del amortiguamiento equivalente y rigidez secante que exhiben los disipadores de energía, de acuerdo con lo indicado en el Apéndice B, para los desplazamientos de diseño en la dirección de interés

Comentario:

El cálculo de la rigidez secante y el amortiguamiento equivalente de los disipadores de energía se indica en el Apéndice B.

El cálculo de un amortiguamiento equivalente puede llegar a ser cuestionable para el caso de sistemas estructurales con disipadores que exhiben un marcado comportamiento no lineal, como es el caso de dispositivos dependientes del desplazamiento o dependientes de la velocidad con α_a pequeños (cerca de cero). Es por ello por lo que, dentro del contexto del diseño de estructuras con disipadores de energía, esta Norma requiere de una verificación cuidadosa del sistema estructural total con un análisis dinámico paso a paso de acuerdo con lo indicado en 12.2.4. Para el caso de amortiguadores cuya disipación de energía depende del desplazamiento relativo entre sus extremos (dispositivos de tipo histerético) es muy importante que el diseñador comprenda las limitaciones y consecuencias del uso del criterio de equivalencia de amortiguamiento. Dentro de este contexto, sería posible utilizar, con el fin de mejorar el diseño y los criterios de convergencia, factores de modificación de espectros elásticos para sistemas

con disipadores de energía (ver, por ejemplo, Ruiz Gómez y Orellana, 2021) en lugar de cualquier otro criterio de equivalencia.

12.2.2.2 Desplazamientos y distorsiones

Para la revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se revisará de acuerdo con lo indicado 12.1.3.3.3 las distorsiones obtenidas con las fuerzas laterales calculadas conforme a 12.2.2.3.

12.2.2.3 Cortante basal y fuerzas laterales

El sistema estructural debe diseñarse para resistir un cortante basal V_{bD} igual a:

$$V_{bD} = \frac{S_a(T, Q=1, \zeta=\zeta_e)}{R'} W_0 \geq k_d \frac{S_a(T, Q=1, \zeta=0.05)}{R'} W_0 \quad (12.2.1)$$

donde $S_a(T, Q=1, \zeta=\zeta_e)$ es la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración que se obtiene para el amortiguamiento equivalente ζ_e de acuerdo con 3.1, $S_a(T, Q=1, \zeta=0.05)$ es la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración que se obtiene para un amortiguamiento de 0.05 de acuerdo con la misma sección, k_d es igual a 0.5 para el caso de disipadores con comportamiento lineal, e igual a 0.3 para el caso de disipadores con comportamiento no lineal, R' el factor de reducción por sobre-resistencia que se obtiene de acuerdo con 3.3, y W_0 es el peso total del edificio al nivel del desplante. El valor de ζ_e se establece, bajo la consideración de la contribución de todos los disipadores de energía, por medio de ponderar el amortiguamiento determinado para cada disipador para los desplazamientos laterales de diseño, en función de la rigidez secante del disipador correspondiente a ese desplazamiento. En caso de disipadores que no exhiban rigidez, la ponderación se hace en función de la fuerza máxima que desarrollan.

La fuerza lateral de diseño que actúa en el centro de masa del i -ésimo nivel del sistema primario, F_{Di} , se determina como:

$$F_{Di} = V_{bD} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \quad (12.2.2)$$

dónde w_i y h_i son el peso y la altura sobre el nivel de desplante del i -ésimo nivel.

Mientras que el sistema estructural en su conjunto debe diseñarse para resistir las fuerzas laterales dadas por la ecuación 12.2.2, será necesario atender los requerimientos de 12.1.3.4 para el diseño de las conexiones y elementos de soporte.

Comentario:

Los valores de k_d adoptados para la ecuación 12.2.1 se basan en las máximas reducciones permitidas por amortiguamiento equivalente en diferentes normativas alrededor del mundo, como es el caso del EN-1998.

En muchas ocasiones, los cuerpos normativos proporcionan ecuaciones para estimar el valor de ζ_e . Dentro de este contexto, la fracción de amortiguamiento asignado a los disipadores de energía depende de su coeficiente de amortiguamiento e inclinación, y de las distorsiones de entrepiso. Debido a que estas ecuaciones tienden a sobrestimar de manera considerable la fracción de amortiguamiento en sistemas estructurales altos y esbeltos, que exhiben una componente de comportamiento lateral global en flexión que produce distorsiones, pero no deforma los disipadores de energía, esta Norma no considera el uso de ese tipo de ecuaciones.

12.2.2.4 Modelo de análisis

El modelo elástico de análisis del sistema primario debe hacerse de acuerdo con lo indicado en esta Norma y la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate.

12.2.3 Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico modal espectral de un edificio con disipadores de energía deberá hacerse conforme a los requerimientos de 7.2, y lo indicado en el presente inciso.

Comentario:

El uso del análisis modal espectral para el análisis de edificios con disipadores de tipo viscosos puede verse en los comentarios y recomendaciones de diseño de edificios con disipadores de energía sísmica elaboradas por Ruiz Gómez (2019).

12.2.3.1 Características mecánicas

Las fuerzas y desplazamientos de diseño para el sistema estructural deberán estimarse con un modelo elástico que considere para cada disipador de energía, la rigidez secante determinada de acuerdo con lo indicado por el Apéndice B, para las distorsiones de diseño.

12.2.3.2 Espectro de Diseño

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración utilizado para el análisis dinámico modal espectral deben establecerse de acuerdo con 3.1., para el amortiguamiento equivalente ζ_e del sistema estructural. El valor de ζ_e se debe establecer considerando la contribución de todos los disipadores de energía. Las ordenadas del espectro elástico de diseño deberán establecerse bajo la consideración de la reducción con el factor de reducción por sobre-resistencia R' de acuerdo con lo indicado en 3.3.

Comentario:

Cuando sea necesario, se debe considerar el amortiguamiento proporcionado por los disipadores a los modos superiores de vibrar. Debido a la variación de la rigidez secante y amortiguamiento equivalente de los disipadores de energía en función de su deformación lateral, las propiedades dinámicas del sistema estructural varían en función del desplazamiento lateral. La dependencia mutua que existe entre el espectro de diseño y las propiedades de los disipadores de energía por lo general resulta en la necesidad de iterar.

12.2.3.3 Acciones de Diseño

El diseño del sistema primario debe considerar las fuerzas internas estimadas con el análisis dinámico modal espectral bajo la consideración de las acciones mínimas que se indican en la tabla 12.1.2. En el caso particular del cortante basal de diseño, si este cortante es subestimado por el análisis dinámico modal espectral con respecto al valor indicado en la tabla, será necesario escalar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis con un factor igual al requerido para que el cortante estimado alcance el valor mínimo de la tabla.

Para la revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se revisará de acuerdo con lo indicado 12.1.3.3.3 y 1.7 las distorsiones obtenidas con el análisis dinámico modal espectral.

Se deberá atender los requerimientos de 12.1.3.4 para el diseño de las conexiones y elementos de soporte.

12.2.3.4 Modelo de análisis

El modelo elástico de análisis del sistema primario debe hacerse de acuerdo con lo indicado en 12.2.2.4.

12.2.3.5 Velocidad actuante en el sistema disipador

Debido a que las velocidades con que se deben diseñar y revisar los dispositivos dependientes de la velocidad no necesariamente corresponden a las que pueden estimarse directamente a partir de los resultados de un análisis dinámico modal espectral, el/la Proyectista deberá hacer las consideraciones necesarias para estimar correctamente la velocidad máxima v_{dmax} para la que debe diseñarse el disipador de energía.

Comentario:

Por lo general, la velocidad que debe usarse para diseñar los dispositivos dependientes de la velocidad y sus conexiones es mayor que la velocidad que puede establecerse de manera directa o indirecta a partir de un análisis elástico lineal. Una discusión en cuanto al cálculo de la pseudo-velocidad a partir de los resultados del análisis elástico lineal y el uso de factores de corrección para calcular la velocidad de diseño a partir de la pseudo-velocidad puede encontrarse en Ruiz Gómez et al. (2021). La consulta de procedimientos como el discutido en dicha referencia no solo aporta guía al proceso de diseño, sino que suelen reducir de manera importante el tiempo asociado a los

procesos iterativo y de convergencia usualmente involucrados en el diseño de estructuras con disipadores de energía.

En el caso de sistemas estructurales altos y esbeltos, que exhiben una componente de comportamiento lateral global en flexión significativa que produce distorsiones, pero no deforma los disipadores de energía, es necesario considerar cuidadosamente la deformación de los disipadores con fines de no sobreestimar la velocidad de diseño. Para establecer el valor de v_{dmax} resultan muy útiles los resultados de los análisis dinámicos paso a paso que deben llevarse a cabo para evaluar el desempeño del sistema estructural con disipadores de energía.

12.2.4 Análisis dinámico paso a paso

Independientemente del tipo de análisis que se utilice durante la etapa de diseño, siempre deben llevarse a cabo análisis dinámicos paso a paso de acuerdo con lo indicado en 7.3 y 7.4, para verificar el sistema estructural con disipadores de energía de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 14. La evaluación basada en desempeño deberá hacerse para la intensidad sísmica base de diseño.

Comentario:

El uso del análisis dinámico paso a paso para el análisis de edificios con disipadores se discute e ilustra en los comentarios y recomendaciones de diseño de edificios con disipadores de energía sísmica elaboradas por Ruiz Gómez (2011).

12.2.4.1 Criterios de Aceptación

Para el caso del sistema primario, los indicadores de comportamiento (deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, fuerzas, etc.) estimados con el análisis dinámico paso a paso, deben clasificarse y revisarse de acuerdo con lo establecido en 14.2.5.

Los criterios de aceptación para los disipadores de energía, particularmente en lo que se refiere a su capacidad última de deformación, deben verificarse con pruebas experimentales de acuerdo con lo indicado en el Apéndice B.

La seguridad sísmica de equipos y contenidos, así como de elementos no estructurales y arquitectónicos, se revisará de acuerdo con lo indicado en 14.2.3.

12.2.4.2 Acciones Mínimas de Diseño

La revisión del sistema estructural con disipadores de energía debe considerar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis dinámico paso a paso bajo la consideración de las acciones mínimas que se indican en la tabla 12.1.2. En el caso particular del cortante basal de diseño, si este cortante es subestimado por el análisis dinámico paso a paso con respecto al valor indicado en la tabla, será necesario escalar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis con un factor igual al requerido para que el cortante estimado alcance el valor mínimo de la tabla.

El sistema estructural con disipadores de energía deberá diseñarse y construirse para acomodar de manera estable, bajo la consideración de la bidireccionalidad de la acción sísmica, las deformaciones máximas calculadas con el análisis dinámico paso a paso.

12.2.4.3 Movimientos del Terreno

La evaluación basada en desempeño requiere de espectros de peligro uniforme para la intensidad sísmica base de diseño, establecidos conforme a lo indicado en 7.4.1 para el sitio de la construcción.

Las parejas de acelerogramas usadas para los análisis dinámicos paso a paso deben cubrir, conforme a lo indicado en 7.4.1, los espectros elásticos de peligro uniforme. El número mínimo de parejas que debe ser considerado para la evaluación basada en desempeño es el que se indica en el mismo inciso.

12.2.4.4 Modelo de análisis

El modelo de análisis para el sistema primario deberá hacerse de acuerdo con lo indicado en 14.2.4. De acuerdo con esto, el modelado de los disipadores de energía deberá considerar propiedades estructurales, incluyendo el comportamiento

histerético, verificadas con pruebas de laboratorio de acuerdo con lo indicado en el Apéndice B. Conforme a lo indicado en 14.2.7, será necesario llevar a cabo una serie complementaria de análisis dinámicos paso a paso con un segundo modelo de análisis, cuando los valores mínimos de las propiedades estructurales de los disipadores de energía sean significativamente menores que los correspondientes valores esperados. Los datos de laboratorio no deben extrapolarse más allá de los niveles de deformación ensayados. Si los resultados indican que puede producirse una degradación en la resistencia o rigidez, o un adelgazamiento en los ciclos histeréticos del disipador de energía, su modelado debe incluir esos efectos.

El modelo de análisis debe incluir, en su caso, los elementos estructurales complementarios usados para soportar y conectar los disipadores de energía al sistema primario. El amortiguamiento asignado al sistema primario dentro del modelo de análisis no se considerará superior al que se especifica en el 7.4.2, a menos que exista evidencia experimental, congruente con los niveles de deformación esperados, de que se puede usar un porcentaje mayor.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

13. SISTEMAS ESTRUCTURALES CON AISLAMIENTO SÍSMICO

13.1 General

Este Capítulo debe aplicarse al diseño sísmico de edificios aislados; se incluyen en esa acepción las naves industriales y las obras fabriles con estructuración similar a la de los edificios.

13.1.1 Propósito y alcance

De acuerdo con lo indicado en la tabla 13.1.1, los requisitos de esta Norma tienen como propósito obtener una estructura aislada que exhiba un comportamiento adecuado tal que satisfaga el siguiente objetivo de diseño:

- 1) Para la intensidad sísmica infrecuente, se limite la respuesta de los elementos estructurales de la superestructura y subestructura a su intervalo de comportamiento elástico, de tal manera que satisfagan el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Los aisladores deben permanecer sin daño de acuerdo con los criterios establecidos en el Apéndice C.

Además de cumplir con lo especificado en este Capítulo, el diseño de un sistema estructural con aisladores sísmicos debe contar con aprobación del Instituto, y debe cumplir con las disposiciones de la NTC-Revisión en lo referente a la revisión del proyecto estructural.

Tabla 13.1.1 Matriz de objetivos de diseño para estructuras con aislamiento sísmico

Intensidad Sísmica de Diseño ^[1]	Niveles de Desempeño ^[1]			
	No Estructural Limitación de Daño	Estructural		
		Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente				
Base de Diseño				
Infrecuente		7) Estructuras con aislamiento sísmico. Revisión de desplazamientos y distorsiones y diseño por resistencia ($Q = 1$)		

^[1] De acuerdo con lo indicado en 1.1 y la tabla 1.1a.

Comentario:

De acuerdo con lo que se indica en la tabla 13.1.1, los requerimientos de diseño contenidos en este Capítulo conllevan niveles de desempeño asociados a menores niveles de daño estructural en relación con los considerados para el diseño de las estructuras del Grupo B.

El objetivo de diseño considerado para estructuras con aislamiento sísmico se identifica en la tabla 13.1.1 con el número 7, que corresponde con la numeración asignada a él en el texto normativo. En la tabla también se indica de manera resumida la manera en que debe considerarse durante el diseño dicho objetivo de diseño.

Aunque esta Norma permite, en casos excepcionales, el uso de aislamiento parcial, sus requerimientos de diseño se enfocan al caso de aislamiento total. El uso de aislamiento parcial requiere atender las restricciones y limitaciones indicadas en este Capítulo, y documentar con detalle las consideraciones de diseño a satisfacción del Instituto. Cuando se usa aislamiento total, el edificio debe satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica infrecuente.

La definición de aislamiento total y parcial se encuentra en la Notación de esta Norma.

13.1.2 Criterios de análisis, aceptación e inspección

13.1.2.1 Criterios Generales

Los aisladores sísmicos son apoyos estructurales que deben diseñarse para:

- a) Soportar las cargas verticales permanentes del edificio, y resistir las acciones no sísmicas, tales como las debidas al viento y desplazamientos inducidos térmicamente, sin deformación lateral apreciable y sin perjudicar a la superestructura
- b) Proporcionar, mediante una baja rigidez en corte u otros medios, la baja frecuencia natural horizontal requerida por la estructura aislada para la intensidad sísmica infrecuente
- c) Resistir la fuerza lateral máxima correspondiente al desplazamiento lateral de diseño
- d) Recentrar la estructura aislada después de la ocurrencia de un sismo con la intensidad sísmica infrecuente.

En su caso, los aisladores deben proporcionar el amortiguamiento suficiente para controlar, dentro de límites que garanticen la estabilidad global del sistema estructural, los desplazamientos laterales de diseño. El amortiguamiento que proveen los aisladores puede ser complementado con aquel provisto por dispositivos suplementarios de disipación pasiva de energía.

Comentario:

Esta Norma considera el uso de un sistema de aislamiento sísmico con el fin de atenuar los efectos de la componente horizontal de la excitación sísmica en la superestructura. Dentro de este contexto, no se considera explícitamente dentro del proceso de diseño la componente vertical de dicha excitación.

En casos particulares, otras cargas activas, tales como viento o cambios de temperatura, pueden llegar a regir el diseño del sistema de aislamiento.

13.1.2.2 Consideraciones generales

Los requisitos de este Capítulo tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a sistemas estructurales con aislamiento total, y cubren el diseño de aisladores convencionales como lo son aisladores de hule (elastoméricos), incluidos aquellos con núcleo de plomo o material polimérico; y dispositivos deslizantes con superficies curvas o planas. Los requisitos no han sido establecidos con el fin de restringir el uso de sistemas de aislamiento que no sean contemplados explícitamente por esta Norma. El uso de sistemas de aislamiento no convencionales deberá quedar ampliamente sustentado por medio de ensayos de laboratorio a escala natural según se indica en el Apéndice C, y una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con el Capítulo 14, que demuestren, a satisfacción del Instituto, la pertinencia de la solución adoptada en términos de su desempeño y seguridad estructural.

Un sistema estructural aislado debe cumplir con los requisitos establecidos en 1.2. Los elementos estructurales de la superestructura y la subestructura, así como los de la cimentación, deben diseñarse de manera similar a como se hace en el caso de una estructura convencional con base rígida, bajo la consideración de las acciones de diseño obtenidas para la estructura aislada con el método de análisis que aplique según 13.2.1.

Cuando de manera adicional al diseño por sismo de acuerdo con esta Norma, se diseñe el sistema de aislamiento para controlar vibraciones no sísmicas, deberán llevarse a cabo ensayos adicionales de acuerdo con lo indicado en el Apéndice C, y una revisión explícita de la respuesta del sistema estructural ante esas vibraciones.

Los requisitos de diseño discutidos en este Capítulo deberán ser usados para casos en que decida aislarse, como estrategia para la rehabilitación estructural, un edificio existente. En este caso, el sistema estructural existente casi siempre se constituye en la superestructura del sistema aislado. Además de lo indicado en este Capítulo, deberá documentarse, a satisfacción del Instituto, el procedimiento constructivo y la conexión de los aisladores al sistema estructural existente.

Comentario:

Los requisitos de este Capítulo fomentan el uso de sistemas estructurales aislados con regularidad estructural, y bien concebidos de acuerdo con la práctica internacional. Aunque no se prohíbe el uso de sistemas estructurales irregulares y opciones como el uso del aislamiento parcial, esta Norma impone para estos casos una serie de limitaciones, y la necesidad de documentar cuidadosamente las consideraciones de diseño a satisfacción del Instituto.

13.1.2.3 Enfoque de diseño

Tanto la superestructura como la subestructura deben diseñarse para permanecer elásticas para la intensidad sísmica infrecuente. En caso del sistema de aislamiento, debe asegurarse la estabilidad global del sistema estructural. Para ello, el sistema de aislamiento debe diseñarse, fabricarse e instalarse de tal manera que soporte las acciones de diseño correspondientes a la intensidad sísmica infrecuente sin presentar falla, ya sea, entre otras razones, por inestabilidad ante

cargas verticales, rotaciones excesivas, o agotamiento de su capacidad de deformación lateral. Después de la ocurrencia de un sismo con la intensidad sísmica infrecuente, el sistema de aislamiento no deberá exhibir daño según los criterios definidos en el Apéndice C.

El diseño del sistema de aislamiento deberá considerar explícitamente:

- 1) Los efectos de flujo plástico, envejecimiento, fatiga, exposición a la humedad y contaminación, y deformaciones permanentes, en las propiedades mecánicas de diseño de los aisladores
- 2) La variación de estas propiedades mecánicas en función de parámetros como la velocidad de carga, la presión de contacto y la temperatura ambiente, entre otros; así como la posible degradación de estas propiedades en presencia de varios ciclos de carga
- 3) Las acciones de diseño por viento.

El sistema estructural aislado deberá contar con:

- 1) Una relación de periodos de vibración según 13.1.3.3.3; en caso de no cumplirla, debe hacerse una evaluación detallada del diseño de acuerdo con lo ahí indicado
- 2) Un diafragma horizontal u otros elementos estructurales que interconecten la base de todos los elementos estructurales verticales que se desplantan sobre los aisladores
- 3) Un diafragma horizontal u otros elementos estructurales que interconecten la parte superior de todos los elementos estructurales verticales sobre los que se desplantan los aisladores; en caso de no existir dicho diafragma horizontal u otros elementos de interconexión, deberán incrementarse las acciones de diseño para los elementos de la subestructura de acuerdo con lo indicado en 13.1.3.4.2
- 4) Una rigidez vertical apropiada
- 5) Resistencia al fuego.

Esta Norma no contempla la posibilidad del diseño de edificios con aislamiento parcial. Para este caso, deberá justificarse a satisfacción del Instituto los valores del factor de comportamiento sísmico Q , el valor del amortiguamiento, y la distorsión límite que se propongan, y llevar a cabo una evaluación basada en desempeño de acuerdo con el Capítulo 14, que demuestre la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Comentario:

El diseño por sismo de los aisladores debe tomar en cuenta explícitamente que estos deben funcionar correctamente bajo la consideración de las condiciones ambientales a las que estarán expuestos durante su vida útil. Será necesario documentar y tomar las precauciones adicionales del caso, que garanticen su buen comportamiento estructural, cuando queden sometidos a condiciones de uso y ambientales excepcionales, tales como inmersión en agua, exposición a aceite, productos químicos o radiación, o instalación en zonas de riesgo de incendio. En el Apéndice C se especifican con detalle algunas de las condiciones que deben revisarse para el diseño de los aisladores.

13.1.2.4 Combinaciones de carga

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten del análisis ante cargas laterales se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen la NTC-Criterios.

Las distorsiones y fuerzas internas de diseño se estiman para el espectro elástico sin reducir de pseudo-aceleración correspondiente a la intensidad sísmica infrecuente para el sitio de acuerdo con 3.1. Las ordenadas espectrales no se modifican en función del grupo al que pertenezca la estructura según 1.4 con fines de estimar las distorsiones y fuerzas internas de diseño.

El diseño del sistema de aislamiento debe ser tal que se asegure la estabilidad global contra el volteo de la estructura. Con tal fin, el cálculo del momento de volteo deberá considerar las fuerzas sísmicas máximas y las cargas muerta y viva instantánea. Para establecer la capacidad resistente a volteo se deberán seguir los requisitos de la NTC-Criterios.

Para el diseño sísmico de los aisladores, la carga gravitacional que actúa en ellos se determina en función de las cargas muertas que apliquen y el valor de la carga viva instantánea.

El sistema de aislamiento debe resistir, sin activarse, las acciones de diseño por viento establecidas de acuerdo con los criterios de la NTC-Viento.

Los límites para hundimientos indicados en la NTC-Criterios deben también cumplirse para el caso de estructuras aisladas.

Comentario:

Para el diseño por sismo de una estructura convencional del Grupo A, la edición anterior de esta Norma requería multiplicar las ordenadas espectrales correspondientes a la intensidad sísmica base de diseño por un factor de importancia. El uso de un sismo con mayor intensidad para diseñar y revisar el sistema estructural conllevaba un mayor nivel de seguridad estructural que se consideraba hacía posible el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica base de diseño. Dado que, para el diseño de cualquier estructura aislada, esta Norma requiere que se satisfaga el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica infrecuente, no se considera necesario usar un factor de importancia para lograr el objetivo de diseño indicado en la tabla 13.1.1.

Se requiere analizar cuidadosamente las condiciones que puedan llegar a regir el diseño del sistema de aislamiento, la superestructura y la subestructura. Los hundimientos diferenciales pueden producir en los aisladores distribuciones de cargas y deformación lateral que resulten en un comportamiento inadecuado del sistema de aislamiento. Los límites para estos hundimientos indicados en la NTC-Criterios deben cumplirse rigurosamente en el caso de estructuras aisladas. Otro caso de interés es el de estructuras de grandes claros, que pueden llegar a sufrir contracciones o dilataciones axiales de consideración, que resulten en demandas de deformación lateral en los aisladores que deban ser consideradas explícitamente durante el diseño del sistema de aislamiento. La NTC-Criterios ofrece métodos aproximados para la determinación de desplazamientos laterales adicionales a los sísmicos, los cuales pueden ser relevantes para el diseño del sistema de aislamiento.

Aunque esta Norma no requieren tomar en cuenta explícitamente la componente vertical del sismo para el diseño del sistema de aislamiento, bajo ciertas circunstancias, que deben ser consideradas cuidadosamente durante la etapa de diseño, dicha componente puede afectar desfavorablemente el desempeño de la estructura aislada.

13.1.2.5 Acciones mínimas de diseño

Independientemente de si el edificio pueda analizarse, de acuerdo con 13.2.1, con el método estático, debe llevarse a cabo un análisis estático en conformidad con lo indicado en el 13.2.1.1 para establecer las acciones mínimas de diseño que se indican en la tabla 13.1.2.

Tabla 13.1.2 Acciones mínimas de diseño y distorsiones límite para sistemas aislados

Parámetro de Diseño	Análisis Estático	Análisis Modal Espectral		Análisis Dinámico Paso a Paso	
		Estructura Regular ^[1]	Estructura Irregular ^[1]	Estructura Regular ^[1]	Estructura Irregular ^[1]
Desplazamiento total máximo	$D_{TM}^{[2]}$	$0.9 D_{TM}$	D_{TM}	$0.8 D_{TM}$	$0.9 D_{TM}$
Cortante basal	$V_{bA}^{[3]}$	$0.9 V_{bA}$	V_{bA}	$0.8 V_{bA}$	$0.9 V_{bA}$
Cortante basal para diseño de la superestructura ^[4]	$V_{sA}^{[5]}$	$0.8 V_{sA}$	V_{sA}	$0.6 V_{sA}$	$0.8 V_{sA}$
Distorsión límite	$\gamma_{OI}^{[6]}$	$1.1 \gamma_{OI}$	γ_{OI}	$1.5 \gamma_{OI}$	$1.2 \gamma_{OI}$

^[1] Conforme a lo indicado en 13.1.3.3.1

^[2] Calculado con la ecuación 13.2.3 No debe ser menor que $1.1D_M$

^[3] Calculado con la ecuación 13.2.4

^[4] Calculado con la ecuación 13.2.5

^[5] El valor del cortante basal de diseño para la superestructura no debe ser menor que el cortante basal correspondiente a viento, ni que 1.5 el cortante basal correspondiente a la activación del sistema de aislamiento.

^[6] De acuerdo con las tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3.

Comentario:

Aunque la comunidad de ingeniería estructural ha documentado que los sistemas aislados han exhibido un desempeño sísmico notable en sismos recientes de muy alta intensidad, el comité encargado de redactar esta Norma consideró importante limitar las posibles reducciones que pueden obtenerse, tanto en las distorsiones como fuerzas internas de diseño, cuando se aísla el sistema estructural. Por tanto, siempre será necesario llevar a cabo un

análisis estático del sistema aislado, con el fin de establecer valores mínimos de referencia para el desplazamiento total máximo, el cortante basal, el cortante basal de diseño para la superestructura, y la distorsión máxima.

13.1.2.6 Requisitos de construcción e inspección

La estructura aislada debe construirse bajo la consideración explícita de:

- Las tolerancias constructivas requeridas para el buen funcionamiento del sistema de aislamiento
- La necesidad de un acceso rutinario al sistema de aislamiento
- La necesidad de contar con puntos de soporte para permitir el reemplazo seguro de los aisladores.

Debe inspeccionarse el sistema de aislamiento y sus conexiones después de cada sismo que demande de algún aislador un desplazamiento lateral igual o mayor que $0.2D_{TM}$, pero sin que el lapso entre dos revisiones consecutivas exceda cinco años.

Comentario:

Existen diversos métodos para medir en el campo los desplazamientos máximos del sistema de aislamiento. Uno de los más usados consiste en el uso de placas de rayado o scratch plates, como la que se ilustra en la figura C13.1.1.

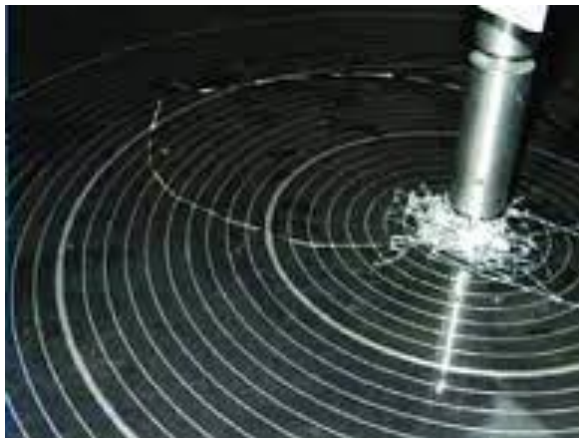


Figura C13.1.1 Placa de rayado

La definición de sismo importante se encuentra en la Notación de esta Norma.

Entre las preparaciones que pueden considerarse para el reemplazo de dispositivos se considera, sin limitación, el uso de conexiones atornilladas que permitan un reemplazo rápido y seguro.

13.1.2.7 Control de calidad

Los aisladores deberán ser sometidos a un programa de verificación de control de calidad de acuerdo con lo establecido en el Apéndice C. Los resultados de este programa deben quedar adecuadamente reportados en la documentación del proyecto.

Comentario:

Los aisladores deben cumplir con las propiedades establecidas en las Especificaciones de Diseño dentro de las tolerancias establecidas en el Apéndice C. Lo anterior deberá quedar confirmado en un reporte elaborado por un laboratorio independiente.

13.1.2.8 Elementos no estructurales y contenidos

Con fines de revisar, cuando se considere relevante, la seguridad sísmica de equipos y contenidos cuya falla pudiera generar pérdidas económicas cuantiosas o la inhabilitación de funciones requeridas para la seguridad de la construcción o de las personas que la ocupan; y los elementos no estructurales, así como sus conexiones y soportes, deben usarse los requerimientos de 14.2.3 con las aceleraciones absolutas y distorsiones máximas de entrepiso estimadas con un análisis dinámico paso a paso según lo establecido en 13.2.4.

13.1.2.9 Separación de edificios colindantes y topes sísmicos

Además de cumplir con los requisitos de 1.8, la superestructura aislada debe tener una separación mínima con los linderos de predios vecinos igual a $1.2D_{TM}$.

Cuando así se considere relevante para el proyecto, será posible usar topes sísmicos para limitar el desplazamiento lateral que pueda desarrollar el sistema de aislamiento durante un sismo con mayor intensidad que la contemplada según esta Norma para la intensidad sísmica infrecuente, siempre y cuando se evalúen las consecuencias del impacto de la superestructura contra dichos topes. En ningún caso se permitirá el impacto de un aislador con un tope sísmico.

Comentario:

Aunque la comunidad de ingeniería estructural ha documentado que los sistemas aislados han exhibido un desempeño sísmico notable en sismos recientes de muy alta intensidad, es práctica común a nivel internacional requerir primero, que se diseñen para una mayor intensidad sísmica en relación con la que se usa para el diseño de sistemas estructurales convencionales y segundo que, a pesar de esa mayor intensidad, se considere un margen de seguridad extra en relación con la capacidad de deformación lateral de los aisladores sísmicos. Lo anterior se debe a que los sistemas aislados suelen carecer de una línea de defensa efectiva contra el colapso una vez que los aisladores alcanzan su capacidad última de deformación.

En algunos proyectos es posible utilizar topes sísmicos con el fin de evitar a toda costa, en situaciones extremas no contempladas por esta Norma (por ejemplo, la ocurrencia de una excitación sísmica con intensidad mucho mayor a la infrecuente, y que resulte en mucho mayores demandas que las contempladas para el diseño de un sistema aislado), la falla global del sistema de aislamiento. Dentro del contexto de esta Norma, un tope sísmico es una barrera física con la que choca la superestructura con fines de evitar que los aisladores se deformen más allá de su capacidad última.

A nivel internacional se han recurrido a diferentes alternativas con fines de proveer topes sísmicos. En algunos casos, se proveen uno o más tope(s) sísmicos globales contra los que choca por lo general la losa base de la superestructura. En estos casos y como se indica en esta Norma, se debe evaluar las consecuencias del impacto de la superestructura contra el tope, y diseñar la superestructura para que se capaz de resistir con seguridad el impacto. En otros casos se ha recurrido a usar anillos de contención en los aisladores individuales como topes sísmicos. Debido al riesgo de daño en los aisladores cuando se usa la segunda alternativa, el comité encargado de elaborar esta Norma solo considera válido el uso de topes sísmicos globales.

13.1.3 Criterios globales de análisis y diseño

Para el análisis y diseño de estructuras con aislamiento sísmico se usará $Q = 1$, lo que corresponde al caso de aislamiento total. Se permite el uso de metodologías basadas en control de desplazamientos siempre que se cumpla con los requisitos del Capítulo 11.

13.1.3.1 Análisis estructural

El análisis de la estructura aislada se hará de acuerdo con lo indicado en 13.2, bajo la consideración de la condición de regularidad de la superestructura establecida de acuerdo con 13.1.3.3.1.

Comentario:

Las implicaciones de irregularidad en una estructura aislada tienen que ver más con el tipo de análisis a seleccionar y la optimización del diseño. Se considera que los valores de distorsión límite considerados en 13.1.3.3.4 y la tabla 13.1.2, junto con el uso de $Q = 1$ con fines de diseño para el caso de aislamiento total limitan de manera importante los efectos desfavorables de la irregularidad estructural de la superestructura en el desempeño del edificio aislado.

13.1.3.2 Sistema de Aislamiento

Los aisladores deben cumplir los requisitos de diseño especificados en este Capítulo, y fabricarse de acuerdo con lo indicado en el Apéndice C. Las propiedades mecánicas usadas para modelar los aisladores con fines de análisis deben verificarse con pruebas experimentales de acuerdo con lo indicado en dicho Apéndice.

Comentario:

Los requerimientos de esta Norma aplican a aisladores elastoméricos, tanto de alto como bajo amortiguamiento, ya sea que se usen o no dispositivos complementarios de disipación de energía. Suele usarse la abreviatura HDRB (high damping rubber bearing) para los dispositivos con alto amortiguamiento, y LDRB (low damping rubber

bearing) para aquellos con bajo amortiguamiento. Para los aisladores elastoméricos con núcleos de plomo suele usarse la abreviatura LRB (*lead rubber bearing*), y PPRB (*polymeric plugged rubber bearing*) para aquellos con núcleo de material polimérico. Se considera que un aislador tiene alto amortiguamiento cuando para una deformación unitaria en corte del 100 por ciento, exhibe un porcentaje de amortiguamiento crítico mayor que el 6 por ciento. Se considera bajo amortiguamiento cuando bajo estas mismas circunstancias, el aislador exhibe un amortiguamiento igual o menor que el 6 por ciento.

Los requerimientos de esta Norma también aplican a aisladores deslizantes, que aportan su función estructural a partir del trabajo de una o más superficies curvas, esféricas o cilíndricas, con una disposición geométrica apropiada que da lugar a un comportamiento pendular. La superficie deslizante principal de los dispositivos aporta una fuerza restauradora que depende del desplazamiento y la curvatura de dicha superficie. A través de la fricción que se desarrolla en la superficie de contacto principal, el aislador disipa energía. De acuerdo con lo mostrado en la figura C13.1.2, una superficie deslizante secundaria queda encargada de acomodar las rotaciones inducidas en el aislador por el desplazamiento lateral de la superestructura. En el caso de dispositivos deslizantes compuestos, el trabajo conjunto de múltiples superficies acomoda el desplazamiento horizontal y la correspondiente rotación.

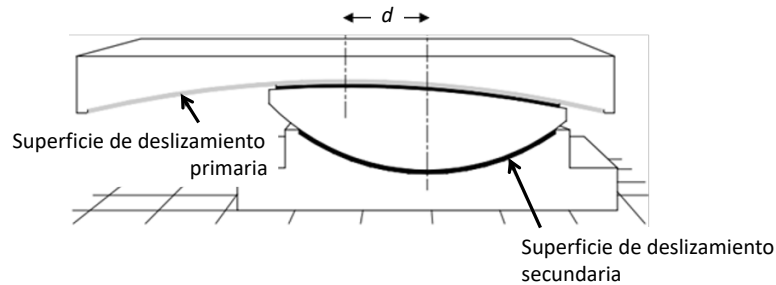


Figura C13.1.2 Principio funcional y elementos principales de dispositivos de deslizamiento de superficies curvas

Algunos aisladores, como los elastoméricos con núcleo de plomo o los deslizantes, se caracterizan por tener un marcado comportamiento no lineal; cuestión que debe ser considerada cuidadosamente durante la estimación de la respuesta dinámica del edificio aislado y el diseño del sistema de aislamiento.

13.1.3.2.1 Recentrado

La capacidad de recentrado es una propiedad global del sistema de aislamiento, que requiere de una componente elástica de comportamiento capaz de limitar el desplazamiento residual al final de la excitación sísmica, y de prevenir la acumulación de desplazamiento lateral en un sentido de la dirección de análisis. Para aportar una adecuada capacidad de recentrado, será necesario que cada aislador exhiba una pendiente post-elástica positiva hasta el desplazamiento lateral máximo que desarrolla durante el análisis, y que la rigidez secante del sistema de aislamiento para el desplazamiento máximo D_M sea por lo menos un tercio de la rigidez secante correspondiente al 20 por ciento de dicho desplazamiento.

Comentario:

La capacidad de disipación de energía y la de recentrado de un sistema de aislamiento sísmico suelen ser propiedades antagónicas, de tal manera que deben ser consideradas cuidadosamente en función de las particularidades del proyecto.

La capacidad de recentrado del sistema de aislamiento depende de que ciertas componentes de comportamiento, que exhiban una rigidez lateral mínima, permanezcan elásticas durante el sismo. Un ejemplo de esto sería la capacidad de recentrado que da el hule en un aislador elastomérico, o la curvatura de un aislador deslizante.

El criterio de rigidez secante usado por esta Norma para garantizar una capacidad mínima de recentrado se basa en el requerimiento correspondiente del ASCE 7-22. Aunque esta Norma no prescriben un criterio energético para revisar la capacidad de recentrado, se recomienda revisar, cuando esto sea posible, la capacidad de recentrado del sistema de aislamiento con criterios de energía (Medeot 2004).

13.1.3.2.2 Torsión Máxima

Debe controlarse la torsión máxima en planta del sistema de aislamiento, de tal manera que el desplazamiento total máximo D_{TM} no exceda en más del 20 por ciento el desplazamiento máximo D_M .

13.1.3.2.3 Capacidad lateral

Conforme a lo indicado en el Apéndice C, se requiere que la capacidad última de deformación lateral de los aisladores sea mayor en 20 por ciento que la requerida por el análisis, y que estos sean capaces de resistir la fuerza lateral máxima asociada a esa condición. Para esta revisión, deberán considerarse las cargas axiales máxima y mínima estimadas para los aisladores, de acuerdo con el análisis, para la intensidad sísmica infrecuente.

Comentario:

A diferencia de lo que se tiende a observar en sistemas estructurales convencionales, un sistema de aislamiento tiene una capacidad muy limitada de redistribuir las acciones sísmicas en el resto de los aisladores una vez que se alcanza la capacidad última de deformación de algunos aisladores. En consecuencia, esta Norma considera la intensidad sísmica infrecuente para el diseño del sistema de aislamiento, y prescribe que la capacidad de deformación lateral de los aisladores sea mayor en por lo menos 20 por ciento con respecto a la establecida para ellos según el análisis estructural.

13.1.3.2.4 Levantamiento a tensión

El diseño del sistema de aislamiento no debe permitir que se desarrollen fuerzas de axiales en tensión en los aisladores elastoméricos, o el levantamiento de los aisladores deslizantes. El uso de un sistema de aislamiento que permita alguna de estas condiciones deberá sustentarse, a satisfacción del Instituto, en cuanto a la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Comentario:

Aunque en algunos proyectos se ha llegado a permitir que aisladores elastoméricos desarrollen fuerzas axiales en tensión, y el levantamiento de aisladores deslizantes, estas posibilidades deben, por lo general, evitarse. En el caso de los aisladores elastoméricos, la cavitación del hule producto de esfuerzos en tensión resulta en comportamientos que ponen en riesgo la estabilidad del sistema de aislamiento. En el caso de un aislador deslizante, un levantamiento excesivo del apoyo puede resultar en el desacomodo de sus partes internas, con la consecuente inestabilidad de su respuesta dinámica.

13.1.3.3 Superestructura

13.1.3.3.1 Acciones de diseño

La estimación de las acciones de diseño sobre el sistema estructural con aisladores sísmicos debe considerar la regularidad estructural. El sistema estructural se clasifica como regular o irregular de acuerdo con 2.2. Con fines de diseño de una estructura con aisladores sísmicos, una superestructura fuertemente irregular se considera como irregular.

Los elementos estructurales que componen un sistema estructural aislado deberán diseñarse para las acciones de diseño obtenidas con el método de análisis estructural que aplique según 13.2.1, bajo la consideración de las acciones mínimas de diseño indicadas en la tabla 13.1.2 y las combinaciones de carga indicadas en 13.1.2.4.

Comentario:

Dado que las distorsiones límite y las fuerzas internas en los elementos estructurales de la superestructura de un sistema aislado se reducen significativamente en relación con el caso de un sistema estructural convencional sobre base rígida, se espera que la irregularidad estructural sea de mucho menor consecuencia para la seguridad estructural de un sistema aislado cuya superestructura debe permanecer elástica para la intensidad sísmica infrecuente. Como consecuencia, el comité encargado de redactar esta Norma consideró sensato que, durante el diseño de un sistema estructural aislado irregular, no se reduzcan las distorsiones de diseño de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 5.

Con fines de diseño se clasifica el sistema estructural con aisladores sísmicos como regular o irregular. Esta clasificación no está pensada en términos de reducir las distorsiones límite, sino de limitar la posibilidad de modificar favorablemente, de acuerdo con lo indicado en la tabla 13.1.2, tanto las distorsiones como fuerzas internas de diseño. Note entonces que, en un sistema estructural aislado irregular, las posibles modificaciones indicadas en la tabla 13.1.2, son menores en relación con las que se consideran para un sistema regular.

13.1.3.3.2 Detallado de elementos estructurales

En caso de aislamiento total, podrá usarse un detallado correspondiente a ductilidad baja para los elementos estructurales de superestructuras de concreto reforzado y de acero siempre que todos sus elementos estructurales se diseñen y detallen de acuerdo con criterios de diseño por capacidad, tanto para evitar o retrasar su falla en corte, como para fomentar un mecanismo viga débil-columna fuerte. En caso de estructuras de mampostería, podrá usarse cualquiera de las estructuraciones consideradas en la tabla 4.3.3, con excepción de muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados y mampostería de piedras naturales.

Comentario:

Estrictamente hablando y para las distorsiones que se permiten en el sistema primario, se espera a lo más daño estructural ligero. Entonces, bastaría detallar sus elementos estructurales con detallado de ductilidad baja siempre y cuando se tomen las medidas de diseño y detallado que permitan un comportamiento global estable del sistema primario. Entre ellas estaría revisar que el sistema primario satisfaga el criterio de viga débil-columna fuerte, y asegurar que sus elementos estructurales no desarrollen comportamiento degradante, como sería el caso de elementos estructurales de concreto reforzado que desarrollarán un comportamiento dominado por efectos de corte. Aunque de acuerdo con esta Norma es posible aislar estructuras de mampostería, el valor de γ_{01} que corresponde a estas estructuraciones es tan bajo que se vuelve un reto satisfacer las condiciones de diseño que se establecen en ella para un sistema estructural aislado.

13.1.3.3.3 Relación de periodos de vibración

De acuerdo con el grupo al que pertenezca el edificio según 1.4, el sistema aislado debe satisfacer las condiciones que se indican a continuación, en términos de la relación de periodos de vibración:

- 1) Estructuras que pertenezcan al Grupo A:

$$\frac{T_{bA}}{T_{sA}} \geq 4 \quad (13.1.1a)$$

donde T_{bA} es el periodo efectivo del sistema de aislamiento correspondiente a la intensidad sísmica infrecuente, y T_{sA} el periodo de la superestructura sobre base rígida.

- 2) Estructuras que pertenezcan al Grupo B:

$$\frac{T_{bA}}{T_{sA}} \geq 3 \quad (13.1.1b)$$

El uso de un sistema de aislamiento que no cumpla con la relación de periodos de vibración deberá contemplar una revisión detallada del diseño de acuerdo con lo indicado en 13.2.4.

Comentario:

Un adecuado control de aceleraciones de piso solo es posible por medio de una relación de periodos apropiada. El control de aceleraciones en una edificación, sobre todo una que pertenezca al Grupo A, es indispensable para asegurar su funcionalidad para la intensidad sísmica base de diseño.

13.1.3.3.4 Distorsiones

La revisión de distorsiones para estructuras con aisladores sísmicos debe llevarse a cabo conforme a 1.7 para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, con las salvedades de que la distorsión límite γ_{01} se ajusta de acuerdo con lo indicado en la tabla 13.1.2 y que las distorsiones obtenidas del análisis no deben ser multiplicadas por R' . Se permite una distorsión límite de entrepiso mayor siempre que se demuestre, mediante un análisis estático no lineal llevado a cabo de acuerdo con 6.5, que la superestructura y la subestructura continúan satisfaciendo, desde un punto de vista estructural, el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Comentario:

La distorsión máxima de entrepiso admitida para estructuras aisladas tiene como objetivo controlar el nivel de daño en los componentes estructurales para asegurar el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica infrecuente.

Aunque como se indica en 13.1.2.4 y su respectivo comentario, no es necesario incrementar las ordenadas espectrales usadas para el análisis de estructuras aisladas por un factor de importancia, se considera importante imponer condiciones más estrictas para la distorsión límite que la permitida para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, con el fin de garantizar que satisfagan, desde un punto de vista estructural, el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica infrecuente.

Dado que algunos sistemas estructurales pueden fluir a distorsiones de entrepiso mayores que los valores de γ_{or} indicados en las Tablas 4.3.1 y 4.3.2, se permiten valores mayores siempre que se demuestre, con un análisis estático no lineal, que el sistema estructural sigue satisfaciendo el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Es importante mencionar que la distorsión límite indicada en la tabla 13.1.2 sólo considera el desempeño del sistema estructural. Dada la importancia de los elementos arquitectónicos y no estructurales para un desempeño adecuado de la edificación, en su caso, será necesario controlar su daño con criterios complementarios, tal como desligarlos del sistema estructural y detallarlos para que acomoden sin daño las distorsiones de diseño, o establecer requisitos más estrictos para el control de la deformación lateral del sistema estructural. La revisión de contenidos y elementos estructurales se hace como se indica en 13.1.2.8.

Es igualmente importante mencionar que las distorsiones calculadas con los métodos de análisis estático y modal espectral no deben ser multiplicadas por el valor de R' , ya que, en ambos casos, las ordenadas espectrales correspondientes al espectro de pseudo-aceleración con las que se calculan las demandas sísmicas de diseño no se reducen por R' .

13.1.3.4 Subestructura**13.1.3.4.1 Acciones de diseño**

Todos los componentes de la subestructura deberán diseñarse y detallarse de acuerdo con criterios de diseño por capacidad, tanto para evitar o retrasar su falla en corte, como para fomentar un mecanismo de viga débil-columna fuerte. Para el diseño por capacidad se utilizarán fuerzas internas en los aisladores estimadas a partir de los valores máximos de la rigidez secante prescritos en el Apéndice C, así como las cargas verticales obtenidas del análisis que aplique según 13.2.1. Deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de segundo orden originados por el desplazamiento lateral del aislador en combinación con la carga axial que para tal efecto resulte más desfavorable, tanto para el diseño de la subestructura, como para los elementos estructurales indicados en los requisitos 5 y 6 de 13.1.2.3. La distorsión máxima permitida en la subestructura es la indicada en la tabla 13.1.2.

Comentario:

Se espera que en caso de que las demandas sísmicas de diseño sean excedidas, la subestructura sea capaz de dar soporte vertical a la superestructura aislada. Entre otras cosas, esto implica una consideración cuidadosa de los efectos de segundo orden, que suelen ser subestimados de manera importante por los programas convencionales de análisis estructural.

13.1.3.4.2 Integridad estructural

En el caso de que existan, deberá ponerse especial atención al diseño de elementos verticales, como columnas y muros, sobre los cuales se desplanten los aisladores. En caso de que no se cumpla con el requisito 6 indicado en 13.1.2.3, las acciones de diseño para los elementos estructurales de la subestructura deberán incrementarse en 30 por ciento.

Comentario:

Una manera de aportar integridad estructural a la subestructura es con una retícula de trabes de rigidez que interconecten el extremo superior de los elementos verticales sobre los que se desplantan los aisladores.

13.1.3.5 Conexiones

Las conexiones entre un aislador y el resto del sistema estructural deberán diseñarse para resistir el cortante basal máximo que pueda desarrollar el aislador en combinación con el valor de carga axial que resulte crítico con tal fin. La resistencia de diseño de las conexiones del aislador debe ser al menos 1.2 veces la requerida de acuerdo con el análisis estructural, y podrá

considerarse que la fricción que se desarrolla en la zona de conexión entre el aislador y la superestructura o subestructura puede aportar hasta 25 por ciento de dicha resistencia.

Los aisladores deben quedar conectados a la superestructura, y en su caso, a la subestructura, con conectores o anclajes mecánicos. Cuando la carga axial mínima actuante en los aisladores haya sido determinada con un análisis dinámico paso a paso, será posible resistir con medios no mecánicos, hasta 25 por ciento del cortante actuante en el aislador. En este caso, deberá despreciarse la contribución que aporta a la resistencia lateral la fricción que se desarrolla en la conexión entre aislador y la superestructura o subestructura.

La conexión puede ser atornillada para el caso de un sistema estructural de acero, o mediante pernos de cortante embebidos en bloques con f'_c igual o mayor que 400 kg/cm² para el caso de estructuras de concreto. Las fuerzas que se utilicen para el diseño de anclajes/tornillos y sus bases respectivas deben ser por lo menos 10 por ciento mayores que las fuerzas correspondientes estimadas para el desplazamiento total máximo del aislador.

Comentario:

Los elementos de conexión entre el aislador y la placa de transferencia hacia la superestructura y subestructura, respectivamente, suelen ser pernos de acero de alta resistencia, cuyo diseño suele quedar regido por una combinación de las fuerzas en cortante y tensión, actuantes en ellos. Para la conexión entre un aislador elastomérico y la super o subestructura, el diseño debe contemplar, adicionalmente a las cargas gravitacionales y de acuerdo con lo indicado en el Apéndice C, las fuerzas internas que en los conectores resulten debido al cortante y momento restaurador que desarrolla el aislador. En el caso de un aislador deslizante, debe considerarse que el dispositivo no desarrolla un momento restaurador.

Entre los medios no mecánicos de conexión destaca el uso de algún compuesto epóxico, aplicado entre la placa de conexión ubicada en el extremo superior o inferior del aislador y la superficie de contacto de la superestructura o subestructura, respectivamente.

13.1.3.6 Documentación

El/la Proyectista a cargo debe incluir en la memoria de cálculo y en las Especificaciones de Diseño información suficiente para la revisión del diseño estructural, así como para la fabricación y licitación del sistema de aislamiento. Para ello, debe indicar con claridad lo siguiente:

- a) Tipo, número y ubicación de los aisladores
- b) Dimensiones y peso de los aisladores
- c) Propiedades mecánicas relevantes de cada aislador, así como la variabilidad máxima aceptable para dichas propiedades. Deben incluirse las características de su comportamiento histerético bilineal, incluyendo, en su caso, las rigideces inicial y post-elástica, y la resistencia en que se activa el aislador
- d) Periodo efectivo y amortiguamiento equivalente para la intensidad sísmica infrecuente
- e) Desplazamientos máximo y total máximo
- f) Rotación máxima en cada aislador para la intensidad sísmica infrecuente
- g) Carga vertical promedio, máxima y mínima para las intensidades sísmicas infrecuente y frecuente, en cada aislador
- h) Presiones límite de apoyo en la superficie superior e inferior de los aisladores
- i) Tipo de conexión
- j) Intervalos de temperatura de servicio y diseño, grado de exposición ambiental.

Debe detallarse además el programa de ensayos de prototipo y producción según lo indicado en el Apéndice C. Las especificaciones técnicas deben hacer referencia a la norma o reglamento utilizado durante el diseño, fabricación, ensayo, certificación e instalación de los aisladores.

Comentario:

La documentación que elabora el/la Proyectista sirve para definir las propiedades requeridas para el proyecto. La indicación de las propiedades estructurales de los aisladores debe estar completa para que el proveedor pueda diseñar y fabricar adecuadamente los aisladores.

No todos los aspectos prácticos, ni todos los tipos de aisladores quedan cubiertos por esta Norma. Aspectos como las tolerancias de fabricación, propiedades de los materiales, certificaciones del proceso de fabricación, entre otros, quedan fuera de su alcance. Para temas específicos de fabricación e instalación, pueden referenciarse documentos como la EN15129 o el ASCE 7-22.

El grado de exposición ambiental define la protección anticorrosiva que debe aplicarse a los elementos de acero de los aisladores. La definición del grado puede hacerse según la clasificación ISO 12944-9, que considera desde interiores con ambiente controlado hasta ambientes marítimos o industriales en una escala de C1-C5.

13.2 Análisis

Las estructuras aisladas deben diseñarse y revisarse con las acciones de diseño calculadas de acuerdo con lo establecido en esta sección.

Independientemente del método de análisis que se utilice durante la etapa de diseño del sistema aislado, se deberá verificar dicho sistema de acuerdo con lo indicado en 13.2.4.

El sistema estructural aislado se debe diseñar de acuerdo con el tipo de uso de la estructura, su estructuración, su clasificación, su localización, tipo de zona sísmica en donde se ubique y demás requisitos que se mencionan en el Capítulo 1. Además, se deberán cumplir las especificaciones sobre combinación de efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales, de interacción suelo-estructura, de flexibilidad de los diafragmas de piso y cargas sísmicas durante la construcción, que se especifican en el Capítulo 2.

Con fines de análisis, se considerará para los aisladores un comportamiento bilineal con pendiente post-elástica positiva hasta el desplazamiento máximo, cuestión que deberá verificarse experimentalmente de acuerdo con el Apéndice C.

13.2.1 Selección del procedimiento

13.2.1.1 Requisitos para análisis estático

Se podrá usar un análisis estático con fines de diseño cuando se cumpla con lo siguiente:

- a) La superestructura tiene como máximo cuatro niveles o una altura de 13 m sobre el desplante
- b) El período efectivo de la estructura aislada para el desplazamiento de diseño no excede 3 s
- c) Aislamiento total de la superestructura
- d) La estructura aislada se ubica en la Zona A
- e) La estructura es regular según lo indicado en 13.1.3.3.1
- f) Se satisface la relación de periodos de vibración según lo indicado en 13.1.3.3.3.

Comentario:

Aunque el método estático no sea aplicable en todos los casos para establecer las acciones de diseño del sistema aislado, debe llevarse a cabo ya que, con base en él se establecen, de acuerdo con lo indicado en la tabla 13.1.2, valores mínimos para las acciones de diseño.

13.2.1.2 Requisitos para análisis modal espectral

Se podrá analizar la estructura aislada con fines de establecer las acciones de diseño con el análisis dinámico modal espectral de 7.2 cuando se cumpla con los requisitos c) a f) indicados en 13.2.1.1.

13.2.1.3 Requisitos para análisis dinámico paso a paso

Se podrá analizar cualquier sistema estructural aislado con fines de diseño con los métodos de análisis dinámico paso a paso de 7.3 y 7.4. Independientemente del método usado con fines de diseño, se deberá revisar el sistema estructural aislado con una evaluación basada en desempeño de acuerdo con el Capítulo 14.

13.2.2 Análisis estático

13.2.2.1 Características mecánicas

Las fuerzas y desplazamientos y distorsiones de diseño para una dirección de interés de la estructura aislada deberán estimarse de acuerdo con el periodo efectivo fundamental de vibrar y amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento para el desplazamiento lateral de diseño en esa dirección.

El amortiguamiento equivalente y periodo efectivo fundamental de vibrar del sistema de aislamiento se estima bajo la consideración del amortiguamiento equivalente y rigidez secante que exhiben los aisladores, de acuerdo con lo indicado en el Apéndice C, para los desplazamientos de diseño en la dirección de interés

Se tomará como base de la superestructura la base del nivel desplazado directamente en el sistema de aislamiento.

Comentario:

El cálculo de la rigidez secante y el amortiguamiento equivalente de los aisladores sísmicos se indica en el Apéndice C.

Las características mecánicas del sistema de aislamiento deben incluir explícitamente, en su caso, la contribución del sistema de restricción contra viento, de los dispositivos externos de disipación de energía y del sistema de restricción de desplazamientos laterales para sismos de baja intensidad.

13.2.2.2 Desplazamientos y distorsiones

El periodo efectivo del sistema aislado para el desplazamiento máximo, T_M , se estima bajo la consideración de la rigidez secante que exhiben los aisladores para ese desplazamiento en la dirección de análisis:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W_s}{K_{Mmin}g}} \quad (13.2.1)$$

dónde W_s es el peso total de la superestructura, K_{Mmin} la rigidez secante mínima del sistema de aislamiento, determinada de acuerdo con lo indicado en el Apéndice C, para el desplazamiento máximo, y g la aceleración de la gravedad.

El sistema de aislamiento deberá diseñarse y construirse para acomodar de manera estable, bajo la consideración de la bidireccionalidad de la acción sísmica, el desplazamiento máximo D_M en cada una de las direcciones principales de análisis. El desplazamiento máximo se estima como:

$$D_M = \frac{T_M^2}{4\pi^2} S_{aM}(T_M, Q=1, \zeta = \zeta_e)g \quad (13.2.2)$$

dónde $S_{aM}(T_M, Q=1, \zeta = \zeta_e)$ es la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración que se obtiene para la intensidad sísmica infrecuente y el amortiguamiento equivalente ζ_e de acuerdo con 3.1. El valor de ζ_e se establece, bajo la consideración de la contribución de todos los aisladores, por medio de ponderar el amortiguamiento determinado para cada aislador para los desplazamientos laterales de diseño, en función de la rigidez secante del aislador correspondiente a ese desplazamiento. En ningún caso se considerará un valor mayor que 0.30 para ζ_e .

El desplazamiento total máximo, D_{TM} , debe incluir el desplazamiento adicional debido a las torsiones natural y accidental del sistema de aislamiento, calculadas de acuerdo con las distribuciones en planta de rigidez lateral de dicho sistema y de masa de la superestructura.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b_A^2 + d_A^2} \right] \quad (13.2.3)$$

dónde D_M es el desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislamiento; y es la distancia, medida en la dirección perpendicular a la de análisis, desde el centro de rigidez del sistema de aislamiento al aislador con la mayor deformación lateral; e es la suma de las excentricidades natural y accidental del sistema de aislamiento, y b_A y d_A son las

dimensiones en planta de la losa desplantada inmediatamente arriba del sistema de aislamiento. La excentricidad accidental del sistema de aislamiento se estima con la ecuación 2.3.2 bajo la consideración de que $i = 1$.

En caso de que se estime explícitamente la rigidez torsional en planta del sistema de aislamiento, y con base en ella su giro en planta, será posible considerar un valor de D_{TM} menor que el obtenido con la ecuación 13.2.3, pero no menor que $1.1 D_M$.

Para la revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se revisará de acuerdo con 13.1.3.3.4 las distorsiones calculadas en la superestructura y la subestructura con las fuerzas laterales calculadas conforme a 13.2.2.3.

Comentario:

El espectro elástico de pseudo-aceleración sin reducir correspondiente a la intensidad sísmica infrecuente se obtiene directamente del SASID.

13.2.2.3 Cortante basal y fuerzas laterales

El sistema de aislamiento y la subestructura deben diseñarse para resistir un cortante basal V_{bA} igual a:

$$V_{bA} = K_{Mmax} D_M \quad (13.2.4)$$

donde K_{Mmax} es la rigidez secante máxima del sistema de aislamiento para el desplazamiento máximo y la dirección de análisis, determinada de acuerdo con lo indicado en el Apéndice C, y D_M el desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección considerada.

La superestructura debe diseñarse para resistir, bajo la consideración de los requisitos para una estructura con base rígida, un cortante basal V_{sA} igual a:

$$V_{sA} = \frac{K_{Mmax} D_M}{R'} \quad (13.2.5)$$

donde el factor de reducción por sobre-resistencia R' se establece conforme a 3.3.

El valor de V_{sA} no debe ser menor que el cortante basal correspondiente a las acciones de diseño por viento, ni que 1.5 veces el cortante basal correspondiente a la activación del sistema de aislamiento.

La fuerza lateral de diseño que actúa en el centro de masa del i -ésimo nivel de la superestructura, F_{Ai} , se determina como:

$$F_{Ai} = V_{sA} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \quad (13.2.6)$$

dónde w_i y h_i son el peso y la altura con respecto a la base de la superestructura.

13.2.2.4 Modelo de análisis

El modelo elástico de análisis de la superestructura y la subestructura debe hacerse de acuerdo con lo indicado en esta Norma y la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate. En el caso de la superestructura, el modelo de análisis debe considerar el modelado explícito del diafragma horizontal y demás elementos horizontales que forman parte del sistema de interconexión descrito en el requisito 5 de 13.1.2.3. En el caso de la subestructura, el modelo de análisis debe considerar, en su caso, el modelado explícito del diafragma horizontal y demás elementos horizontales que forman parte del sistema de interconexión descrito en el requisito 6 de 13.1.2.3.

13.2.3 Análisis Modal Espectral

El análisis dinámico modal espectral de un edificio aislado deberá hacerse conforme a los requerimientos de 7.2 y lo indicado en el presente inciso.

13.2.3.1 Características mecánicas

Las fuerzas y desplazamientos de diseño para el sistema estructural aislado deberán estimarse con un modelo elástico que considere para cada aislador, la rigidez secante determinada de acuerdo con lo indicado por el Apéndice C, para el desplazamiento lateral que desarrolle para la intensidad sísmica infrecuente de acuerdo con el análisis.

Se tomará como base de la superestructura la base del nivel desplantado directamente en el sistema de aislamiento.

Comentario:

Las características mecánicas del sistema de aislamiento deben incluir explícitamente, en su caso, la contribución del sistema de restricción contra viento, de los dispositivos externos de disipación de energía y del sistema de restricción de desplazamientos laterales para sismos de baja intensidad.

13.2.3.2 Espectro de Diseño

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración utilizado para el análisis dinámico modal espectral del sistema aislado, $S_a^A(T)$, deben establecerse conforme a lo siguiente:

$$S_a^A(T) = \begin{cases} S_{aM}(T, Q=1, \zeta=0.05) & \text{Si } T < 0.8T_1 \\ S_{aM}(T, Q=1, \zeta=\zeta_e) & \text{Si } T \geq 0.8T_1 \end{cases} \quad (13.2.7)$$

donde $S_{aM}(T, Q=1, \zeta=\zeta_e)$ es la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración sin reducir que se obtiene para la intensidad sísmica infrecuente y el amortiguamiento equivalente ζ_e de acuerdo con 3.1, y $S_{aM}(T, Q=1, \zeta=0.05)$ es la ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración sin reducir que se obtiene para la intensidad sísmica infrecuente y un amortiguamiento de 0.05 de acuerdo con la misma sección. El valor de ζ_e se establece, bajo la consideración de la contribución de todos los aisladores, por medio de ponderar el amortiguamiento determinado para cada aislador para los desplazamientos laterales de diseño, en función de la rigidez secante del aislador correspondiente a ese desplazamiento. En ningún caso se considerará un valor mayor que 0.30 para ζ_e .

Comentario:

Aunque el amortiguamiento proporcionado por el sistema de aislamiento reduce de manera eficiente la respuesta del primer modo de vibrar de la edificación aislada, su efectividad disminuye notablemente para los modos superiores. Debido a ello, la ecuación 13.2.7 considera ordenadas espectrales reducidas por amortiguamiento para el intervalo de periodos en que cae, para la dirección de interés, el periodo fundamental de vibrar; y ordenadas espectrales sin reducir para el intervalo de periodos correspondiente a los modos superiores.

Debido a la variación en la rigidez secante de los aisladores en función de su deformación lateral, el periodo fundamental de vibrar del sistema aislado varía en función del desplazamiento lateral. Para establecer el espectro de diseño de acuerdo con la ecuación 13.2.7, el periodo fundamental de vibrar se estima para el desplazamiento máximo D_M . La dependencia mutua que existe entre el espectro de diseño y el periodo fundamental de vibrar del sistema aislado por lo general resulta en la necesidad de iterar.

Note que el espectro que se establece con la ecuación 13.2.7 no se reduce ni por el factor de reducción por sobre-resistencia ni por el factor de reducción por comportamiento sísmico.

13.2.3.3 Acciones de Diseño

El diseño del sistema aislado debe considerar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis dinámico modal espectral bajo la consideración de las acciones mínimas que se indican en la tabla 13.1.2. En el caso particular del cortante basal de diseño de la superestructura, si este cortante es subestimado por el análisis dinámico modal espectral con respecto al valor indicado en la tabla, será necesario escalar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis con un factor igual al requerido para que el cortante estimado alcance el valor mínimo de la tabla.

Las fuerzas internas estimadas con el análisis modal espectral para los elementos estructurales de la super y subestructuras podrán reducirse, con fines de diseño, por el factor de reducción por sobre-resistencia R' estimado de acuerdo con 3.3.

El sistema de aislamiento deberá diseñarse y construirse para acomodar de manera estable, bajo la consideración de la bidireccionalidad de la acción sísmica, los desplazamientos máximos calculados con el análisis modal espectral.

Para la revisión del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, se revisará de acuerdo con lo indicado 13.1.3.3.4 las distorsiones obtenidas con el análisis dinámico modal espectral.

Se deberá atender los requerimientos de 13.1.3.5 para el diseño de las conexiones y elementos de soporte.

Comentario:

Es importante tener en cuenta que los desplazamientos que se estiman con el análisis modal espectral no se multiplican por R' porque el espectro de diseño no se reduce por el factor de reducción por sobre-resistencia.

13.2.3.4 Modelo de análisis

El modelo elástico de análisis de la superestructura y la subestructura debe hacerse de acuerdo con lo indicado en 13.2.2.4.

13.2.4 Análisis dinámico no lineal paso a paso

Independientemente del tipo de análisis que se utilice durante la etapa de diseño, siempre deben llevarse a cabo un análisis dinámico paso a paso de acuerdo con lo indicado en 7.3 y 7.4, para verificar el sistema estructural aislado de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 14. La evaluación basada en desempeño deberá hacerse para la intensidad sísmica infrecuente.

13.2.4.1 Criterios de Aceptación

Para el caso de la superestructura y la subestructura, los indicadores de comportamiento (deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, fuerzas, etc.) estimados para el edificio aislado con el análisis dinámico paso a paso, deben clasificarse y revisarse de acuerdo con lo establecido en 14.2.5. Se tomará como base de la superestructura la base del nivel desplantado directamente en el sistema de aislamiento.

Los criterios de aceptación para los aisladores, particularmente en lo que se refiere a su capacidad última de deformación lateral y su capacidad para resistir fuerzas axiales en compresión, deben verificarse con pruebas experimentales de acuerdo con lo indicado en el Apéndice C.

La seguridad sísmica de equipos y contenidos, así como de elementos no estructurales y arquitectónicos, se revisará de acuerdo con lo indicado en 14.2.3.

13.2.4.2 Acciones Mínimas de Diseño

La revisión del sistema aislado debe considerar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis dinámico paso a paso bajo la consideración de las acciones mínimas que se indican en la tabla 13.1.2. En el caso particular del cortante basal de diseño de la superestructura, si este cortante es subestimado por el análisis dinámico paso a paso con respecto al valor indicado en la tabla, será necesario escalar las fuerzas internas y distorsiones estimadas con el análisis con un factor igual al requerido para que el cortante estimado alcance el valor mínimo de la tabla.

El sistema de aislamiento deberá diseñarse y construirse para acomodar de manera estable, bajo la consideración de la bidireccionalidad de la acción sísmica, los desplazamientos máximos calculados con el análisis dinámico no lineal paso a paso.

13.2.4.3 Movimientos del Terreno

La evaluación basada en desempeño requiere de espectros de peligro uniforme para la intensidad sísmica infrecuente, establecidos conforme a lo indicado en 7.4.1 para el sitio de la construcción.

Las parejas de acelerogramas usadas para los análisis dinámicos paso a paso deben cubrir, conforme a lo indicado en 7.4.1, los espectros elásticos de peligro uniforme para la intensidad sísmica infrecuente. El número mínimo de parejas que debe ser considerado para la evaluación basada en desempeño es el que se indica en el mismo inciso.

Comentario:

La intensidad sísmica infrecuente corresponde a la máxima considerada por esta Norma.

13.2.4.4 *Modelo de análisis*

El modelo de análisis para la superestructura y la subestructura deberá hacerse de acuerdo con lo indicado en 14.2.4. De acuerdo con lo indicado en ese inciso, el modelado de los aisladores deberá considerar propiedades estructurales, incluyendo el comportamiento histerético, verificadas con pruebas de laboratorio de acuerdo con lo indicado en el Apéndice C. Los datos de laboratorio no deben extrapolarse más allá de los niveles de deformación ensayados. Si los resultados indican que puede producirse una degradación en la resistencia o rigidez, o un adelgazamiento en los ciclos histeréticos del aislador, su modelado debe incluir esos efectos.

El modelo de análisis debe incluir, en su caso, los elementos estructurales complementarios usados para soportar y conectar los aisladores a la superestructura y subestructura. El amortiguamiento asignado a la superestructura y subestructura dentro del modelo de análisis no se considerará superior al que se especifica en 7.4.2, a menos que exista evidencia experimental, congruente con los niveles de deformación esperados, de que se puede usar un porcentaje mayor.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

14. EVALUACIÓN BASADA EN DESEMPEÑO

14.1 General

14.1.1 Alcance

Este Capítulo establece un procedimiento de evaluación que permita estimar e identificar las demandas sísmicas relevantes para la estabilidad y seguridad del sistema estructural, y estimar su respuesta, con fines de evaluar su desempeño, para una o más intensidades sísmicas de interés.

Debe llevarse a cabo una evaluación basada en desempeño en los casos siguientes:

- 1) El sistema estructural edificios altos, de acuerdo con lo indicado en 2.1
- 2) El sistema estructural de estructuras con periodo fundamental de vibrar mayor que 5 s
- 3) Estructuras fuertemente irregulares en torsión o en elevación de acuerdo con lo indicado en 5.5 y 5.6, respectivamente
- 4) Estructuras diseñadas con metodologías de diseño basadas en el control de desplazamientos de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 11
- 5) Estructuras con dispositivos de control, diseñadas de acuerdo con la indicado en los Capítulos 12 y 13
- 6) Estructuras que usen estructuraciones o materiales estructurales no contemplados en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4
- 7) Estructuras convencionales que deban satisfacer niveles de desempeño más conservadores que los indicados en la tabla 1.1a.

Es opcional hacer una evaluación basada en desempeño para la:

- 1) Evaluación de la seguridad estructural y desempeño sísmico de estructuras del Grupo A, estructuradas con sistemas estructurales convencionales
- 2) Evaluación de la seguridad estructural y desempeño sísmico de sistemas estructurales complejos
- 3) Evaluación de la seguridad estructural de edificaciones existentes
- 4) Evaluación de la seguridad estructural y desempeño sísmico del proyecto de rehabilitación de un sistema estructural existente.

Comentario:

El objetivo de este Capítulo es que, a través de su aplicación, se tenga una mayor certeza de que el sistema estructural exhiba el desempeño buscado de maneras eficiente y segura. Dentro de este contexto, una vez que se tenga el diseño según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento, pasa a ser un diseño preliminar que se revisa y, en su caso, se modifica, con el fin de satisfacer los niveles de desempeño de interés. Según esta Norma, también será posible establecer, de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 11, el diseño preliminar de acuerdo con una metodología de diseño basada en el control de desplazamientos. En caso de que el diseño preliminar se establezca con criterios diferentes a los comentados en este párrafo, deberá estar ampliamente sustentado en la memoria de cálculo el proceso con el que se establece el diseño preliminar, de tal manera de demostrar, a satisfacción del Instituto, la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.

Se debe considerar que, a pesar de sus numerosas ventajas, la implementación de una evaluación basada en desempeño requiere de amplia experiencia, y de conocimiento detallado del peligro sísmico, el comportamiento de los materiales y elementos estructurales, y de la respuesta dinámica no lineal de sistemas complejos. Se requiere para este tipo de evaluación documentar con detalle en la memoria de cálculo los criterios de modelado y aceptación.

Una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con lo indicado en este Capítulo es la única alternativa válida para demostrar, dentro del contexto del Reglamento, que un sistema estructural nuevo satisface los niveles de desempeño indicados en la tabla 1.1a. En el caso de un edificio existente, la NTC-Evaluación y Rehabilitación indica varias alternativas válidas para la evaluación del sistema estructural existente.

14.1.2 Justificación

El uso de una evaluación basada en desempeño para alguna de las estructuraciones incluidas en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 queda sustentado por lo indicado en 1.1, en particular en el siguiente texto: *Se deja abierta la posibilidad de que el Director, de acuerdo con el dueño, utilice un sistema estructural innovador, dispositivos de control, metodologías basadas en el control de desplazamientos, y niveles de desempeño e intensidades sísmicas más conservadoras que los de esta Norma,*

con el fin de reducir las consecuencias de los sismos intensos en la estructura. En estos casos, la solución propuesta deberá estar ampliamente sustentada a satisfacción del Instituto con una evaluación basada en desempeño conforme a lo indicado en el Capítulo 14.

El uso de una evaluación basada en desempeño para una estructuración no contemplada en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 queda sustentado en 1.2.1, en particular en el siguiente texto: *El uso de cualquier sistema estructural que no esté contenido en las tablas, ya sea que trabaje en conjunto con cualquiera de los incluidos en ella o resista la totalidad de los efectos combinados de las cargas por sismo y de las acciones gravitacionales, deberá estar ampliamente sustentado por medio de una evaluación basada en desempeño llevada a cabo de acuerdo con el Capítulo 14 y que demuestre a satisfacción del Instituto la pertinencia de la solución adoptada en términos de su seguridad estructural.*

En el caso de sistemas estructurales diseñados con metodologías de diseño basadas en el control de desplazamientos, el Capítulo 11 impone como requisito la revisión del diseño con una evaluación basada en desempeño.

En el caso de estructuraciones que incorporen dispositivos de control y, en particular disipadores pasivos de energía y aisladores sísmicos, los Capítulos 12 y 13, respectivamente, imponen como requisito la revisión del diseño con una evaluación basada en desempeño.

14.2 Metodología

14.2.1 Requisitos de Diseño

El procedimiento de evaluación de este Capítulo aplica a sistemas estructurales diseñados conforme al enfoque de diseño basado en capacidad. En el caso de las estructuraciones convencionales incluidas en las tablas 4.3.1 y 4.3.2, se supondrá satisfecho este requisito si se usa una estructuración con ductilidad intermedia o alta. En el caso de sistemas estructurales con dispositivos de control, el diseño del sistema estructural debe hacerse de tal manera que el comportamiento no lineal y la disipación histerética de energía, de haberlos, se concentren en dichos dispositivos, de tal manera que el resto de los elementos estructurales, las conexiones y los soportes, permanezcan en su rango elástico de comportamiento o desarrollen a lo más, un nivel de daño estructural que no exceda el correspondiente al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Comentario:

Se entiende por diseño por capacidad al enfoque de diseño encaminado a que el sistema estructural se configure y proporcione para restringir el comportamiento no lineal a comportamientos específicos controlados por la deformación, para los que el detallado prescrito por la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate permite una respuesta no lineal confiable y que, a través de su no linealidad, limitan las demandas en otras porciones de la estructura del tal manera que puedan diseñarse con suficiente resistencia para mantenerse elásticas a lo largo de la excitación sísmica. En algunos casos, es posible que los elementos estructurales detallados y diseñados para ductilidad baja exhiban comportamiento no lineal degradante debido a que no se exige para ellos un detallado y diseño que garantice la formación de puntos de no linealidad con comportamiento estable. En esos casos y con el fin de evitar modos frágiles de falla que requieren de modelos complejos calibrados cuidadosamente a partir de evidencia experimental, será necesario usar conceptos de diseño por capacidad para fomentar que los elementos estructurales que desarrollen comportamiento no lineal exhiban una respuesta estable. Dentro de este contexto, será necesario utilizar los resultados del análisis no lineal para garantizar que, tanto en lo local como en lo global, el sistema estructural desarrolle un comportamiento estable y, en caso de que esto no sea así, para ajustar el detallado y diseño de los elementos estructurales para lograr tal fin. Como ejemplo, considere que para el caso de marcos resistentes a momento de concreto reforzado, se logra un comportamiento global estable cuando las vigas y columnas desarrollan daño predominantemente en flexión, y se controlan y retrasan otros tipos de daño, como lo pueden ser por corte o axial. Para reducir sustancialmente la incertidumbre durante la interpretación de los resultados del análisis no lineal de un marco resistente a momentos de concreto reforzado, entre otras cosas es necesario revisar que la capacidad en corte de vigas y columnas sea tal que les permita desarrollar localmente articulaciones plásticas en sus extremos; que el nivel de carga axial en las columnas no sea excesivo de tal manera de no limitar excesivamente su capacidad de deformación; y que en lo global el marco sea capaz de desarrollar un mecanismo de viga débil-columna fuerte-conexión superfuerte. En algunos casos, puede ser importante cambiar, de acuerdo con los resultados de la evaluación basada en desempeño, el detallado de ductilidad baja a ductilidad media para aportar la estabilidad local y global requerida por el sistema estructural.

Los criterios de diseño basado en capacidad usados para el proyecto deben quedar documentados con detalle en la memoria de cálculo. Debe demostrarse con claridad que el sistema estructural desarrolla un mecanismo plástico bien definido, para el que el comportamiento no lineal se concentre en zonas apropiadamente detalladas de

elementos estructurales bien identificados y que los otros elementos estructurales, conexiones y soportes permanezcan esencialmente elásticos a lo largo del sismo de interés.

14.2.2 Estructuras Existentes

Para la evaluación basada en desempeño de un edificio existente se deben seguir las indicaciones de las NTC-Evaluación y Rehabilitación.

Comentario:

Debido a las muchas particularidades que deben ser tomadas en cuenta durante la evaluación estructural de un sistema estructural existente se elaboró en este ciclo normativo la Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación de Edificios Existentes. La evaluación basada en desempeño establecida en el Capítulo 14 de esta Norma es una de las múltiples alternativas indicadas en la NTC-Evaluación y Rehabilitación para la evaluación de un sistema estructural existente, y se debe llevar a cabo de acuerdo con lo indicado en esa norma.

14.2.3 Niveles de Desempeño

El procedimiento de evaluación basada en desempeño de este Capítulo considera la revisión del sistema estructural para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida.

Se podrá plantear, en congruencia con lo indicado en este Capítulo, la revisión de otros niveles de desempeño de interés, como podrían ser el de Prevención de Colapso o alguno intermedio entre los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida. En estos casos, deberá sustentarse, a satisfacción del Instituto, la pertinencia de los criterios de modelado y aceptación adoptados.

En lo referente al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, el modelo de análisis de la estructura debe establecerse conforme a lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*, y lo indicado en 7.3 y 7.4. El propósito de la evaluación es validar que los elementos estructurales del edificio sufran un bajo nivel de daño estructural, que conlleve una degradación mínima de sus propiedades estructurales, y que permita ocupar con seguridad el edificio después de la ocurrencia del sismo de interés. El sistema estructural satisface el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata si sus elementos estructurales permanecen esencialmente elásticos, lo que implica que las resistencias estimadas para los comportamientos dominados por la fuerza de acuerdo con 7.4.4 sean mayores que las correspondientes fuerzas internas máximas que se estiman para el elemento estructural con un análisis dinámico paso a paso. Aunque estrictamente puede llegar a aceptarse comportamiento no lineal, las demandas no lineales de deformación asociadas a los comportamientos dominados por la deformación deben ser menores que las respectivas capacidades estimadas para este nivel de desempeño de acuerdo con lo establecido en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*.

En lo referente al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, el modelo de análisis de la estructura debe establecerse conforme a lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*, y lo indicado en 7.4. El propósito de la evaluación es validar que los elementos estructurales del edificio no se dañen más allá de un estado que permita su reparación y que garantice la estabilidad local de toda porción del sistema estructural. El sistema estructural satisface el nivel de desempeño de Seguridad de Vida si las demandas no lineales asociadas a los comportamientos dominados por la deformación de los elementos estructurales no exceden las respectivas capacidades estimadas para este nivel de desempeño de acuerdo con lo establecido en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*.

Cuando se considere relevante la seguridad sísmica de equipos y contenidos cuya falla pudiera generar pérdidas económicas cuantiosas o la inhabilitación de funciones requeridas para la seguridad de la construcción o de las personas que la ocupan, deberán revisarse de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 8 con las demandas de aceleración y espectros de piso establecidos a partir de los resultados de los análisis dinámicos paso a paso. De manera similar, cuando los elementos no estructurales y arquitectónicos sean relevantes en términos de su valor económico y la seguridad de los ocupantes, se deberá revisar que su detallado y conexión al sistema estructural sean tales que dichos elementos puedan acomodar sin daño excesivo las distorsiones máximas que desarrolla el sistema estructural de acuerdo con los resultados de los análisis dinámicos paso a paso.

Comentario:

En sistemas convencionales es posible que la evaluación del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata rija el dimensionado de los elementos estructurales. El/la Proyectista debe revisar cuidadosamente que el sistema estructural satisfaga de manera simultánea todos los requisitos impuestos por los diferentes niveles de desempeño que deben ser considerados durante el diseño.

14.2.4 Criterios de Modelado

En conformidad con lo indicado en 1.2.2 y 1.2.4, el modelo numérico que se emplee para el análisis estructural debe considerar la participación de todos los elementos constructivos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta sísmica de la estructura, formen o no parte del sistema estructural principal. Lo anterior incluye todos los elementos estructurales ubicados en los niveles subterráneos que influyan en el desempeño del sistema estructural. La rigidez de los elementos estructurales debe establecerse de acuerdo con lo indicado en la *Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate*. La masa del edificio debe distribuirse en el sistema de piso de tal manera de hacer posible la evaluación de los efectos de segundo orden y de los efectos torsionales en la respuesta dinámica del sistema estructural. Además, el modelo debe incorporar el amortiguamiento del sistema estructural de acuerdo con lo indicado en 7.4.2.

El comportamiento histerético de los puntos de plasticidad concentrada de los elementos estructurales podrá considerar, de acuerdo con lo indicado en 7.4.2, una envolvente bilineal y un comportamiento cíclico sin degradación de resistencia. En caso de que las demandas no lineales excedan las capacidades de deformación estimadas para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, el comportamiento histerético de los puntos de plasticidad concentrada deberá considerar una envolvente trilineal, y se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez y resistencia y los estrechamientos de los lazos histeréticos que muestren dichas pruebas.

En caso de que no se espere comportamiento no lineal en los elementos estructurales, podrán omitirse de acuerdo con lo indicado en 7.3 los puntos de plasticidad concentrada, cuestión que deberá quedar ampliamente sustentada en la memoria de cálculo al demostrar que las fuerzas internas máximas obtenidas en los elementos estructurales con los análisis lineales paso a paso no exceden la resistencia de dichos elementos.

En caso de que el sistema estructural incluya dispositivos de control con comportamiento no lineal, el modelo de análisis deberá considerar propiedades estructurales, incluyendo el comportamiento histerético, establecidas con base en pruebas de laboratorio de acuerdo con lo indicado en los Apéndices B y C. Para el caso de sistemas estructurales con disipadores de energía, se deberá considerar además lo indicado en 14.2.7.

De acuerdo con lo indicado en 2.8, para estimar las fuerzas de inercia que actúan sobre los diafragmas de piso y las aceleraciones locales en sus distintos puntos, se tomarán en cuenta las deformaciones de los diafragmas en sus planos. Dichas deformaciones podrán ignorarse, de acuerdo con lo indicado en 2.8, en el caso de un diafragma rígido.

Con fines de hacer el modelo de análisis no lineal de estructuraciones no contempladas en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, pueden usarse los criterios de modelado del estándar ASCE 41 bajo la consideración de la equivalencia de niveles de desempeño indicada en la tabla 1.1b.

Comentario:

La Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate provee recomendaciones detalladas para modelar la rigidez de los elementos estructurales y, bajo la consideración de un modelo de plasticidad concentrada, las articulaciones plásticas de vigas y columnas. En caso de tener elementos estructurales que desarrollan otro tipo de daño o comportamiento, podrá recurrirse a los criterios de modelado del estándar ASCE 41. En este caso y conforme a lo indicado en el comentario de 1.1, debe hacerse referencia a la edición vigente de ese estándar el día en que entró en vigor esta Norma.

El comité encargado de redactar esta Norma considera suficiente la elaboración de un modelo de análisis para evaluar los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, con la particularidad de que, para sistemas estructurales con alturas mayores que los 64 metros, el nivel de amortiguamiento del sistema estructural puede ser distinto para estos niveles de desempeño.

En algunos casos la rigidez de los elementos estructurales puede llegar a depender de su nivel de deformación. Un caso de interés es la rigidez en flexión de elementos estructurales de concreto reforzado, que disminuye conforme se incrementa su nivel de deformación elástica. Dentro de un contexto así, pudiera llegar a plantearse la posibilidad

de establecer dos modelos de análisis diferentes para las estructuras de concreto reforzado, uno con mayor rigidez para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, y un segundo, con menor rigidez, para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

14.2.5 Criterios de Aceptación

Todos los indicadores de comportamiento que desarrolla el sistema estructural (deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, fuerzas, etc.) deben clasificarse de acuerdo con lo siguiente:

- a) Comportamiento controlado por la deformación. Comportamiento que desarrolla no linealidad en respuesta al sismo, y que se evalúa en términos de su capacidad para incorporar la correspondiente demanda no lineal de deformación
- b) Comportamiento controlado por la fuerza. Comportamiento que permanece en el rango elástico durante el sismo, y que se evalúa en términos de su capacidad resistente para incorporar la correspondiente fuerza interna
- c) Distorsión de entrepiso. Diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de una evaluación basada en desempeño, los desplazamientos laterales se obtienen de los análisis dinámicos paso a paso, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan durante todo el movimiento del terreno para cada elemento estructural o subsistema vertical contenido en el entrepiso.

Se considera que el sistema estructural es aceptable si la capacidad del elemento estructural o entrepiso es mayor que el valor máximo del comportamiento correspondiente. Dentro de este contexto:

- a) El comportamiento controlado por la deformación se considera aceptable si la capacidad de deformación del elemento estructural, para el nivel de desempeño del que se trate, es mayor que la demanda máxima de deformación no lineal, estimada con los análisis dinámicos paso a paso
- b) Las acciones controladas por la fuerza se consideran aceptables si la capacidad resistente del elemento estructural, estimada de acuerdo con 7.4.4, es mayor que la fuerza interna elástica máxima, estimada con los análisis dinámicos paso a paso
- c) Las distorsiones de entrepiso se consideran aceptables si en ningún entrepiso el valor medio de los máximos obtenidos en cada análisis no excede el valor límite indicado en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, para el nivel de desempeño que se evalúa. Para esta revisión, se deben considerar para el caso de sistemas estructurales convencionales las reducciones indicadas en el Capítulo 5 para estructuras irregulares. De acuerdo con lo indicado en los Capítulos 12 y 13, dichas reducciones no se deben considerar durante el diseño y la verificación del sistema estructural de estructuras con disipadores de energía y aislamiento sísmico. En su caso, podrán usarse mayores límites de distorsión cuando esto quede plenamente justificado con un análisis estático no lineal llevado a cabo conforme a lo indicado en 6.5, y se consideren, en su caso, las reducciones indicadas en el Capítulo 5.

En cuanto a elementos colectores, conexiones y apoyos, se considera que su comportamiento es aceptable si tienen suficiente resistencia para transmitir las fuerzas internas que se desarrollen en los diferentes componentes y porciones del sistema estructural sin desarrollar daño excesivo que les impida satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Pueden usarse con fines de evaluación, para estructuraciones no contempladas en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4, los criterios de aceptación del estándar ASCE 41 bajo la consideración de la equivalencia de niveles de desempeño indicada en la tabla 1.1b.

Comentario:

La Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción del material de que se trate provee, bajo la consideración de un modelo de plasticidad concentrada, recomendaciones detalladas para establecer las capacidades no lineales de deformación de las articulaciones plásticas de vigas y columnas. En caso de tener elementos estructurales que desarrollan otro tipo de daño o comportamiento, podrá recurrirse a los criterios de aceptación del estándar ASCE 41. En este caso y conforme a lo indicado en el comentario de 1.1, debe hacerse referencia a la edición vigente de ese estándar el día en que entró en vigor esta Norma.

Se entiende por sistema estructural convencional cualquiera de los contenidos en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4.

14.2.6 Movimiento del terreno

La evaluación basada en desempeño requiere de un espectro de peligro uniforme establecido, conforme a lo indicado en 7.4.1, para el sitio de la construcción y la intensidad sísmica de interés.

Las parejas de acelerogramas usados para los análisis dinámicos paso a paso deben cubrir, conforme a lo indicado en 7.4.1, los espectros elásticos de peligro uniforme para la intensidad sísmica de interés. El número mínimo de parejas que debe ser considerado para la evaluación basada en desempeño es que se indica en el mismo inciso.

14.2.7 Consideraciones especiales para sistemas estructurales con disipadores de energía

En el caso de los sistemas estructurales con disipadores de energía, cuando el valor correspondiente al límite inferior de las propiedades estructurales de los disipadores de energía sea menor que 0.80 veces el correspondiente valor esperado, será necesario llevar a cabo una serie complementaria de análisis dinámicos paso a paso para verificar que el sistema estructural satisfaga los objetivos de diseño indicados en la tabla 12.1.1. Para esta nueva serie de análisis, se debe considerar para el modelado de los disipadores el límite inferior de la propiedad estructural que resulte de mayor relevancia para el control de la respuesta lateral del sistema estructural, que en el caso de un dispositivo dependiente de la velocidad es su coeficiente de amortiguamiento, y para el caso de un dispositivo dependiente del desplazamiento, su rigidez. Si no se pueden hacer evaluaciones precisas en cuanto al límite inferior de la propiedad estructural de interés, se puede recurrir a valores prescritos por el fabricante, o a considerar que el límite inferior de la propiedad de interés es igual a 0.65 veces el correspondiente valor esperado.

Comentario:

En algunos proyectos se ha podido observar que las propiedades estructurales de los disipadores de energía instalados en campo caen por debajo de lo contemplado durante su diseño. Esto ha llevado a establecer requisitos complementarios para asegurar el buen desempeño sísmico de los sistemas estructurales con disipadores de energía construidos en campo. Por un lado, si los controles de producción son tales que los valores mínimos medidos para la propiedad estructural relevante del disipador durante los ensayos indicados en el Apéndice B no caen por debajo de 0.80 veces el valor esperado correspondiente, se considera que no es necesario hacer más para garantizar el comportamiento buscado para el sistema estructural con disipadores de energía. Por el otro lado, si los valores mínimos caen por debajo de 0.80 veces el valor esperado correspondiente, esta Norma exige se lleve a cabo una serie complementaria de análisis dinámicos paso a paso para verificar el desempeño del sistema estructural. Para los análisis complementarios, las propiedades estructurales consideradas para modelar el comportamiento de los disipadores de energía no corresponden a los valores esperados, sino a los mínimos. Aunque sería posible pedir que se considere el valor mínimo para todas las propiedades estructurales del disipador, el comité redactor de esta Norma considero sensato solo requerir que se reduzca el valor de la propiedad estructural de mayor relevancia para el control de la respuesta lateral del sistema estructural según el tipo de disipador.

En términos de reducir su rigidez, es necesario considerar si el disipador dependiente del desplazamiento exhibe comportamiento lineal o no lineal. De ser lineal, es posible llevar a cabo una serie de análisis dinámicos modal paso a paso de acuerdo con lo indicado en 7.3 para llevar a cabo la evaluación basada en desempeño. En este caso basta con reducir la rigidez secante K_e del disipador. De ser no lineal, se requiere llevar a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso de acuerdo con lo indicado en 7.4. En este caso y bajo la consideración de un comportamiento fuerza-desplazamiento bilineal, será necesario reducir tanto la rigidez elástica K_1 como la rigidez postelástica K_2 del disipador. Note que la reducción de estas dos rigideces resultará, a su vez, en una reducción en la capacidad resistente y de disipación de energía del disipador.

En términos de reducir la capacidad de disipación de energía de un disipador dependiente de la velocidad, basta con reducir el coeficiente de amortiguamiento C del disipador. Note que esta reducción resulta a su vez en una reducción en la capacidad resistente y de disipación de energía del disipador.

En caso de que el fabricante prescriba un valor mínimo para la propiedad estructural relevante, deberá proveer información de soporte suficiente a satisfacción de el/la Proyectista y del Instituto.

15. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES

La presente Norma sólo cubren en su totalidad los requisitos de diseño para estructuras de edificios. Tratándose de otros tipos de estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados bajo la consideración de espectros de diseño establecidos de acuerdo con el Capítulo 3, y que conduzcan a niveles de seguridad congruentes con los de esta Norma y reciban la aprobación del Instituto.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

16. INSTRUMENTACIÓN

En caso de que, de acuerdo con el Reglamento se deba instrumentar el sistema estructural, se deben cumplir los Lineamientos Técnicos para la Instrumentación Sísmica y Geotécnica de Edificios en la Ciudad de México.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE A. DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA UN SITIO ESPECÍFICO CUANDO LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS INDIQUEN LA EXISTENCIA DE ANOMALÍAS EN LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO CON RESPECTO A LAS DE LA ZONA CIRCUNDANTE E INTERACCIÓN CINEMÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

En el presente Apéndice se estipulan los métodos y procedimientos generales para:

- a) Determinar espectros específicos de sitio, en las Zonas B o C, a partir de las propiedades del suelo cuando el periodo predominante del sitio determinado con los métodos que se estipulan en A.2 difiera en más de 25 por ciento o de 0.5 segundos con respecto al determinado con el *SASID* para ese mismo sitio
- b) Determinar el periodo dominante de vibrar de un sitio, T_s
- c) Incluir los efectos de la interacción cinemática suelo-estructura.

A.1 Determinación de espectros específicos de sitio

Esta sección aplica únicamente para sitios en las Zonas B o C cuando el periodo predominante del sitio determinado con los métodos que se estipulan en A.2 difiera en más de 25 por ciento o de 0.5 segundos con respecto al determinado con el *SASID* para ese mismo sitio.

El procedimiento para estimar los espectros de sitio seguirá los pasos generales siguientes:

- a) Construir un modelo estratigráfico del subsuelo que contenga los espesores de los estratos y la profundidad del basamento, junto con los valores correspondientes de las velocidades de ondas de cortante, pesos específicos y amortiguamientos. Se entiende como basamento a la capa en la que puede considerarse ocurre el movimiento sísmico para un periodo de retorno de 250 años en la Zona A para el sismo base de diseño o de 475 años en la Zona A para el sismo infrecuente, los cuales se consideran iguales a los que ocurren en la estación CU cuyos espectros de peligro uniforme se presentan en la figura A.1.1
- b) Calcular la función de transferencia de campo libre como el cociente entre el espectro de Fourier del movimiento en la superficie y el espectro de Fourier del movimiento de entrada, suponiendo propagación vertical de ondas de cortante. Para este cálculo se tendrán en cuenta las incertidumbres en los parámetros del modelo estratigráfico del subsuelo, las incertidumbres inherentes a la hipótesis de propagación vertical de ondas de cortante y el posible efecto de la no linealidad de los materiales. Deberán usarse en este cálculo métodos aceptados en la práctica profesional

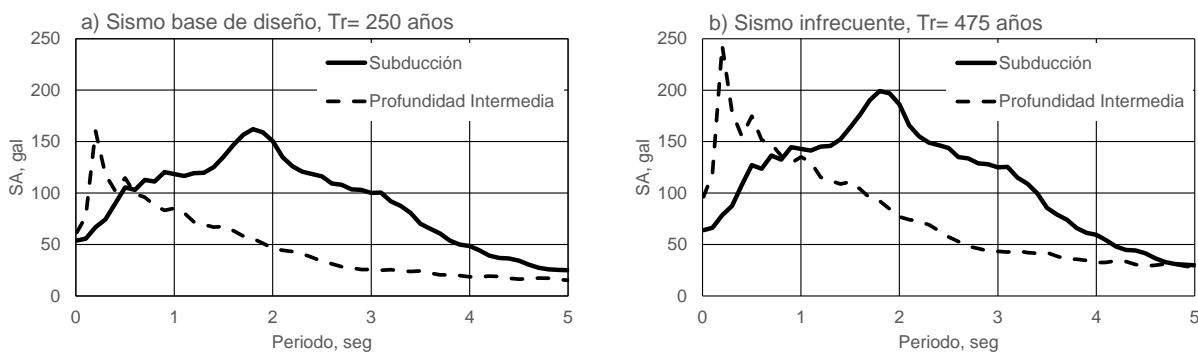


Figura A.1.1 Espectros de peligro uniforme del movimiento para un periodo de retorno de 250 y de 475 años en la estación CU, para los dos grupos de temblores considerados

- c) Convertir los espectros de peligro uniforme de la figura A.1.1, que corresponden a dos grupos diferentes de eventos sísmicos, en espectros de potencia o de amplitudes de Fourier. Este cálculo requiere que se especifique la duración del movimiento del suelo de entrada, D_B , que se tomará igual a:

$$D_B = \begin{cases} 80 \text{ s eventos de subducción} \\ 40 \text{ s profundidad intermedia} \end{cases} \tag{A.1.1}$$

Estas duraciones están asociadas a los eventos de subducción y profundidad intermedia que más contribuyen al peligro sísmico para el sismo base de diseño y el sismo infrecuente

- d) Obtener el espectro de potencia en la superficie, multiplicando la amplitud de la función de transferencia de campo libre al cuadrado por el espectro de potencia en el basamento
- e) Se determinarán dos espectros de respuesta de sitio, uno para eventos de subducción y otro para eventos de profundidad intermedia, para un oscilador con 5 por ciento de amortiguamiento, usando como excitación de la base el espectro de potencia en la superficie y aplicando la teoría de vibraciones aleatorias. La duración del movimiento en la superficie, D_s , se calculará con la siguiente expresión:

$$D_s = D_B + 20(T_s - 0.5) \tag{A.1.2}$$

donde T_s se especifica en segundos y D_s se obtiene en segundos. Se deberá revisar el efecto del acortamiento futuro en el valor de T_s .

Comentario:

Las operaciones en el dominio de la frecuencia deben realizarse entre espectros de potencia o de amplitudes de Fourier en su forma de números complejos y las funciones de transferencia definidas de acuerdo con el inciso b). Los espectros de peligro uniforme son una representación de espectros de respuesta por lo que no pueden ser utilizados de ninguna manera para realizar operaciones directas en el dominio de la frecuencia.

Se considerará que los espectros de respuesta obtenidos son una aproximación a los espectros de peligro uniforme que se obtendrían con el modelo de peligro sísmico del SASID. El correspondiente espectro de diseño se obtendrá como una envolvente suavizada de los espectros de respuesta calculados, ajustando sus parámetros a la forma funcional definida en 3.1.2. En ningún caso se permitirá que:

- 1) Para el sismo base de diseño el coeficiente c al que se refiere 3.1.2 sea menor al que puede obtenerse de la figura A.1.2a. T_s es el periodo fundamental calculado para el sitio como se especifica en A.2
- 2) Para el sismo infrecuente el coeficiente c sea menor al que puede obtenerse con la figura A1.2b
- 3) El coeficiente k al que se hace referencia en 3.1.2 sea menor que 0.35.

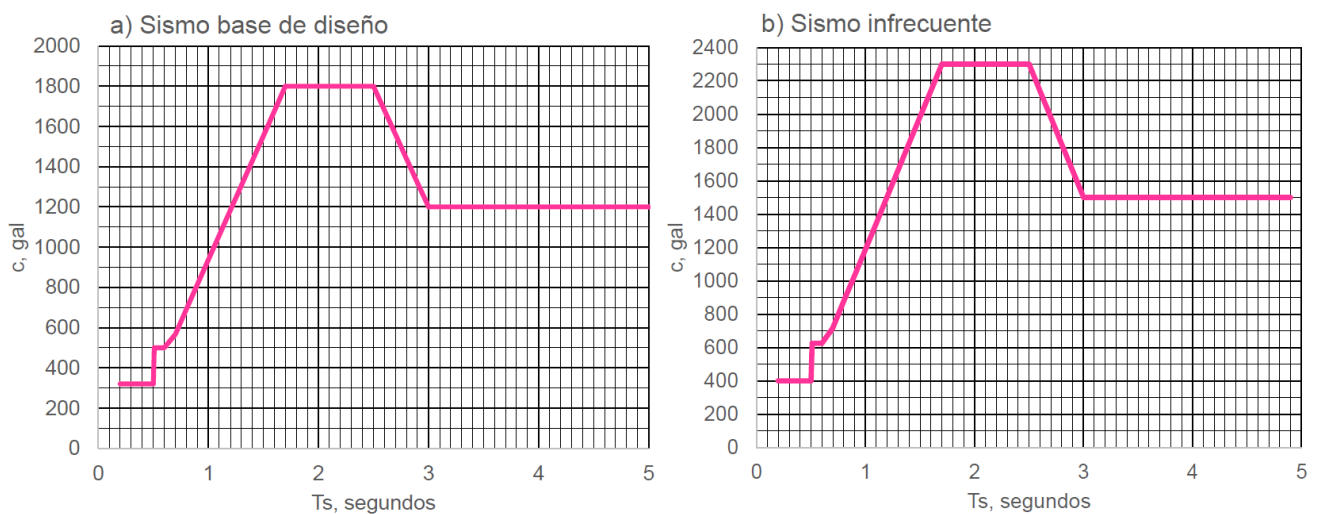


Figura A.1.2 Valor mínimo del coeficiente c , como función del periodo predominante del sitio, T_s para el sismo base de diseño y para el sismo infrecuente

Comentario:

Debido a que actualmente la evidencia empírica de reducción por efectos no lineales en el suelo de la Ciudad de México es muy escasa los coeficientes mínimos de la figura A.1.2 conservadoramente consideran comportamiento lineal del suelo.

A.2 Determinación del periodo dominante de vibrar de un sitio, T_s

El valor de T_s podrá obtenerse partiendo de la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés, para lo cual puede recurrirse a las siguientes expresiones:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)} \quad (\text{A.2.1})$$

donde $x_0 = 0$ (en la base) y x_i ($i = 1, 2, \dots, N$) está dada por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i d_j / G_j}{\sum_{j=1}^N d_j / G_j} \quad (\text{A.2.2})$$

d_i, G_i y γ_i espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente
 N número de estratos

Para la aplicación de este criterio es necesario que la exploración del subsuelo, ecuación A.2.3, se efectúe hasta los depósitos firmes profundos en el sitio de interés; de lo contrario, se estaría excluyendo la influencia de la deformabilidad del subsuelo que se encuentra por debajo del nivel de exploración alcanzado.

$$H_s = \sum_{i=1}^N d_i \quad (\text{A.2.3})$$

Además, T_s puede obtenerse de mediciones de ruido ambiental o movimientos fuertes del terreno, con procedimientos e instrumentos aceptados por la práctica profesional. Cuando T_s se determine con más de un método, los valores obtenidos deberán ser coherentes entre ellos.

Comentario:

En el caso de los medios estratificados, es común representarlos por un estrato homogéneo con propiedades equivalentes. Una práctica común es el uso del promedio ponderado o promedio pesado de las propiedades de los estratos. Sin embargo, el uso de este tipo de promedios para calcular las propiedades equivalentes ignora la posición relativa de los estratos, la cual es muy importante en la respuesta dinámica de medios estratificados. Por ejemplo, el periodo fundamental de vibrar de un medio estratificado en el cual el estrato inferior es el de menor rigidez es mayor que el periodo fundamental de un medio con el mismo conjunto de estratos, pero con el estrato más firme en la parte más profunda. La ecuación A.2.1 permite calcular el periodo fundamental de un medio estratificado, tomando en cuenta explícitamente la posición de cada uno de los estratos. Para los casos en que los estratos de suelo van incrementando su rigidez con la profundidad, los periodos de vibrar del suelo usando un estrato equivalente con propiedades calculadas mediante promedios pesados y los calculados con la ecuación A.2.1 son muy similares. Sin embargo, para casos en que un estrato blando subyace a un estrato más rígido, el periodo del sitio utilizando el procedimiento de los promedios pesados es menor que el calculado con la ecuación A.2.1.

A.3 Interacción cinemática suelo-estructura

Se podrán incluir los efectos de la interacción cinemática en la determinación de los espectros de diseño exclusivamente para sitios en las Zonas B o C. Para cuantificar el efecto se consideran los siguientes dos casos:

- a) Caso 1. Cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a las de la zona circundante.

La modificación por interacción cinemática se aplicará directamente a los espectros de peligro uniforme proporcionados por el *SASID* para el sitio en cuestión. Los espectros de peligro uniforme en superficie obtenidos del *SASID* se convertirán en espectros de potencia, se afectarán por la interacción cinemática y mediante teoría de vibraciones aleatorias se transformarán nuevamente en espectros de respuesta. Se deberán utilizar los espectros de peligro uniforme correspondientes a cada una de las épocas y cada uno de los grupos de sismo de manera independiente. Este cálculo requiere que se especifique la duración del movimiento del suelo de entrada, D_B , que se tomará como se indica en el inciso c) de A.1.

Para cajones de cimentación con profundidad de desplante $D \leq 8$ m, para incluir la interacción cinemática se utilizará la función de transferencia definida en la ecuación A.3.1. El espectro de potencia del inciso se multiplicará por esta función de transferencia al cuadrado, con lo que se obtendrá el espectro de potencia en la base de la cimentación

$$H_c(\omega_e) = \begin{cases} \cos\left(\frac{\pi \omega_e}{2 \omega_c}\right) & \text{si } \omega_e \leq 0.5\omega_c \\ 0.7 & \text{si } \omega_e > 0.5\omega_c \end{cases} \quad (\text{A.3.1})$$

ω_e frecuencia de excitación

ω_c frecuencia fundamental de las capas de suelo desde la superficie hasta la profundidad de desplante D definida con la ecuación A.3.2

V_s velocidad de propagación de ondas de cortante

$$\omega_c = \frac{\pi V_s}{2 D} \quad (\text{A.3.2})$$

Para cajones de cimentación con profundidades mayores que 8 m, se deberán determinar las funciones de transferencia utilizando modelos o técnicas de propagación de ondas debidamente sustentadas a satisfacción del Instituto. En el caso que se utilicen este tipo de modelos se deberán seguir las siguientes recomendaciones:

- Indicar todas las propiedades mecánicas del suelo que se utilizarán en el modelo, incluyendo al menos peso volumétrico, relación de Poisson, módulo de elasticidad, módulo de rigidez al corte, amortiguamiento, modelo constitutivo utilizado junto con los parámetros que lo definan, si el material es considerado isotrópico, ortotrópico o anisotrópico, y demás propiedades necesarias para definir los materiales en el modelo utilizado. Estas propiedades deberán ser indicadas para cada uno de los estratos o unidades geotécnicas consideradas. Se deberán utilizar modelos de comportamiento elástico para el suelo
- Calibrar los resultados obtenidos del modelo del con los resultados obtenidos a partir de programas o metodologías específicas para determinar la propagación de ondas. Se deberá asegurar que el modelo numérico reproduce de manera adecuada al menos los periodos fundamentales de vibrar en el sitio y las amplificaciones dinámicas producidas por el suelo. Esta comparación se podrá realizar por medio de funciones de transferencia, respuestas en superficie, periodos de vibrar, amplificaciones, entre otras
- El periodo del modelo se deberá comparar con el periodo obtenido de un espectro de sitio de acuerdo con las recomendaciones incluidas en este Apéndice. El valor de la función de transferencia no podrá ser menor de 0.7.

Los espectros de respuesta correspondientes, uno por grupo de eventos, se determinarán, para un oscilador con el valor de porcentaje de amortiguamiento correspondiente, a partir de los espectros de potencia de la cimentación y aplicando la teoría de vibraciones aleatorias; en este cálculo se utilizarán las duraciones del movimiento indicadas en la ecuación A.1.2. El espectro de diseño correspondiente se obtendrá como una envolvente suavizada del espectro de respuesta, ajustando sus parámetros a la forma funcional definida en 3.1.2. En ningún caso se permitirá que el coeficiente k al que se hace referencia en 3.1.2 sea menor a 0.35.

- b) Caso 2. Cuando los estudios geotécnicos indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a las de la zona circundante.

La modificación por interacción cinemática se aplicará a los espectros de peligro uniforme estimados conforme a A.1 para el sitio en cuestión siguiendo el mismo procedimiento que se describe en el Caso 1.

Comentario:

La ecuación A.3.1 ha sido definida mediante el análisis de una cimentación circular, infinitamente rígida y carente de masa (Kausel, Whitman, Morray, & Elsabee, 1978). La ecuación A.3.1 considera las modificaciones asociadas a los movimientos de traslación debidas a la interacción cinemática. En general, la interacción cinemática reduce la amplitud de los movimientos de traslación de alta frecuencia (periodos cortos) debido a que el sistema estructural de la cimentación es un elemento mucho más rígido que el terreno, produce un efecto promediador en el campo de desplazamientos de los puntos del suelo correspondientes a la interfaz entre el suelo y la cimentación. Este efecto se presenta para las ondas con longitudes de onda menores a la profundidad de desplante del cimientto. En la ecuación A.3.1, la frecuencia ω representa a la frecuencia correspondiente a los trenes de onda con longitudes de onda lo suficientemente pequeñas para que sufran el efecto promediador previamente definido. No se permite la reducción por interacción cinemática en los sitios de la Zona A debido a que por las propiedades del subsuelo este efecto no es significativo. Además, los criterios de diseño en la Zona A son los mínimos adecuados de acuerdo con el comité y no debe incluirse ninguna reducción.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE B. PROPIEDADES Y CONTROL DE CALIDAD DE DISIPADORES DE ENERGÍA

B.1 Propósito y alcance

Este Apéndice plantea requerimientos para asegurar el buen comportamiento en campo y un adecuado control de calidad durante la fabricación de los disipadores de energía. Se incluyen reglas generales de diseño, así como características requeridas de los materiales con que se fabrican, y requisitos funcionales y procedimientos de ensayo. Se definen objetivos de desempeño y procedimientos para su verificación.

El/la Proyectista debe indicar en las Especificaciones de Diseño la información técnica relevante en cuanto a las propiedades estructurales requeridas para los disipadores de energía y los materiales con que se fabrican, los ensayos requeridos y las excepciones o complementos que deban considerarse en relación con lo indicado en este Apéndice, el programa de inspección y mantenimiento de los dispositivos, y los intervalos de temperaturas de servicio y de diseño.

En el caso de disipadores de energía no cubiertos por este Apéndice, se deben establecer a satisfacción del Instituto requerimientos de ensayo y fabricación de manera clara y completa en las Especificaciones de Diseño. Asimismo, será posible usar para los tipos de disipadores de energía cubiertos por este Apéndice requerimientos de ensayo y fabricación diferentes a los aquí especificados, siempre y cuando queden establecidos de manera clara y completa, a satisfacción del Instituto, en las Especificaciones de Diseño.

Comentario:

Cuando en este Apéndice se habla del diseño de un disipador de energía no se hace referencia a la determinación de sus propiedades estructurales desde una perspectiva de sismo-resistencia, sino al proceso que debe seguirse para obtener un dispositivo que exhiba las propiedades estructurales que se determinan de acuerdo con el Capítulo 12. Igualmente, los objetivos de desempeño a que se refiere este Apéndice no hacen referencia a los niveles de desempeño bajo consideración en la tabla 12.1.1, sino a criterios de comportamiento particulares que debe cumplir el disipador de energía para asegurar una respuesta confiable y estable en campo durante sismos de diferente intensidad.

Los ensayos de prototipo y de control de producción de este Apéndice se basan en los requeridos por el EN15129, particularmente por la existencia de protocolos detallados y claros que han resultado del gran esfuerzo que se ha hecho en Europa en el ámbito de la certificación de los dispositivos de control.

Los requisitos de esta Norma tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a los sistemas estructurales con disipadores de energía, de tal manera de satisfacer el propósito y alcance establecido en 12.1.1. Es importante destacar que este cuerpo normativo no ha sido establecido con el fin de prevenir el uso de materiales y dispositivos innovadores, y desincentivar el uso de métodos de diseño y construcción que no estén explícitamente cubiertos por sus requerimientos de diseño. Sin embargo, el uso de dispositivos no contemplados explícitamente en el formato normativo requiere de documentar cuidadosamente y a satisfacción del Instituto, los requerimientos de ensayo y fabricación que garanticen su buen desempeño en campo durante la vida útil del sistema estructural.

B.2 Notación y terminología

C	Coefficiente de amortiguamiento del disipador de energía
d	Desplazamiento, normalmente asociado a la deformación del disipador de energía
d_0	Desplazamiento máximo asociado a una historia armónica de desplazamientos
d_{max}	Desplazamiento máximo que debe acomodar con seguridad el disipador de energía. Se establece de acuerdo con 12.1.3.2.1
d_{th}	Desplazamiento máximo esperado debido a los efectos térmicos
E_s	Energía elástica almacenada
E_H	Energía disipada por histéresis
F	Fuerza que desarrolla el disipador de energía para un desplazamiento o velocidad de interés. Un subíndice n indica que la fuerza corresponde al valor de v_n
f	Frecuencia asociada a una historia de desplazamientos
F_0	Fuerza de precarga de un amortiguador líquido con resorte
f_0	Frecuencia asociada a una historia armónica de desplazamientos
H	Energía disipada en un ciclo histerético
K	Constante de rigidez
K_1	Rigidez elástica de un disipador de energía con comportamiento fuerza-desplazamiento bilineal. Rigidez inicial de un disipador de energía con comportamiento cuasi-elástico

- K_2** Rigidez postelástica de un disipador de energía con comportamiento fuerza-desplazamiento bilineal
- K_e** Rigidez efectiva del disipador de energía para un desplazamiento lateral de interés. Corresponde a una rigidez secante, que se calcula como:

$$K_e = \frac{F^+ - F^-}{d^+ - d^-}$$

donde F y d son, respectivamente, la fuerza y desplazamiento que desarrolla el disipador; d^+ y d^- son, respectivamente, los valores máximo y mínimo del desplazamiento en el ciclo de carga; y F^+ y F^- son, respectivamente, las fuerzas correspondientes

- R_z** Rugosidad superficial final de la superficie del recubrimiento del pistón de un disipador de energía
- T_a** Duración de un ciclo de deformación axial
- t_d** Límite de tolerancia para dispositivos dependientes de la velocidad
- v** Velocidad de carga. Un subíndice n indica el valor de velocidad bajo consideración para el *enésimo* ensayo de ley constitutiva
- v_l** Velocidad de carga considerada para el ensayo de baja velocidad para un disipador dependiente de la velocidad
- v_{dmax}** Velocidad máxima considerada con fines de diseño. Se establece conforma a lo indicado en 12.2.3.5
- x** Desplazamiento
- α_a** Exponente asociado a la velocidad en la ley constitutiva de un disipador viscoso
- γ_v** Factor de sobrevelocidad usado para calcular la fuerza de diseño de un disipador dependiente de la velocidad
- ζ_e** Fracción equivalente de amortiguamiento que exhibe un disipador de energía para un desplazamiento lateral de interés. Se calcula como:

$$\zeta_e = \frac{2H}{\pi K_e (d^+ - d^-)^2}$$

donde d es el desplazamiento que desarrolla el disipador; d^+ y d^- son, respectivamente, los valores máximo y mínimo del desplazamiento en el ciclo de carga; K_e es la rigidez efectiva del disipador; y H es la energía disipada en el ciclo histerético delimitado por los desplazamientos d^+ y d^- .

- η** Eficiencia de amortiguamiento

Carga tipo rampa

Carga que crece con el tiempo y se aplica en una misma dirección.

Carrera de un disipador de energía

Distancia que es capaz de recorrer el pistón del disipador desde su configuración no deformada hasta su configuración deformada cuando alcanza su deformación máxima y/o mínima.

Componentes principales

Componentes del disipador que desarrollan su función principal.

Condiciones de servicio

Condiciones a las que se ve sujeto el disipador de manera cotidiana.

Disipador de energía

Dispositivo que se añade al sistema primario con el fin de aportar capacidad de disipar energía y, en ocasiones, rigidez lateral.

Dispositivo dependiente del desplazamiento

Disipador de energía cuya fuerza interna depende principalmente de su deformación (desplazamiento).

Dispositivo dependiente de la velocidad

Disipador de energía cuya fuerza interna depende principalmente de la velocidad relativa entre sus extremos.

Dispositivo lineal

Disipador de energía que se caracteriza por exhibir una curva fuerza-desplazamiento lineal o cuasi lineal.

Dispositivo no lineal

Disipador de energía que se caracteriza por exhibir una curva fuerza-desplazamiento notablemente no lineal.

Ensayo de producción

Prueba experimental que se usa para asegurar que, dentro de un margen de tolerancia, los disipadores que se instalarán en campo tengan las propiedades determinadas para ellos con los ensayos de prototipo.

Ensayo de prototipo

Prueba experimental que se usa para establecer las propiedades estructurales del disipador. Por un lado, se usan para asegurar que los disipadores tengan las propiedades sismo-resistentes que requieren de acuerdo con el Capítulo 12; y por el otro lado, para establecer las propiedades usadas para los disipadores en los modelos de análisis estructural.

Ensayo de rampa

Ensayo que usa una carga tipo rampa.

Especificaciones de diseño

Documento elaborado por el/la Proyectista con la información técnica relevante en cuanto a las propiedades estructurales requeridas para los disipadores de energía y los materiales con que se fabrican, los ensayos requeridos, tanto de prototipo como de producción, para evaluar dichas propiedades, y el programa de inspección y mantenimiento que garantice que estos dispositivos respondan de manera confiable durante su vida útil. En su caso, se indican condiciones de ensayo que difieran de aquellas establecidas en este Apéndice.

Frecuencia de ensayo

Frecuencia que se considera para la aplicación de los ciclos de carga o deformación durante un ensayo.

Frecuencia de referencia

Frecuencia dominante asociada a la respuesta dinámica del sistema estructural con disipadores de energía durante una excitación sísmica.

Función principal

Función que deben desarrollar algunas componentes del disipador de energía para que este sea capaz de desarrollar el comportamiento cíclico que se requiere con fines de controlar la respuesta del sistema estructural.

Función estructural

Función que deben desarrollar algunas componentes del disipador de energía para aportar soporte estructural a las componentes que desarrollan la función principal.

Informe de ensayo

Documento elaborado por el fabricante de los dispositivos que resume los resultados relevantes de los ensayos de prototipo y producción de acuerdo con lo indicado en este Apéndice. Las excepciones o ensayos complementarios que se requieran de acuerdo con las Especificaciones de Diseño deben quedar cuidadosamente documentados.

Intervalo de temperaturas de diseño

Intervalo de temperaturas considerado para el diseño del disipador de energía

Intervalo de temperaturas de servicio

Intervalo de temperaturas considerado para el disipador bajo condiciones de servicio

Muestra

Probeta, pieza o disipador de energía que se ensaya con fines de estimar y revisar propiedades, caracterizar el comportamiento o revisar el desempeño. En ocasiones, las muestras corresponden a ensayos estándar enfocados a obtener las propiedades de los materiales con los que se fabrica el disipador, y no necesariamente son representativas de una porción o la totalidad del disipador. En este caso se habla de una probeta. Una pieza es una componente del disipador que se ensaya de

manera independiente al resto de las componentes del disipador y que se considera representativa del comportamiento de este. En ocasiones, la muestra queda constituido por un disipador, ya sea a escala natural o reducida.

Pieza

Parte constituyente de un disipador que se usa de manera independiente en un ensayo de prototipo o fabricación para determinar las propiedades relevantes del mismo.

Probeta

Muestra no representativa del disipador completo que por lo general se usa para obtener o revisar las propiedades con que se fabrica el disipador.

Sistema de sellado

Sistema capaz de sellar el pistón de los dispositivos líquidos con el fin de evitar fugas del líquido interno con el que trabaja el dispositivo.

Valor máximo

Se refiere al valor máximo que alcanza una propiedad estructural bajo determinadas condiciones de ensayo. Suele referirse a la rigidez o amortiguamiento del disipador.

Valor mínimo

Se refiere al valor mínimo que alcanza una propiedad estructural bajo determinadas condiciones de ensayo. Suele referirse a la rigidez o amortiguamiento del disipador.

Variabilidad

Se refiere al grado de diferencia que existe entre las propiedades de diseño de un disipador y aquellas que exhiben los disipadores prototipo, y a las que existen entre las propiedades de los disipadores prototipo y las que corresponden a los disipadores de producción. También hace referencia al cambio de una propiedad, ya sea de un disipador o de los materiales con que se fabrica, con un cambio en el valor de parámetros como la temperatura, la frecuencia y la deformación. Se suele caracterizar numéricamente con un coeficiente de variación.

Vida útil

Duración estimada para la que el sistema estructural o un disipador de energía satisfacen a cabalidad sus objetivos de diseño.

B.3 Dispositivos Dependientes del Desplazamiento

B.3.1 Requisitos generales

En B.3 se indican los requisitos para el diseño y la fabricación de disipadores de energía cuya fuerza interna depende principalmente de su deformación (desplazamiento), no de la velocidad, y que no se diseñan para resistir cargas verticales producto de las acciones permanentes. Los dispositivos pueden exhibir comportamiento lineal o no lineal.

Los contraventeos restringidos al pandeo, que se utilizan para proporcionar rigidez lateral y capacidad de disipación de energía a un sistema estructural, se deben considerar dispositivos dependientes del desplazamiento. Se deben seguir los requerimientos de ensayo y fabricación indicados en las NTC-Acero para el caso de contraventeos restringidos contra pandeo.

Comentario:

Los dispositivos lineales se caracterizan, conforme a lo mostrado en la figura B.3.1, por exhibir una curva fuerza-desplazamiento lineal o cuasi lineal. Su comportamiento es compatible con el uso de un modelado lineal con fines de diseño y revisión del sistema estructural. Conforme a lo que se muestra en la figura B.3.2, los dispositivos no lineales se caracterizan por exhibir una curva fuerza-desplazamiento notablemente no lineal. En este caso, la no linealidad y el mecanismo de disipación de energía deben modelarse debidamente con fines de diseño y revisión del sistema estructural.

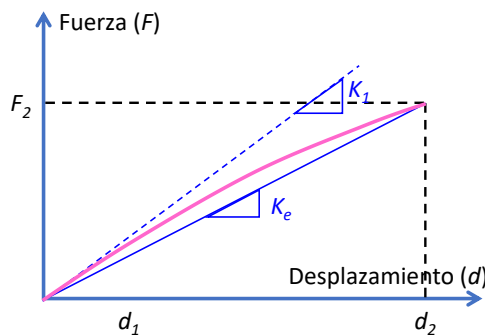


Figura B.3.1 Curva fuerza-desplazamiento para dispositivo con comportamiento lineal

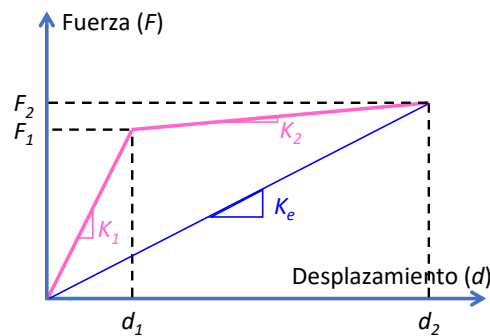


Figura B.3.2 Curva fuerza-desplazamiento para dispositivo con comportamiento no lineal

B.3.2 Requisitos de desempeño

Un dispositivo dependiente del desplazamiento debe diseñarse de acuerdo con lo indicado en 12.1.3.2.1, para una capacidad de deformación última que exceda en por lo menos 20 por ciento la requerida por el análisis para la intensidad sísmica base de diseño, y debe ser capaz de resistir las fuerzas internas máximas que se desarrollen para esa condición combinadas con aquellas que resulten de acciones diferentes al sismo que puedan afectar el comportamiento del dispositivo. Se debe revisar la capacidad resistente del dispositivo y del sistema primario para la mayor y menor fuerza establecidas de acuerdo con 12.1.3.2.1.

Para satisfacer el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, los disipadores de energía deben permanecer con daño controlado, de tal manera que no deban ser sustituidos después de la ocurrencia de la intensidad sísmica Base de Diseño. Por un lado, el comportamiento cíclico del disipador no debe exhibir degradación cíclica de resistencia para las deformaciones máxima y acumuladas que pueda sufrir para un evento sísmico que exhiba la intensidad sísmica base de diseño. Por el otro lado y en caso de que el disipador sea susceptible a fallar por fatiga, como es el caso de dispositivos dependientes del desplazamiento cuya capacidad de disipar energía dependa del comportamiento histerético de un metal, las demandas máximas y acumuladas de deformación en el disipador deben quedar significativamente por debajo de las respectivas capacidades del dispositivo, de tal manera que ante la eventualidad un evento sísmico que exhiba la intensidad sísmica base de diseño, no sea necesario reemplazarlo después de la ocurrencia del sismo.

Se debe medir y reportar la curva fuerza-desplazamiento hasta la capacidad de deformación requerida; dicha curva debe exhibir en todo caso una rigidez positiva hasta esa deformación.

Si el dispositivo dependiente del desplazamiento se usa como parte de un sistema de aislamiento sísmico de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 13, su capacidad de deformación se debe ajustar a lo indicado en ese Capítulo y el Apéndice C.

En caso de un dispositivo lineal o de que se linealice el comportamiento de un dispositivo no lineal, sus propiedades estructurales se caracterizan a partir de su rigidez efectiva K_e y amortiguamiento efectivo ζ_e . En caso de un dispositivo no lineal con comportamiento bilineal, su comportamiento se caracteriza por una rigidez elástica K_1 y una rigidez postelástica K_2 . Con el fin de establecer la envolvente bilineal que debe usarse con fines de modelado de acuerdo con 12.2.4.4, se debe establecer la rama de descarga del ciclo histerético con base en la medida experimentalmente para el dispositivo. Con este fin, se debe cumplir que el valor de ζ_e del ciclo analítico no difiera, con respecto al valor establecido para el tercer ciclo en un ensayo de prototipo, en más de ± 10 por ciento.

Un dispositivo dependiente del desplazamiento debe cumplir con los requisitos establecidos en las Especificaciones de Diseño para condiciones no sísmicas en congruencia con lo establecido en las NTC-Criterios. Deben considerarse los efectos de acciones distintas a la sísmica, que pueden afectar a la configuración inicial del dispositivo.

Un dispositivo lineal debe tener un amortiguamiento efectivo ζ_e menor que 0.15 y una relación de rigideces $|K_e - K_1|/K_1$ menor que 0.2.

Las propiedades de un dispositivo lineal, como ζ_e y K_e y K_1 se pueden evaluar con pruebas cíclicas llevadas a cabo con una frecuencia f menor que 0.001 Hz.

Los valores experimentales de las propiedades estructurales pueden diferir de los valores de diseño debido al proceso de fabricación o las condiciones de servicio de los dispositivos. Se deben evaluar experimentalmente estas variaciones con el fin de establecer los valores límite superior e inferior que deben tenerse en cuenta para la revisión de los disipadores.

Las diferencias máximas de los valores experimentales de las propiedades estructurales, obtenidas en los ensayos de prototipo iniciales, con respecto a los valores de diseño establecidos de acuerdo con el Capítulo 12 o asociados a la condición normal, deben quedar dentro de los márgenes de tolerancia indicados en las tablas B.3.1 y B.3.2, respectivamente, para dispositivos lineales y no lineales. Estos márgenes son relevantes para las variaciones asociadas al suministro, así como para las debidas al envejecimiento, la temperatura y la velocidad. Las variaciones se deben evaluar con referencia al tercer ciclo de un ensayo de prototipo. Las diferencias máximas debidas a variaciones asociadas al suministro se deben evaluar con respecto al valor de diseño. Las diferencias máximas debidas al envejecimiento, la temperatura y la velocidad se deben evaluar con respecto a la condición normal, que se refiere a un dispositivo nuevo ensayado a 23 ± 5 °C. Las diferencias debidas a la temperatura se deben evaluar con referencia a los límites superior e inferior del intervalo de temperaturas de diseño. Las diferencias debidas a la velocidad se deben evaluar con referencia a una variación de la frecuencia de referencia de ± 50 por ciento. Para dispositivos con componentes principales fabricados con acero, es posible suponer diferencias debidas a velocidad iguales a cero.

Comentario:

Aunque a nivel internacional se indica la posibilidad de reemplazar las componentes principales o el dispositivo en su totalidad en la eventualidad de sismos intensos, esta Norma no contempla este escenario con fines de diseñar el disipador debido a que las distorsiones límite consideradas en 4.3 para el diseño de sistemas estructurales con disipadores de energía son significativamente menores que las contempladas por la normatividad de otros países. Dentro de este contexto, el comité redactor de la Norma considero que es factible y deseable utilizar en Ciudad de México dispositivos con alta capacidad contra fatiga con el fin de eliminar la necesidad de su reemplazo durante la vida útil del sistema estructural. Note que, a pesar de esto, en 12.1.2.6 se indica la necesidad de contar con preparaciones para permitir el reemplazo seguro del disipador de energía en casos extraordinariamente excepcionales en que las demandas sísmicas llegasen a rebasar las acciones sísmicas contempladas en esta Norma para el diseño del sistema estructural.

Los parámetros de rigidez y disipación de energía definidos en este Apéndice identifican el comportamiento teórico de un dispositivo; por lo tanto, se considera que los márgenes de tolerancia impuestos a los parámetros de rigidez quedan implícitamente aplicados a parámetros de respuesta como lo son las fuerzas internas y los desplazamientos. La frecuencia de referencia, que corresponde a la frecuencia dominante asociada a la respuesta dinámica del sistema estructural con disipadores de energía durante una excitación sísmica, se debe indicar en las Especificaciones de Diseño. En el caso de la Zona A, los sistemas estructurales con disipadores de energía tienden a responder con una frecuencia correspondiente a su periodo fundamental de vibrar en la dirección de análisis de interés. En el caso de las Zonas B y C, los movimientos del terreno tienen una naturaleza semiarmónica, lo que resulta en que la frecuencia de respuesta del sistema estructural corresponda, particularmente para fracciones de amortiguamiento mayores que 0.05, al periodo dominante del terreno T_s . Es posible utilizar los resultados de los análisis dinámicos paso a paso indicados en 12.2.4 para establecer la frecuencia de referencia para los disipadores de energía.

Debido a la insensibilidad del acero con respecto a la velocidad de deformación en el intervalo de velocidades asociado a los efectos sísmicos, tales diferencias pueden suponerse cero.

A fin de garantizar un comportamiento estable bajo carga cíclica, las variaciones en una serie de ciclos que sean relevantes para el mismo desplazamiento se deben limitar de acuerdo con lo siguiente:

$$|K_{ei} - K_{e3}|/K_{e3} \leq 0.10 \quad (\text{B.3.1})$$

$$|\xi_{ei} - \xi_{e3}|/\xi_{e3} \leq 0.10 \quad (\text{B.3.2})$$

donde los subíndices i y 3 hacen referencia al i -ésimo (excluyendo el primer ciclo, esto es, $i \geq 2$) y tercer ciclo de carga, respectivamente.

Tabla B.3.1 Márgenes de tolerancia para dispositivos lineales (por ciento)

Propiedad	(1) Suministro	(2) Envejecimiento	(3) Temperatura	(4) Velocidad
K_e	±15	±20	±40	±10
ζ_e	±15	±15	±15	±10

Tabla B.3.2 Márgenes de tolerancia para dispositivos no lineales (por ciento)

Propiedad	(1) Suministro	(2) Envejecimiento	(3) Temperatura	(4) Velocidad
K_e	±15	±20	±40	±10
ζ_e	±15	±15	±15	±10

El cociente entre los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales del disipador debe ser igual o menor que 1.4 y 1.8, respectivamente, para componentes metálicos y no metálicos. De acuerdo con 14.2.7 y con fines de análisis, se debe establecer el valor mínimo de la rigidez del disipador bajo la consideración de las variaciones de esta propiedad debidas al suministro, envejecimiento, la temperatura y la velocidad. Si no se puede hacer una evaluación más precisa, se podrá suponer una rigidez mínima igual al 65% de la rigidez esperada.

Se deben definir las características de desempeño de un dispositivo para la intensidad sísmica base de diseño en las Especificaciones de Diseño. Se deben considerar los valores de K_e y ζ_e para la intensidad sísmica base de diseño y, para el caso de dispositivos no lineales con comportamiento bilineal, los valores de K_1 y K_2 o de parámetros equivalentes que definan el ciclo histerético. Además, se deben indicar los valores de la deformación máxima, la velocidad de diseño v_{dmax} y el número esperado de ciclos para la intensidad sísmica base de diseño, el intervalo de temperaturas de diseño, y las condiciones ambientales que se deben considerar para el envejecimiento.

Los valores de diseño de los parámetros que caracterizan el ciclo histerético de un dispositivo no lineal se deben establecer de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 12. En el modelo de análisis se debe tener en cuenta el comportamiento no lineal de los dispositivos no lineales y el análisis debe cumplir con que la capacidad de deformación del dispositivo no sea superada cuando se considere la intensidad sísmica base de diseño.

Comentario:

De acuerdo con lo indicado en 12.2.3.5, el/la Proyectista debe hacer las consideraciones necesarias para establecer el valor de v_{dmax} , la cual se debe reportar en las Especificaciones de Diseño. Con este fin resultan muy útiles los resultados obtenidos en los análisis dinámicos paso a paso indicados en 12.2.4 bajo las acciones mínimas indicadas en la tabla 12.1.2.

B.3.3 Materiales**B.3.3.1 Requisitos generales**

Los componentes de un dispositivo desempeñan dos funciones: la principal, que caracteriza el comportamiento cíclico del dispositivo, y la estructural, que por lo general implica aportar soporte a las componentes que desarrollan la función principal.

Los materiales con que se construyen los componentes a cargo de la función principal deben cumplir los requisitos especificados en B.3.3.2 a B.3.3.4.

Los materiales que cumplen con la función estructural deben cumplir con la norma NMX correspondiente, si existe, u otros estándares existentes relevantes.

Comentario:

Mientras que por lo general no existen normas o estándares mexicanos que permitan establecer requerimientos de calidad y comportamiento para varios de los materiales que se usan para cumplir la función principal de los disipadores de energía, por lo general si existen estándares mexicanos para el caso de los materiales que deben desempeñar la función estructural.

B.3.3.2 Elastómero

El fabricante debe establecer los requisitos para el ensayo de prototipo del elastómero para un dispositivo específico con el fin de garantizar que el material es adecuado en términos de cumplir los requisitos de desempeño del dispositivo. La resistencia a la adhesión al sustrato apropiado debe ser un requisito cuando el elastómero quede adherido a un elemento con fines de fijación o refuerzo. Se podrán usar los requisitos del C.6.4.2 como guía.

Los requisitos para los ensayos de producción del elastómero se deben establecer por el fabricante con el fin de garantizar la calidad del material en términos de uniformidad.

B.3.3.3 Acero

El acero utilizado en los dispositivos debe cumplir los requisitos establecidos en la EN 10025, la EN 10083 y la EN 10088, o en la(s) norma(s) mexicana(s) que aplique(n).

B.3.3.4 Otros materiales (acero especial, acero inoxidable, SMA, materiales poliméricos viscoelásticos)

Otros materiales se deben ajustar a los estándares europeos existentes. Se deben especificar ensayos adicionales de acuerdo con el comportamiento requerido para el material como parte del funcionamiento del dispositivo.

Comentario:

Los materiales que se usen deben cumplir con todos los requisitos del estándar europeo correspondiente.

B.3.4 Ensayos

B.3.4.1 Requisitos generales

La conformidad, dentro de los márgenes de tolerancia especificados en las tablas B.3.1 y B.3.2, de las características mecánicas reales de los dispositivos con respecto a los requisitos de desempeño se debe verificar mediante ensayos específicos.

Los ensayos se deben llevar a cabo por medio de imponer al dispositivo deformaciones cíclicas de acuerdo con lo que se indica en B.3.4. Durante los ensayos, se deben registrar de manera continua los valores de las fuerzas y desplazamientos, de tal manera de caracterizar a cabalidad el comportamiento del dispositivo durante todos los ciclos.

Los ensayos se deben llevar a cabo en dispositivos completos. En caso de que no se produzcan interacciones relevantes entre las funciones de las diversas componentes del dispositivo, se pueden llevar a cabo ensayos independientes de las piezas que desarrollen la función principal del dispositivo. En tal caso, el comportamiento real del dispositivo se debe verificar con cálculos e información sobre las conexiones y las interacciones que ocurren entre las diferentes componentes.

Los ensayos mecánicos incluyen:

- a) Ensayos de prototipo de los materiales
- b) Ensayos de producción de los materiales
- c) Ensayos de prototipo de los dispositivos
- d) Ensayos de producción de los dispositivos.

B.3.4.2 Ensayos de prototipo de los materiales

B.3.4.2.1 Requisitos generales

Se deben realizar ensayos de prototipo para demostrar la conformidad del dispositivo con los requisitos establecidos en B.3.3. Si no se puede citar un procedimiento de ensayo de un estándar existente, el fabricante debe establecer un procedimiento para garantizar que el material es adecuado en términos de cumplir los requisitos de desempeño del dispositivo.

En el caso de un material con el que se fabrica un componente que cumple una función estructural, los procedimientos de ensayo se deben ajustar a un estándar correspondiente al material, si lo hubiere; de lo contrario, deben ser establecidos por el fabricante.

Para los materiales que formen parte del mecanismo del dispositivo que desarrolla la función principal, el tipo y método de ensayo se deben ajustar a los estándares vigentes, si los hubiere; de lo contrario, deben ser establecidos, caso por caso, por el fabricante, a menos que esto se especifique a continuación, bajo la consideración de las siguientes necesidades:

- a) Relacionar el comportamiento medido del material con su comportamiento en el dispositivo
- b) Evaluar la variación del comportamiento del material con respecto a cambios en las condiciones ambientales, temperatura del material, envejecimiento y velocidad de deformación
- c) Evaluar las interacciones entre el comportamiento del material y el desempeño del dispositivo.

Lo anterior se debe justificar en el Informe de Ensayo.

B.3.4.2.2 Elastómero

Se deben llevar a cabo ensayos del elastómero para establecer su conformidad con los requisitos establecidos en B.3.3.2. Los ensayos para determinar la conformidad con los requisitos indicados en C.6.2.1 se deben realizar de acuerdo con los métodos indicados en C.6.4.2. Otros métodos y procedimientos de ensayo se deben conformar a los estándares ISO o EN apropiados, si los hubiere, excepto que:

- a) Las piezas de ensayo podrán ser cortadas del dispositivo o moldeadas a partir del compuesto curado, en la medida de lo posible, bajo las mismas condiciones que el elastómero en el dispositivo
- b) Los ensayos para establecer el módulo dinámico de corte se deben ajustar a C.6.4.2.5.2.

B.3.4.2.3 Acero

Se requieren certificaciones con base en estándares existentes. Se podrán especificar otros ensayos, según proceda, de acuerdo con la función del material del dispositivo.

B.3.4.2.4 Aleaciones con memoria de forma

Las aleaciones con memoria de forma se deben ensayar en un estado martensítico (sin superelasticidad) o en estado austenítico (con superelasticidad) de acuerdo con uso en el dispositivo.

Se deben realizar los siguientes ensayos:

- a) Escaneo diferencial con calorímetro para determinar las características de transformación de las aleaciones, particularmente en lo referente a las temperaturas de transición, especialmente aquellas relevantes para las transformaciones de fase martensita-austenita y viceversa
- b) Ensayos de rampa hasta la falla en tensión a una velocidad de deformación igual o menor que 0.002 s^{-1} , a temperaturas de $23 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ y aquellas asociadas a los límites del intervalo de temperatura de servicio
- c) Ensayos carga/descarga en tensión en alambre superelástico para determinar el comportamiento de la muestra y su carga de falla a diferentes velocidades de deformación (0.05 , 0.2 y 0.8 s^{-1}) y temperaturas (como se indica en b). Las amplitudes de deformación cíclicas deben ser iguales 3, 6, 9 y 12 por ciento, hasta la falla. Se deben aplicar diez ciclos a cada amplitud, cada velocidad de deformación y cada temperatura, en muestras separadas del mismo material
- d) Ensayos cíclicos de los componentes fabricados con aleaciones con memoria de forma, esforzándolos hasta alcanzar las condiciones a las que estarán sometidos en los dispositivos cuando estos se deforman a la deformación máxima (por ejemplo, carga/descarga en tensión para cables superelásticos, en flexión o torsión para barras, etc.). Esto implica por lo menos a los mismos niveles de deformación máxima y con las mismas frecuencias medias. El componente debe soportar por lo menos diez ciclos sin fallar.

B.3.4.2.5 Otros materiales

Se requieren certificaciones con base en lo indicado en estándares existentes. Se podrán especificar otros ensayos apropiados de acuerdo con la función del material en el dispositivo.

B.3.4.3 *Ensayos de producción de los materiales*

B.3.4.3.1 Requisitos generales

Se debe evaluar la uniformidad de cada lote de producción. Se deben realizar ensayos de producción de los materiales para establecer su conformidad con los requisitos de aceptación indicados en B.3.3.

Si no se cita un procedimiento de ensayo de un estándar existente, la frecuencia de muestreo debe ser de por lo menos 2 muestras por cada lote de producción.

Comentario:

Este Apéndice permite el uso de dispositivos no cubiertos por esta Norma, posiblemente fabricados con materiales innovadores, para los cuales no se hayan estandarizado los ensayos para establecer su desempeño.

B.3.4.3.2 Elastómero

Se deben llevar a cabo ensayos de producción para establecer que el elastómero cumple con los requisitos de aceptación especificados en B.3.3.2.

Los ensayos para determinar la conformidad con los requisitos indicados en C.6.2.1 se deben realizar de acuerdo con los métodos indicados en C.6.4.2.

Los ensayos para establecer conformidad con otros requerimientos de aceptación se deben conformar a los estándares ISO o EN apropiados, si los hubiere, excepto que:

- a) Las piezas de ensayo podrán ser cortadas del dispositivo o moldeadas a partir del compuesto curado, en la medida de lo posible, bajo las mismas condiciones que el elastómero en el dispositivo
- b) Los ensayos para establecer el módulo dinámico de corte se deben ajustar a C.6.4.2.5.2.

B.3.4.3.3 Acero

Se requieren certificaciones con base en estándares existentes. Se podrán especificar otros ensayos, según proceda, de acuerdo con la función del material del dispositivo.

B.3.4.3.4 Aleaciones con memoria de forma

Las aleaciones con memoria de forma se deben ensayar en un estado martensítico (sin superelasticidad) o en estado austenítico (con superelasticidad) según su uso en el dispositivo.

Se deben realizar los siguientes ensayos:

- a) Escaneo diferencial con calorímetro para determinar las características de transformación de las aleaciones, particularmente en lo referente a las temperaturas de transición, especialmente aquellas relevantes para las transformaciones de fase martensita-austenita y viceversa
- b) Ensayos de rampa hasta la falla en tensión a una velocidad de deformación igual o menor que 0.002 s^{-1} , a una temperatura de $23 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$
- c) Ensayos carga/descarga en tensión en alambre superelástico a una velocidad de deformación de 0.2 s^{-1} y a una temperatura de $23 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$. Las amplitudes de deformación cíclicas deben ser iguales 3, 6, 9 y 12 por ciento, hasta la falla. Se deben aplicar diez ciclos a cada amplitud.

B.3.4.3.5 Otros materiales

Se requieren certificaciones con base en lo indicado en estándares existentes. Se podrán especificar otros ensayos apropiados de acuerdo con la función del material en el dispositivo.

B.3.4.4 Ensayos de prototipo de dispositivos

Se deben llevar a cabo ensayos prototipo siempre y cuando se diseñen dispositivos con geometrías interna o externa, materiales o tipos de restricciones, diferentes a aquellas correspondientes a dispositivos que ya han sido calificados. Si las diferencias geométricas lineales son menores que 20 por ciento y los resultados pueden ser extrapolados de manera razonable al nuevo dispositivo, no será necesario llevar a cabo ensayos de prototipo.

Se debe someter a ensayo de prototipo a por lo menos una muestra. A menos que las características mecánicas del dispositivo no se vean afectadas por el ensayo o se hayan recuperado por completo (por ejemplo, mediante la sustitución de las componentes que desarrollan la función principal), no se deben instalar en la estructura los dispositivos utilizados para ensayos de prototipo.

Se debe calificar el sistema de conexión en conjunción con los dispositivos. Se deben plantear los procedimientos de ensayo de tal manera de reproducir las condiciones de trabajo y de sujeción del dispositivo.

En general, los ensayos de prototipo se deben llevar a cabo en muestras a escala natural.

Si las capacidades requeridas por el dispositivo exceden la capacidad de deformación y carga de las instalaciones experimentales disponibles, los ensayos se pueden llevar a cabo en muestras con escala reducida de hasta 0.5, siempre y cuando se cumplan con las condiciones de similitud mecánica pertinentes. El fabricante debe presentar un informe en que la extensión de los resultados a dispositivos con escala natural quede ampliamente justificada por medio de cálculos y, posiblemente, ensayos llevados a cabo en piezas, con escala natural, que desarrollen la función principal del dispositivo. Las muestras se deben cargar de manera de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que las experimentadas durante la respuesta del dispositivo a la intensidad sísmica base de diseño.

Si no se producen interacciones relevantes entre las funciones de los diversos componentes del dispositivo, se pueden realizar pruebas separadas en piezas, con escala natural, que desarrollan la función principal. En tales casos, el comportamiento real del dispositivo se debe evaluar con cálculos que contemplen las conexiones y las interacciones entre los diversos componentes.

En general, se deben realizar ensayos dinámicos que reproduzcan las condiciones reales de trabajo de los dispositivos. Si es posible demostrar que la velocidad no tiene una influencia significativa en la respuesta del dispositivo, se pueden realizar pruebas cuasiestáticas a menos que se indique lo contrario en las Especificaciones de Diseño. El procedimiento de ensayo debe incluir los pasos que se enumeran a continuación:

- a) Evaluación del ciclo histerético. Se deben imponer ciclos de amplitud creciente correspondientes al 25, 50 y 100 por ciento del desplazamiento máximo d_{dmax} , que debe ser mayor en por lo menos 20 por ciento respecto al desplazamiento requerido por los análisis de acuerdo con 12.1.3.2.1. Las muestras deben soportar, con daño controlado de acuerdo con B.3.2, el número de ciclos con las amplitudes máximas que se esperan en los disipadores de energía de acuerdo con lo indicado en las Especificaciones de Diseño. Las muestras deben soportar como mínimo 5 ciclos por cada amplitud intermedia y 10 ciclos completos para la amplitud máxima, a menos que el sistema estructural con disipadores se ubique en la Zona C y tenga un periodo fundamental de vibrar en la dirección de análisis cercano a T_s , en cuyo caso deben soportar como mínimo 10 y 15 ciclos completos, respectivamente, para cada amplitud intermedia y la amplitud máxima. Si se utilizan muestras escaladas, se deben escalar de manera congruente los desplazamientos de ensayo y la frecuencia de los ciclos. El dispositivo debe permanecer con daño controlado y mantener sus características sin cambio durante el ensayo. En caso de que se requiera evaluar la capacidad de disipación de energía de un dispositivo lineal, se debe repetir la secuencia anterior de ensayo con una frecuencia igual o menor que 0.001 Hz
- b) Ensayos de rampa para la evaluación estática del desplazamiento de falla. Se debe aplicar a baja velocidad por lo menos el desplazamiento máximo d_{dmax} . Para el ensayo se deben considerar por lo menos las fuerzas mínima y máxima calculadas para el dispositivo de acuerdo con 12.1.3.2.1. Si se utilizan muestras con escala reducida, los

desplazamientos de ensayo se deben escalar de forma congruente. La fuerza en el dispositivo no debe disminuir con un incremento de desplazamiento.

Los efectos de envejecimiento, temperatura y frecuencia de carga se deben evaluar en la muestra prototipo en ciclos histeréticos de amplitud creciente correspondiente al 25, 50 y 100 por ciento de d_{max} , en las diferentes condiciones indicadas en las Especificaciones de Diseño; o bien se deben evaluar en el mecanismo, componentes o materiales que desarrollan la función principal. En el último caso, los efectos en el comportamiento global del dispositivo se deben evaluar cuantitativamente. Se deben reponer los componentes que desarrollan la función principal del dispositivo si el ensayo produce en ellos un cambio irreversible en cuanto a sus propiedades mecánicas.

Si la función principal es desarrollada por una componente de acero o plomo y si se a esta se le proporciona una protección adecuada contra el intemperismo, se pueden ignorar los efectos del envejecimiento.

Comentario:

El número de ciclos a imponer a las muestras de ensayo es un parámetro importante que se debe indicar en las Especificaciones de Diseño, ya que está relacionado tanto con la duración del sismo como con la frecuencia fundamental de respuesta de los sistemas estructurales. Para establecer el número de ciclos resultan muy útiles los resultados de los análisis dinámicos paso a paso indicados en 12.2.4

B.3.4.5 Ensayos de producción de dispositivos

Los ensayos de producción se deben realizar en los dispositivos antes de su instalación. Se debe identificar cada dispositivo y asociarlo al lote de producción al que pertenezca.

El ensayo a) descrito en B.3.4.4 se debe llevar a cabo en al menos 2 por ciento de los dispositivos suministrados, con un número mínimo de un dispositivo. Los dispositivos que hayan sido ensayados pueden ser instalados en la estructura, si se demuestra que la resistencia a la fatiga de los componentes que desarrollan la función principal es de un orden de magnitud mayor que el número de ciclos impuestos durante el ensayo. En cualquier otro caso, el dispositivo no se debe instalar en la estructura, a menos que se recuperen por completo sus características mecánicas.

Comentario:

Un ejemplo de un dispositivo que recupera por completo sus características mecánicas se da cuando se sustituye el mecanismo no lineal o los componentes que desarrollan la función principal.

B.3.5 Comentarios de Dispositivos Dependientes del Desplazamiento

B.3.5.1 Categorías de dispositivos no lineales

Los dispositivos no lineales se utilizan principalmente en sistemas de control pasivo con el fin de incrementar la flexibilidad lateral y/o capacidad de disipación de energía del sistema estructural. En función del uso de diferentes materiales y mecanismos, se pueden identificar diferentes categorías de dispositivos de acuerdo con las características del ciclo histerético.

Una primera clasificación toma en cuenta su capacidad para disipar energía, e incluye las siguientes categorías:

- a) Dispositivos de disipación de energía cuando ζ_e es mayor que 0.15
- b) Dispositivos elásticos no lineales cuando ζ_e es igual o menor que 0.15.

Una segunda clasificación toma en cuenta la dependencia de la rigidez con respecto a la deformación, e incluye las siguientes categorías:

- a) Dispositivos con endurecimiento por deformación, cuando K_2/K_1 es mayor que 1
- b) Dispositivos con ablandamiento por deformación, cuando K_2/K_1 es igual o menor que 1.

Una tercera clasificación toma en cuenta la capacidad de recentrado del dispositivo, e incluye las siguientes categorías:

- a) Dispositivos con capacidad dinámica de recentrado. En este caso la energía elástica almacenada E_s (energía por deformación elástica y energía cinética) es mayor que el 25 por ciento de la energía disipada por histéresis E_h

- b) Dispositivos con capacidad estática de recentrado. En este caso el desplazamiento a fuerza nula es menor que el 10 por ciento de la demanda máxima de desplazamiento
- c) Dispositivos suplementarios de recentrado. En este caso el desplazamiento a fuerza nula es menor que el 10 por ciento de la demanda máxima de desplazamiento, aun cuando una fuerza externa igual o mayor que 10 por ciento de la fuerza máxima se oponga a la recuperación de la configuración inicial del dispositivo.

Los dispositivos de disipación de energía son normalmente dispositivos con ablandamiento por deformación, cuyo comportamiento se basa en las propiedades histéreticas de metales (acero, plomo, aleaciones con memoria de forma) o en la fuerza de fricción que se desarrolla entre superficies adecuadamente tratadas. Un dispositivo de disipación energía también se puede fabricar con aleaciones especiales con memoria de forma.

Los dispositivos elásticos no lineales pueden exhibir ablandamiento o endurecimiento por deformación. A veces basan su comportamiento en las propiedades elásticas de aceros especiales de alta resistencia, en el comportamiento bajo compresión de un elastómero, o en la superelasticidad de aleaciones con memoria de forma. Su comportamiento no lineal se basa, en ocasiones, en efectos geométricos no lineales derivados de la forma peculiar de las componentes que desarrollan la función principal del dispositivo. Otro tipo de dispositivos se puede clasificar en esta categoría, siempre y cuando cumplan con los requisitos aquí establecidos.

Los dispositivos no lineales con ablandamiento por deformación, ya sean dispositivos de disipación de energía o elásticos no lineales, con una rigidez K_2 cercana a cero, como se muestra en las figuras B.3.3 y B.3.4., se pueden utilizar como elementos de enlace o conexión que cumplan con la función de fusible estructural; esto es, que eviten el desarrollo de fuerzas mayores que las asociadas a su umbral plástico entre los diferentes componentes que conectan.

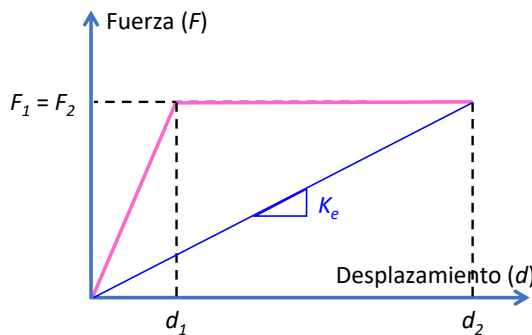


Figura B.3.3 Dispositivo con comportamiento elastoplástico perfecto

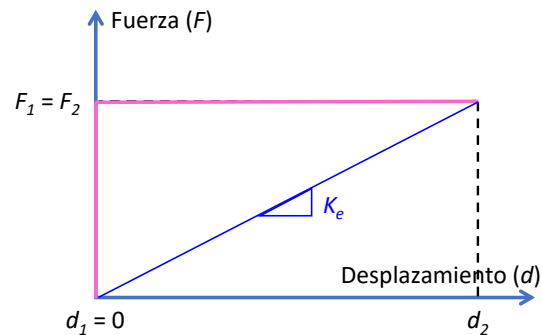


Figura B.3.4 Dispositivo con comportamiento rígido plástico

Los dispositivos no lineales con ablandamiento por deformación, ya sean dispositivos de disipación de energía o elásticos no lineales, con una rigidez elástica baja, conforme a lo mostrado en la figura B.3.5, se pueden utilizar para producir un incremento favorable en el período fundamental de vibrar del sistema estructural cuando esto resulte benéfico para reducir las demandas sísmicas sobre el sistema estructural. Cuando el dispositivo no lineal con ablandamiento por deformación exhibe una rigidez elástica alta, aporta un buen balance en términos de rigidez y capacidad de disipación de energía con el fin de controlar la deformación lateral del sistema estructural.

Los dispositivos con endurecimiento por deformación, generalmente dispositivos elásticos no lineales, se utilizan por lo general como una restricción flexible con el fin de limitar los desplazamientos laterales del sistema estructural debidos a sismo. Conforme a lo mostrado en la figura B.3.6, exhiben la capacidad de incrementar su rigidez a grandes desplazamientos con el fin de garantizar un buen control del desplazamiento lateral para sismos de alta intensidad. Si la rigidez inicial elástica es lo suficientemente baja, se pueden utilizar para producir un incremento favorable en el período fundamental de vibrar del sistema estructural.

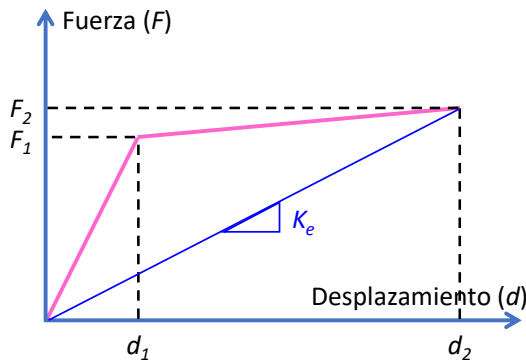


Figura B.3.5 Dispositivo con ablandamiento por deformación con baja rigidez inicial

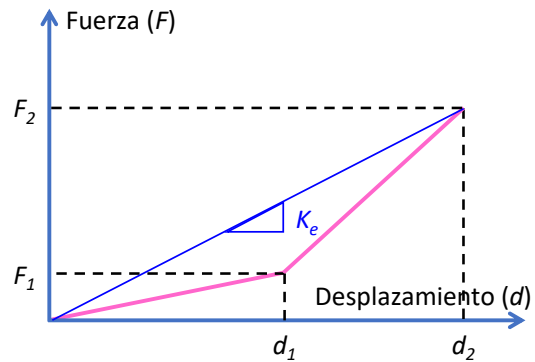


Figura B.3.6 Dispositivo con endurecimiento por deformación

La capacidad de recentrado del sistema estructural debe ser considerada cuidadosamente. Por un lado, es posible referirla dinámicamente a la totalidad del sistema estructural, lo que en el ámbito de la sismorresistencia implica aportarle suficiente capacidad para almacenar energía elástica (tanto por deformación como cinética). En este caso y debido a que la energía cinética no se conoce de antemano para un desplazamiento dado, la definición de la condición de recentrado solo puede ser establecida de manera probabilista. Por otro lado, la capacidad de recentrado se puede establecer en condiciones estáticas para un dispositivo o sistema estructural, con referencia, como se muestra en la figura B.3.7a, a la forma del comportamiento histerético. En este caso, un dispositivo o sistema con capacidad de recentrado exhibe una fuerza nula para un desplazamiento nulo, independientemente de la etapa de carga o descarga en la que se encuentre. Cuando la fuerza del dispositivo durante la etapa de descarga es grande para desplazamientos pequeños, como se muestra en la figura B.3.7b, este es capaz de proporcionar al sistema estructural una capacidad de recentrado notable. En este caso, se dice que el dispositivo tiene capacidad de recentrado suplementario. A diferencia de los sistemas dinámicos con capacidad de recentrado, los sistemas con capacidad de recentrado estático pueden restaurar deterministamente la configuración inicial del sistema estructural para cualquier situación que cumpla con las condiciones de diseño.

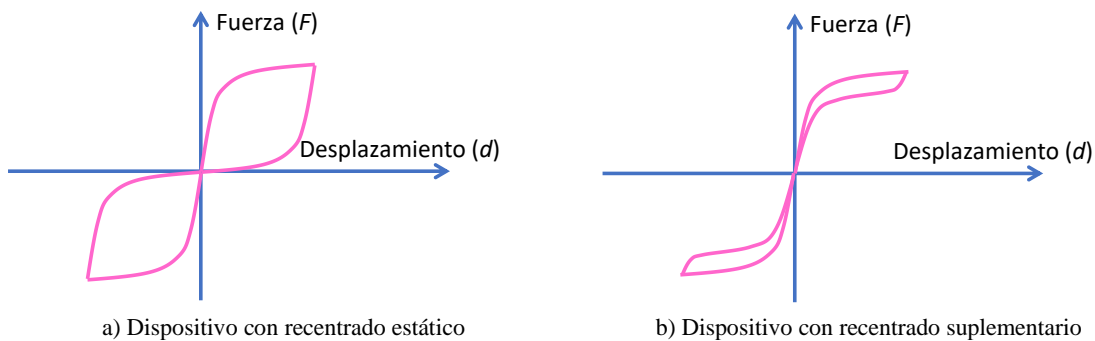


Figura B.3.7 Dispositivos de recentrado

B.3.5.2 Ejemplos de dispositivos lineales - Dispositivos elastoméricos deformados en corte

Dispositivos similares a los aisladores elastoméricos y que no deben resistir cargas verticales se consideran dispositivos lineales. Al igual que los aisladores elastoméricos, están hechos de una o varias capas de elastómero que se deforman en corte mientras se mantienen paralelas las placas de los extremos superior e inferior del dispositivo, las cuales conectan partes del sistema estructural que exhiben un movimiento relativo entre sí. De acuerdo con las propiedades del compuesto elastomérico, este tipo de dispositivo puede exhibir diferentes niveles de rigidez y amortiguamiento.

B.3.5.3 Ejemplos de dispositivos no lineales

B.3.5.3.1 Dispositivos de disipación de energía de acero

Los dispositivos de disipación de energía de acero tienen una alta capacidad de disipación de energía, que se basa en el comportamiento histéretico de componentes de acero sujetos a deformaciones plásticas en corte y/o flexión, y que desarrollan la función principal del dispositivo. Estos dispositivos, que suelen tener una geometría que fomenta una distribución uniforme de deformación en sus componentes principales, de tal manera de maximizar su capacidad de disipación de energía y reducir su propensión a fallar por fatiga de bajo número de ciclos, se usan en sistemas de aislamiento para edificios o como componentes principales de sistemas de disipación de energía.

Comentario:

En cuanto al uso de dispositivos de disipación de energía de acero para aportar capacidad suplementaria de disipación de energía a un sistema estructural sismo-resistente, es común aprovechar la distorsión de entrepiso para deformar lateralmente a los dispositivos de tal manera de inducirles deformación suficiente para producir en ellos comportamiento plástico. Bajo estas circunstancias, es común montar los componentes principales en subensambajes constituidos por muros o contraventeos.

B.3.5.3.2 Contraventeos restringidos contra pandeo

Los contraventeos restringidos contra pandeo se usan como elementos estructurales rigidizantes con alta capacidad de disipación de energía. La disipación de energía resulta del comportamiento plástico de componentes principales de acero que se deforman axialmente, tanto en tensión como compresión. Se debe restringir contra pandeo a los componentes principales, lo que generalmente se logra con una camisa de acero.

Comentario:

Se deben seguir los requerimientos de ensayo y fabricación indicados en las NTC-Acero en el caso de los contraventeos restringidos contra pandeo.

B.3.5.3.3 Dispositivos con capacidad de recentrado fabricados con aleaciones con memoria de forma

Los dispositivos con capacidad de recentrado fabricados con aleaciones con memoria de forma se usan como componentes principales de sistemas de aislamiento o de disipación de energía con el fin de aportar capacidad de recentrado. Sus propiedades son consecuencia del comportamiento histéretico que resulta del comportamiento superelástico de cables en estado austenítico. Para evitar su pandeo, los cables quedan dispuestos de tal manera que trabajen siempre en tensión. Aunque la función principal de estos dispositivos es aportar capacidad de recentrado al sistema estructural, en ocasiones se pueden configurar para aportar además disipación de energía.

B.4 Dispositivos Dependientes de la Velocidad

B.4.1 Requisitos de diseño y funcionales

Este Apéndice considera como dispositivos dependientes de la velocidad dos tipos de dispositivos viscosos: amortiguador viscoso líquido y amortiguador líquido con resorte. El término general amortiguador viscoso aplica a ambos.

Un dispositivo dependiente de la velocidad debe diseñarse como mínimo y de acuerdo con lo indicado en 12.1.3.2.1, para una capacidad de deformación última que exceda en por lo menos 20 por ciento la requerida por el análisis para la intensidad sísmica base de diseño, y debe ser capaz de resistir las fuerzas internas máxima y mínima que desarrollen para la velocidad de diseño v_{dmax} establecida de acuerdo con 12.2.3.5, multiplicadas por el factor de sobrevelocidad γ_v que se establece con la ecuación 12.1.1.

Dentro de los márgenes de tolerancia indicados en las Especificaciones de Diseño, un disipador viscoso debe desarrollar una fuerza en tensión y/o compresión que debe satisfacer la ley constitutiva indicada por el fabricante en el Informe de Ensayo.

El disipador viscoso debe ser capaz de disipar la energía indicada en las Especificaciones de Diseño sin degradación de su desempeño ni reducción de su vida útil.

La fuerza que desarrolla un amortiguador viscoso líquido debe depender únicamente de la velocidad relativa entre sus extremos, sin depender del nivel de deformación del dispositivo. En las Especificaciones de Diseño se debe prescribir la variación aceptable de la fuerza que desarrolla el dispositivo como consecuencia de cambios en la temperatura ambiente o interna, del envejecimiento y desgaste, etc.

La fuerza que desarrolla un amortiguador líquido con resorte debe depender de la velocidad y desplazamiento relativos entre sus extremos. En las Especificaciones de Diseño se debe prescribir la variación aceptable de la fuerza que desarrolla el dispositivo como consecuencia de cambios en la temperatura ambiente o interna, del envejecimiento y desgaste, etc.

La carrera de diseño del disipador debe tener en cuenta los efectos de largo plazo, los desplazamientos inducidos térmicamente y por la acción sísmica, así como cualquier longitud de ajuste indicada en las Especificaciones de Diseño. En cualquier caso, la carrera no debe ser menor que ± 25 mm.

El disipador viscoso debe estar equipado con articulaciones esféricas autolubricadas en cada extremo para mantener la carga que transmite alineada con su eje principal, y evitar con esto efectos indeseados de flexión y corte que puedan resultar perjudiciales para el sistema de sellado. Se debe indicar la capacidad de rotación de las articulaciones esféricas en las Especificaciones de Diseño bajo la consideración de los efectos de la carga viva, los movimientos sísmicos, las tolerancias constructivas (desalineamiento), y cualquier otro efecto que pueda ser relevante para dicha rotación. En cualquier caso, la capacidad de rotación no debe ser menor que $\pm 2^\circ$.

Las abrazaderas u otros componentes de sujeción no deben restringir la rotación del diseño.

En B.4.5 se proporciona información adicional sobre los requisitos funcionales de los dispositivos dependientes de la velocidad.

Comentario:

La energía es un parámetro esencial que se debe indicar en las Especificaciones de Diseño. Para establecer el valor de la energía que debe disipar el dispositivo dependiente de la velocidad resultan muy útiles los resultados de los análisis dinámicos paso a paso indicados en 12.2.4

B.4.2 Propiedades del material

B.4.2.1 Requisitos generales

Se deben seleccionar los materiales de tal manera que sean compatibles con el intervalo previsto de temperatura de servicio bajo la consideración, tanto de la temperatura ambiental como de cualquier cambio de temperatura consecuencia del funcionamiento del dispositivo.

B.4.2.2 Materiales

Los disipadores viscosos se deben fabricar con materiales ferrosos de acuerdo con una de las siguientes normas: EN 10025, EN 10083, EN 10088, EN 10210, EN 10297, ISO 14737, ISO 1083 u otras normas EN o ISO.

Comentario:

En su caso, el material ferroso debe cumplir con todos los requisitos establecidos en la EN que se seleccione.

B.4.2.3 Superficies Activas

La totalidad de la superficie activa de la barra del pistón se debe fabricar con acero inoxidable o debe quedar recubierta de níquel y/o cromo, según proceda, para garantizar su protección contra la corrosión y su resistencia al desgaste. El espesor total mínimo del recubrimiento debe ser de 50 μm , a menos que el sustrato del material se fabrique con acero inoxidable, en cuyo caso el espesor mínimo podrá reducirse a 40 μm .

El recubrimiento debe quedar libre de grietas y poros. La superficie del material base debe quedar libre de porosidad, grietas por contracción e inclusiones. De conformidad con la EN ISO 4287, la rugosidad superficial final R_z de la superficie del

recubrimiento debe ser menor que 3 μm . Se pueden pulir tanto el material como el recubrimiento para lograr la rugosidad superficial requerida.

El proceso de cromado debe cumplir los requisitos de la EN ISO 6158. El proceso de niquelado debe cumplir los requisitos de la EN ISO 4526 o la EN ISO 4527. El acero inoxidable debe cumplir lo indicado en la EN 10088, o en la norma mexicana que aplique.

B.4.2.4 Fluido viscoso

El fluido viscoso con el que trabaja el dispositivo debe ser no tóxico, no inflamable y químicamente inerte. Si se utiliza un fluido que no esté basado en silicona, se deben demostrar las características anteriores. No se deben utilizar fluidos basados en hidrocarburos a menos que esto se indique en las Especificaciones de Diseño.

B.4.3 Requisitos de diseño

B.4.3.1 Requisitos generales

Se deben diseñar los disipadores viscosos de acuerdo con el Capítulo 12 para que no haya fluencia en condiciones de servicio, y permanezcan con daño controlado de acuerdo con B.3.2, cuando se sujete a la estructura a la intensidad sísmica base de diseño.

Se deben diseñar los disipadores viscosos de tal manera que resistan la presión interna máxima que se desarrolla cuando se les sujeta a las condiciones de diseño indicadas en B.4.1. Además, se deben diseñar para resistir una aceleración lateral en su plano establecida en función de su ubicación en el edificio de acuerdo con el Capítulo 8, y para resistir una aceleración perpendicular a dicho plano, estimada en congruencia. En ausencia de información en cuanto a dicha aceleración, se debe diseñar el dispositivo para resistir una fuerza, perpendicular a su eje principal, igual a por lo menos el doble de su peso propio en combinación con la fuerza axial máxima que incluya la acción sísmica.

El disipador viscoso debe permitir la expansión térmica del fluido viscoso sin acumulación excesiva de presión interna. Si el dispositivo no está diseñado para resistir la acumulación excesiva de presión interna debido a la expansión térmica del fluido viscoso, deberá contener mecanismos (como acumuladores), para evitar dicho efecto.

Se debe diseñar y construir el disipador viscoso de tal manera que no requiera mantenimiento mecánico durante su vida útil bajo las condiciones anticipadas de servicio.

Las diferencias máximas entre los valores de las propiedades estructurales medidas durante los ensayos de prototipo, y los valores de diseño o asociados a la condición normal, deben cumplir con los márgenes de tolerancia indicados en la tabla B.4.1. Estos márgenes son relevantes para variaciones dentro del suministro (variaciones estadísticas) así como las debidas a la temperatura. Se deben evaluar experimentalmente estas variaciones con el fin de establecer los valores límite superior e inferior que deben tenerse en cuenta para la revisión de los disipadores.

Tabla B.4.1 Límites de tolerancia (t_d) para dispositivos dependientes de la velocidad (por ciento)

Propiedad	Suministro		Temperatura (*)	
	Amortiguador Viscoso Líquido	Amortiguador Líquido con Resorte	Amortiguador Viscoso Líquido	Amortiguador Líquido con Resorte
F	± 15	± 15	± 5	± 15
K_e	N/A	± 15	N/A	± 15
H	-15	-15	-5	-5

(*) Rango de temperatura $-25\text{ }^\circ\text{C}/+ 50\text{ }^\circ\text{C}$

N/A = No aplicable

H = Energía disipada por ciclo histerético

El cociente entre los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales de los disipadores debe ser igual o menor que 1.4. De acuerdo con 14.2.7 y con fines de análisis, se debe establecer el valor mínimo del coeficiente de amortiguamiento C del disipador bajo la consideración de las variaciones de esta propiedad debidas al suministro, envejecimiento, temperatura

y la velocidad. Si no se puede hacer una evaluación más precisa, se podrá suponer un coeficiente de amortiguamiento mínimo igual al 65% del coeficiente de amortiguamiento esperado.

Comentario:

El envejecimiento no es relevante para este tipo de dispositivo, ya que el fluido no está en contacto con el aire.

B.4.3.2 Sobrevelocidad

Se debe amplificar la fuerza de diseño con un factor de sobrevelocidad γ_v , que se establece conforme a la ecuación 12.1.1. La fuerza de diseño así calculada se debe usar para revisar la capacidad resistente del disipador y la del sistema primario.

B.4.3.3 Pandeo

Se debe diseñar la barra del pistón del disipador para evitar su inestabilidad por pandeo en su configuración completamente extendida, cuando quede sujeto a la carga de diseño indicada en B.4.1, bajo la consideración de un coeficiente de fricción del 10 por ciento para las articulaciones esféricas. Se puede utilizar un coeficiente de fricción más bajo cuando su valor quede justificado a cabalidad con datos experimentales.

B.4.4 Ensayos

B.4.4.1 Requisitos generales

Se deben agrupar los ensayos de acuerdo con el criterio de que la energía total introducida al disipador en cada grupo de ensayo no supere el doble de la energía disipada por el amortiguador durante la intensidad sísmica base de diseño de acuerdo con las Especificaciones de Diseño.

El programa de ensayos involucra una entrada significativa de energía al disipador, de tal manera que se debe ejercer cuidado durante su ejecución para garantizar que no se sobrecaliente de manera excesiva. Para lograr esto, se debe monitorear y reportar la temperatura en ubicaciones críticas del disipador (indicadas por el fabricante), y dividir el programa de ensayos en grupos. Después de haber realizado un ensayo o grupo de ellos, se debe dejar enfriar el disipador a una temperatura especificada antes de llevar a cabo el subsecuente grupo de ensayos. No se debe proceder con los ensayos mientras la temperatura del disipador supere el límite especificado por el fabricante.

Los ensayos enumerados se pueden realizar en un orden diferente en el que se presentan.

Comentario:

La energía que se introduce al disipador es un parámetro esencial que se debe indicar en las Especificaciones de Diseño. Para establecer el valor de esta energía resultan muy útiles los resultados de los análisis dinámicos paso a paso indicados en 12.2.4

B.4.4.2 Ensayos de prototipo

B.4.4.2.1 Requisitos generales

Se deben realizar ensayos de prototipo cuando un disipador nuevo tenga una capacidad de carga que difiera en más de ± 20 por ciento con respecto a aquella que desarrolla un dispositivo previamente ensayado, o si su velocidad de diseño v_{dmax} es mayor. Para que los resultados de los ensayos previos se puedan considerar válidos, el diseño conceptual y los materiales deben ser iguales a los que se utilizaron previamente.

Se debe monitorear la temperatura en dos sitios, señalados como críticos por el fabricante, ubicados en el cuerpo del dispositivo. El registro debe iniciar 5 minutos antes del ensayo y continuar durante 15 minutos después de que haya concluido.

Siempre que así se indique en las Especificaciones de Diseño, los ensayos de baja velocidad, ley constitutiva y eficiencia de amortiguamiento se deben repetir a las temperaturas máxima y mínima de servicio.

En la tabla B.4.2 se resumen los ensayos de prototipo requeridos.

Tabla B.4.2 Ensayos de prototipo requeridos

Presión	Baja velocidad	Ley constitutiva	Eficiencia de amortiguamiento	Carga de viento	Desgaste del sello	Verificación de carrera
× ^a	×	×	×	× ^a	× ^a	× ^a

× Indica que se requiere el ensayo

^a Ensayo realizado a una temperatura de 23±5 °C

B.4.4.2.2 Ensayo de presión para Amortiguadores Viscosos Líquidos y Amortiguadores Líquidos con Resorte

Cuando proceda, se debe aplicar y mantener durante 120s una presión interna en cada amortiguador viscoso líquido o amortiguador líquido con resorte que resulte equivalente al 125 por ciento de la carga máxima del amortiguador. Se debe cumplir que no se produzcan fugas visibles o señales de deterioro físico o degradación del desempeño.

B.4.4.2.3 Ensayo de baja velocidad para Amortiguadores Viscosos Líquidos

El objetivo del ensayo a baja velocidad es evaluar la resistencia a carga axial de un amortiguador viscoso líquido ante movimientos térmicos simulados.

El historial de carga debe cumplir con lo siguiente: Un ciclo completo de desplazamiento axial, de 0 a d_{th} , de d_{th} a $-d_{th}$, y de $-d_{th}$ a 0, a una velocidad absoluta constante v_1 que satisfaga lo siguiente: $0.01 \text{ mm/s} \leq v_1 \leq 0.1 \text{ mm/s}$. Se debe cumplir que, a lo largo del ciclo, el amortiguador viscoso líquido desarrolle una fuerza menor que el 10 por ciento de su fuerza de diseño, o un valor menor si así se indica en las Especificaciones de Diseño. El valor de d_{th} corresponde al desplazamiento máximo esperado debido a los efectos térmicos. Alternativamente, el ensayo debe cumplir con lo siguiente: Un ciclo completo de desplazamiento axial, de 0 a d_{th} , de d_{th} a $-d_{th}$, y de $-d_{th}$ a 0, para una fuerza axial constante igual al 10 por ciento de la fuerza de diseño del amortiguador viscoso líquido. Se debe cumplir que la velocidad promedio registrada $(2(|d_{th}| - d_{th}))/T_a$, donde T_a es la duración del ciclo, sea mayor que 0.01 mm/s.

Se debe indicar el valor de d_{th} en las Especificaciones de Diseño, pero debe ser igual o mayor que 10 mm, y se deben registrar y graficar de manera continua la fuerza y desplazamiento axial.

El ensayo se debe llevar a cabo a una temperatura de 23±5 °C, o a una temperatura menor si se indica en las Especificaciones de Diseño.

B.4.4.2.4 Ensayo de baja velocidad para Amortiguador Líquido con Resorte

El objetivo del ensayo de baja velocidad es evaluar la resistencia a carga axial de un amortiguador líquido con resorte ante movimientos térmicos simulados o cargas cuasiestáticas.

El historial de carga debe cumplir con lo siguiente: Un ciclo completo de desplazamiento axial, de 0 a d_{th} , de d_{th} a $-d_{th}$, y de $-d_{th}$ a 0, a una velocidad absoluta constante v_1 que satisfaga lo siguiente: $0.01 \text{ mm/s} \leq v_1 \leq 0.1 \text{ mm/s}$. El valor de d_{th} debe corresponder al desplazamiento máximo esperado debido a los efectos térmicos y otros efectos cuasi-estáticos como lo pueden ser los asociados a frenado, viento, etc. Se debe cumplir que, a lo largo del ciclo, el amortiguador líquido con resorte desarrolle una fuerza menor que $(1 + t_a)$ veces su fuerza de diseño, o que el valor indicado en las Especificaciones de Diseño.

Se debe indicar el valor de d_{th} en las Especificaciones de Diseño, pero debe ser igual o mayor que 10 mm, y se deben registrar y graficar de manera continua la fuerza y desplazamiento axial.

El ensayo se debe llevar a cabo a una temperatura de 23±5 °C, o a una temperatura menor si se indica en las Especificaciones de Diseño.

B.4.4.2.5 Ensayo de ley constitutiva para Amortiguadores Viscosos Líquidos

El objetivo del ensayo es establecer la curva fuerza-velocidad para un amortiguador viscoso líquido y, con base en ella, el coeficiente de amortiguamiento C y el exponente asociado a la velocidad α_d que definen la ley constitutiva del dispositivo (ecuación B.4.1).

El historial de carga debe cumplir con lo siguiente: Para cada velocidad bajo consideración, 3 ciclos completos de desplazamiento axial, de 0 a d_{dmax} , de d_{dmax} a $-d_{dmax}$, y de $-d_{dmax}$ a 0, donde d_{dmax} es el desplazamiento máximo establecido de acuerdo con 12.1.3.2.1. Las velocidades de ensayo deben incluir por lo menos los siguientes porcentajes de la velocidad de diseño v_{dmax} : 1, 25, 50, 75 y 100 por ciento. Se debe cumplir que todos los puntos experimentales correspondientes a la curva de fuerza que desarrolla el dispositivo queden contenidos dentro de la envolvente de tolerancia.

Como se ilustra en la figura B.4.6, la fuerza F_n que desarrolla el dispositivo para una velocidad v_n se debe establecer como el promedio de los valores absolutos de las intersecciones positiva y negativa del segundo ciclo histéretico con el eje de fuerza. Se debe repetir el ensayo a las temperaturas máxima y mínima de diseño con el fin de evaluar la influencia de la temperatura ambiente en la fuerza que desarrolla el dispositivo. Se pueden omitir los últimos ensayos si se dispone de resultados de ensayos certificados en dispositivos similares en el mismo intervalo o en un intervalo más amplio de temperatura.

Comentario:

La envolvente de tolerancia se establece con los márgenes de tolerancia indicados en la tabla B.4.1.

B.4.4.2.6 Ensayo de ley constitutiva para Amortiguadores Líquidos con Resorte

El objetivo del ensayo es establecer la ley constitutiva de un amortiguador líquido con resorte y, con base en ella, los parámetros F_0 (fuerza de precarga), K (constante de rigidez), C y α_d que definen su ley constitutiva (ecuación B.4.2).

El historial de carga debe cumplir con lo siguiente: Para cada velocidad bajo consideración, 3 ciclos completos de desplazamiento axial, de 0 a d_{dmax} , de d_{dmax} a $-d_{dmax}$, y de $-d_{dmax}$ a 0. Las velocidades de ensayo deben incluir por lo menos los siguientes porcentajes de v_{dmax} : 1, 25, 50, 75 y 100 por ciento. Se debe cumplir que todos los puntos experimentales correspondientes a la curva de la fuerza que desarrolla el dispositivo queden contenidos dentro de la envolvente de tolerancia.

Como se ilustra en la figura B.4.7, la fuerza F_n que desarrolla el dispositivo para una velocidad v_n se debe establecer como el promedio de los valores absolutos de las intersecciones positiva y negativa del segundo ciclo histérico con ejes paralelos al eje de la fuerza ubicados en desplazamientos iguales a 50 por ciento de $+d_{dmax}$ y $-d_{dmax}$.

Se debe repetir el ensayo a las temperaturas máxima y mínima de diseño con el fin de evaluar la influencia de la temperatura ambiente en la fuerza que desarrolla el dispositivo. Se pueden omitir los últimos ensayos si se dispone de resultados de ensayos certificados en dispositivos similares en el mismo intervalo o en un intervalo más amplio de temperatura.

Comentario:

La envolvente de tolerancia se establece con los márgenes de tolerancia indicados en la tabla B.4.1.

B.4.4.2.7 Ensayo de eficiencia de amortiguamiento

El objetivo del ensayo de eficiencia de amortiguamiento es evaluar la capacidad de disipación de energía y la estabilidad de reacción del dispositivo.

El historial de carga debe cumplir con lo siguiente: 5 ciclos armónicos completos de desplazamiento del tipo $d(t) = d_0 \sin(2\pi f_0 t)$, donde la carrera d_0 y la frecuencia f_0 (Hz) se deben indicar en las Especificaciones de Diseño bajo la consideración de no exceder la demanda de disipación de energía correspondiente al doble de la que corresponde a la intensidad sísmica base de diseño. Si la aplicación de 5 ciclos rebasa la capacidad de la instalación con que se lleva a cabo el ensayo, el ensayo se puede llevar a cabo por etapas siempre y cuando se apliquen 3 ciclos de manera continua en una etapa dada. No se debe permitir que el dispositivo se enfríe entre cada etapa de ciclos. Se debe cumplir que en cada ciclo la fuerza que desarrolla el dispositivo, determinada de acuerdo con lo indicado en B.4.4.2.5 o B.4.4.2.6, quede dentro de la tolerancia de diseño y la disipación de energía sea mayor que el correspondiente valor mínimo de diseño.

B.4.4.2.8 Ensayo cíclico ante acción de viento

Cuando se indique en las Especificaciones de Diseño que la carga del viento se considera crítica, se deben ensayar dispositivos prototipo para verificar su capacidad para resistir vibraciones inducidas por viento. Se pueden omitir estos ensayos si se dispone de resultados de ensayos certificados en dispositivos similares sujetos a condiciones similares de carga de viento.

El dispositivo prototipo se debe ensayar durante 200 ciclos a la frecuencia y desplazamiento indicados en las Especificaciones de Diseño, con un registro continuo de la temperatura. Se debe cumplir que, en cualquier instante durante el ensayo, no se trabe, atasque o rompa el dispositivo, y que no muestre evidencia alguna de fuga después del ensayo.

B.4.4.2.9 Ensayo de desgaste del sello

El objetivo del ensayo de desgaste del sello es garantizar que este resista los movimientos debidos a los efectos térmicos durante la vida útil de diseño del dispositivo sin fugas del fluido interno.

Se debe someter al dispositivo a 10,000 ciclos con una amplitud igual al desplazamiento térmico máximo esperado d_{th} . Tras el ensayo de desgaste del sello, se debe ensayar el dispositivo de acuerdo con B.4.4.2.7.

Comentario:

Los amortiguadores generalmente exhiben una alta capacidad de disipación de energía, incluso a baja velocidad. Por tanto, para llevar a cabo el ensayo en un tiempo razonable sin una acumulación excesiva de calor en el dispositivo, el sistema principal de orificios puede ser pasado por alto con el fin de reducir la fuerza desarrollada por el dispositivo y un posible aumento de presión. Alternativamente, puede retirarse el líquido del amortiguador, total o parcialmente, durante el ciclado.

B.4.4.2.10 Ensayo de verificación de carrera

El objetivo del ensayo de verificación de carrera es garantizar que el dispositivo es capaz de acomodar su desplazamiento máximo d_{max} .

Se debe aplicar un ciclo completo con una amplitud igual al desplazamiento de diseño. No se requiere llenar al dispositivo con su fluido interno. Se debe cumplir que el dispositivo sea capaz de acomodar un desplazamiento igual o mayor que el desplazamiento de diseño con un margen de tolerancia de 1 mm.

B.4.4.3 Ensayos de Producción

Con fines de control de calidad, se debe sujetar a por lo menos un dispositivo por lote de producción, a los siguientes ensayos:

- a) Ensayo de presión
- b) Ensayo de baja velocidad
- c) Ensayo de ley constitutiva
- d) Ensayo de eficiencia de amortiguamiento.

Se debe llevar a cabo el ensayo de presión en el 100 por ciento de las unidades de producción. Los ensayos de baja velocidad, ley constitutiva y eficiencia de amortiguamiento se deben llevar a cabo en una unidad por lote de producción. Todos los ensayos se deben llevar a cabo a temperatura ambiente. Un lote de producción queda constituido por no más de 20 unidades con la misma ley constitutiva y los mismos detalles de diseño con excepción de la carrera. La unidad que se debe ensayar dentro del lote de producción es la que tenga la mayor carrera.

La tabla B.4.3 resume los ensayos de producción requeridos.

Tabla B.4.3. Ensayos de producción requeridos

Presión	Baja velocidad	Ley constitutiva	Eficiencia de amortiguamiento	Carga de viento	Desgaste del sello	Verificación de carrera
× ^a	× ^a	× ^a	× ^a			

× Indica que se requiere el ensayo

^a Ensayo realizado a una temperatura de 23±5 °C

B.4.5 Comentarios de Dispositivos Dependientes de la Velocidad

B.4.5.1 Requisitos funcionales

Un amortiguador viscoso queda definido por las siguientes propiedades: fuerza máxima (kN); carrera máxima (mm); velocidad máxima (m/s); constante de amortiguamiento C (kN/(m/s) ^{α_d}); exponente α_d de la ley constitutiva; rigidez K (kN/m); fuerza de precarga F_0 (kN); tolerancias; ángulo de rotación (grados); intervalo de temperaturas ambientales (°C).

Es pertinente señalar que cualquier tipo de disipador acumula o disipa energía en las cuatro formas que se consideran en la ecuación de balance de energía. Dentro de este contexto, la clasificación de un dispositivo como amortiguador viscoso líquido o amortiguador líquido con resorte debe tener en cuenta el tipo dominante de energía que acumula o disipa.

En particular, un Amortiguador Viscoso:

- a) Acumula energía elástica a través de la deformación de sus componentes mecánicos y la compresibilidad del fluido viscoso (dependencia del desplazamiento)
- b) Acumula energía cinética en sus componentes móviles, como lo es el caso del pistón (dependencia de la velocidad)
- c) Disipa energía por fricción en las juntas y sellos (dependencia del desplazamiento)
- d) Disipa energía viscosa por medio de forzar un flujo de fluido a través de un sistema de orificios o válvulas (dependencia de la velocidad).

Cuando domina el cuarto término, se debe clasificar el dispositivo como amortiguador viscoso líquido de tal manera que es posible despreciar las constantes K y F_0 . Cuando tanto el primer como el cuarto término sean significativos, el dispositivo se clasifica como amortiguador líquido con resorte.

Las figuras B.4.1 y B.4.2 ilustran, respectivamente, comportamientos típicos de un amortiguador viscoso líquido y un amortiguador líquido con resorte.

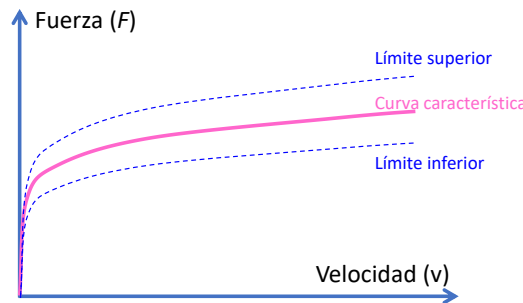


Figura B.4.1 Envoltente típica fuerza - velocidad de amortiguador viscoso líquido

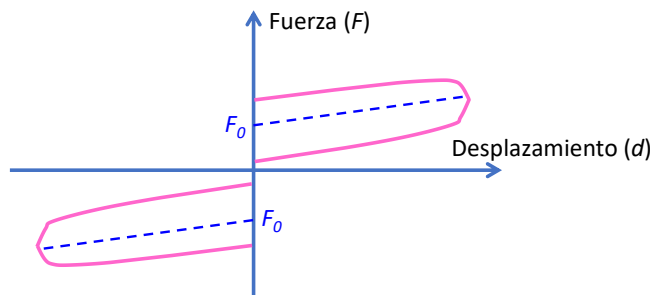


Figura B.4.2 Envoltente típica fuerza - desplazamiento de amortiguador líquido con resorte

Una ley constitutiva típica de un amortiguador viscoso líquido es:

$$F = Cv^{\alpha_d} \quad (\text{B.4.1})$$

Un amortiguador viscoso líquido con carrera grande queda mejor representado por un modelo de Maxwell (resorte y amortiguador en serie), con propiedades elásticas que resultan de la compresibilidad del fluido, y que deben ser tomadas en cuenta para evaluar la capacidad de disipación de energía.

Una ley constitutiva típica de un amortiguador líquido con resorte es:

$$F = \text{signo}(x)F_0 + Kx + \text{signo}(v)C(\text{abs}(v))^{\alpha_d} \quad (\text{B.4.2})$$

Por tanto, un amortiguador líquido con resorte queda mejor representado por un modelo de Kelvin-Vöigt (resorte y amortiguador en paralelo) donde la rigidez elástica captura el efecto de la compresibilidad del fluido.

B.4.5.2 Requisitos de diseño

B.4.5.2.1 Requisitos generales

La excedencia de la velocidad de diseño v_{dmax} tiene un efecto que difiere significativamente de acuerdo con las características del amortiguador viscoso. La figura B.4.3 compara, en términos de la fuerza que desarrolla el dispositivo viscoso, las consecuencias de exceder en 50 por ciento la velocidad de diseño. Debido a esto y de acuerdo con la ecuación 12.1.1, el diseño del disipador viscoso y sus conexiones al sistema estructural debe tener en cuenta una sobrerresistencia que depende de α_d .

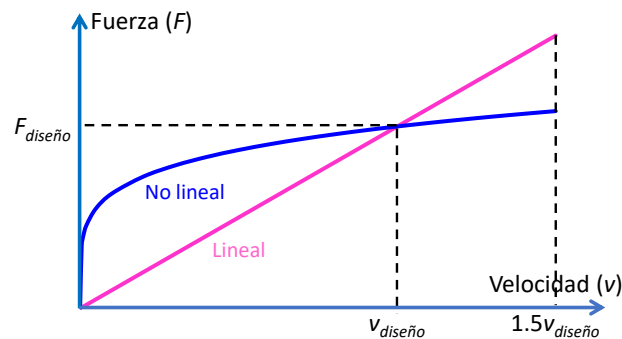


Figura B.4.3 Efecto de exceder la velocidad de diseño en dispositivos viscosos, lineal versus no lineal

El uso de dispositivos caracterizados por dimensiones y peso considerables, como es el caso de dispositivos viscosos líquidos con carreras iguales o mayores que ± 500 mm, podrían requerir de un análisis modal para establecer la carga lateral adicional que actúa en ellos debido a la aceleración absoluta de entrepiso. Para este caso, resulta importante considerar el espectro de aceleración absoluta de piso.

B.4.5.3 Ensayos

B.4.5.3.1 Requisitos generales

La demanda máxima de energía a corto plazo en los amortiguadores ocurre cuando el sistema estructural se ve sujeto a la acción de la intensidad sísmica base de diseño. En función del tamaño del amortiguador y la sismicidad del sitio, la energía disipada esperada puede variar significativamente.

B.4.5.3.2 Ensayo de baja velocidad para Amortiguadores Viscosos Líquidos

Una velocidad típica de ensayo es 0.01 mm/s. Debido a que una baja velocidad podría llegar a resultar en tiempos extremadamente largos para un ensayo, es aceptable usar carreras cortas con el fin de solo verificar la reacción del amortiguador.

Las figuras B.4.4 y B.4.5 muestran historias de deformación, respectivamente, para ensayos de baja velocidad y de fuerza constante.

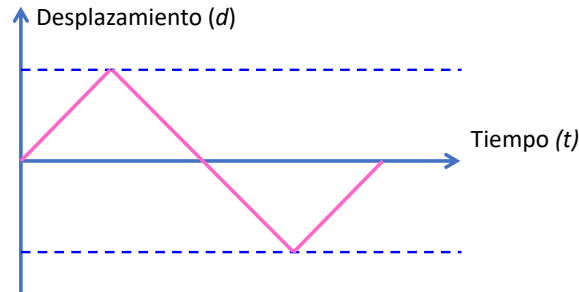


Figura B.4.4 Historia de desplazamiento para ensayo de baja velocidad

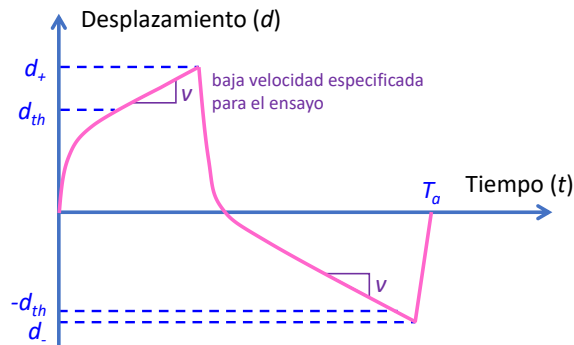


Figura B.4.5 Historia típica de desplazamiento para ensayo de fuerza impuesta

B.4.5.3.3 Ensayo de baja velocidad para Amortiguadores Líquidos con Resorte

La fuerza que desarrolla un amortiguador líquido con resorte puede ser considerable, incluso durante ensayos a baja velocidad, porque dos términos de su ley constitutiva son independientes de la misma. En un dispositivo de este tipo, se puede utilizar el ensayo de baja velocidad para llevar a cabo el ensayo de presión por medio de imponer una carrera suficiente que genere la presión interna requerida.

B.4.5.3.4 Ensayo de ley constitutiva para Amortiguadores Viscosos Líquidos

Si se utiliza una onda triangular para la historia de desplazamiento, es posible medir la fuerza desarrollada por el dispositivo con facilidad. Sin embargo, en casos en que la historia triangular de desplazamiento resulte en un pico demasiado alto de aceleración, es posible recurrir a una onda sinusoidal de desplazamiento a pesar de que la máxima velocidad impuesta solo se alcanza en un instante.

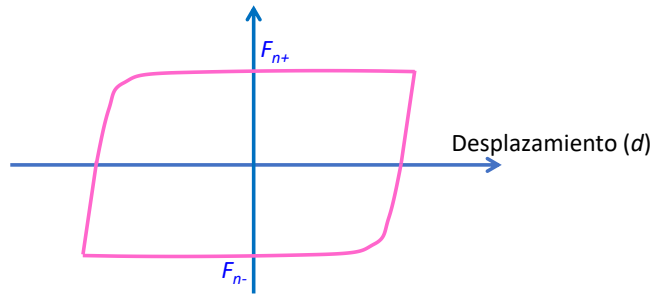


Figura B.4.6 Ciclo histerético típico de fuerza vs desplazamiento (a velocidad constante)

B.4.5.3.5 Ensayo de ley constitutiva para Amortiguadores Líquidos con Resorte

Si se utiliza una onda triangular para la historia de desplazamientos, es posible medir la fuerza desarrollada por el dispositivo con facilidad. Sin embargo, en casos en que la historia triangular de desplazamientos resulte en un pico demasiado alto de aceleración, es posible recurrir a una onda sinusoidal de desplazamientos a pesar de que la máxima velocidad impuesta solo se alcanza en un instante.

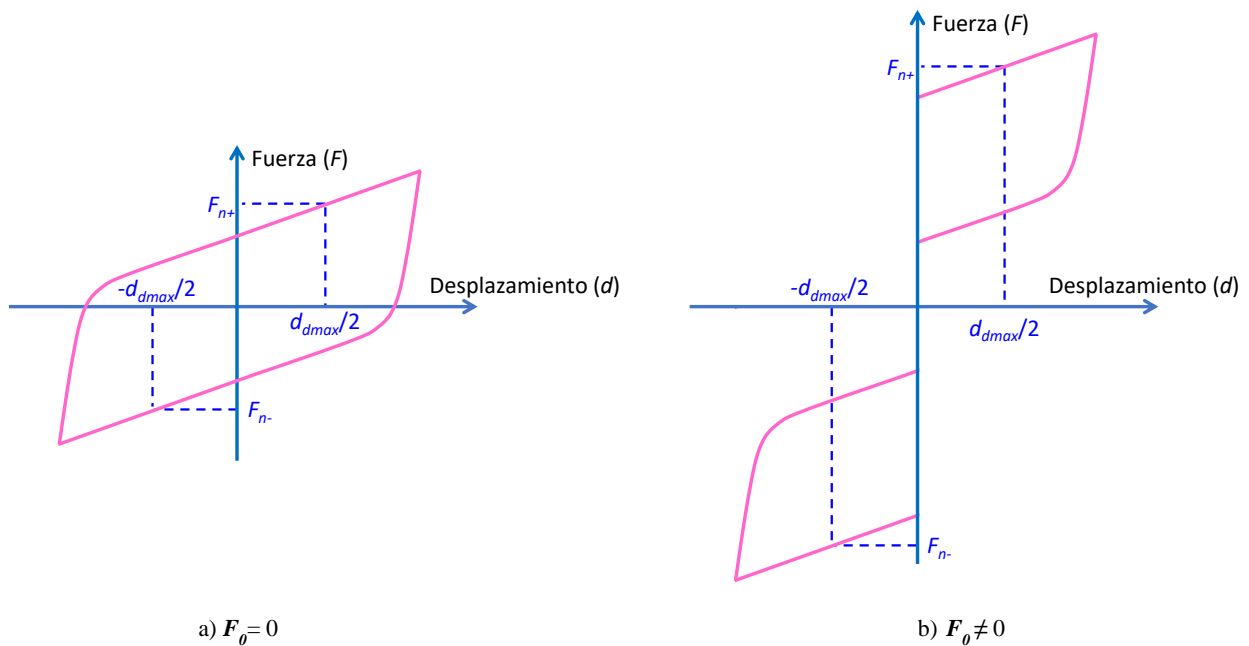


Figura B.4.7 Ciclo histerético típico a velocidad constante

B.4.5.3.6 Ensayo de eficiencia de amortiguamiento

La eficiencia η en cuanto a capacidad de disipación de energía de cualquier dispositivo se define como el cociente entre el área del ciclo de histéresis medido para un desplazamiento dado, y el valor teórico correspondiente. La eficiencia se debe expresar de acuerdo con lo siguiente:

$$\eta = \frac{H}{\oint F(x, v) dx} \tag{B.4.3}$$

donde $F(x, v)$ y x son la fuerza y desplazamiento, respectivamente; y H la energía disipada en el ciclo.

En el caso de los amortiguadores viscosos líquidos, la fuerza F depende predominantemente de la velocidad impuesta. Por tanto, la eficiencia depende del historial de deformación. Se suele adoptar un historial sinusoidal de desplazamiento para evaluar η para amortiguadores viscosos. Para la correcta evaluación de la H teórica se debe utilizar un modelo de Maxwell. Conforme a lo ilustrado en la figura B.4.8, la utilización de una ley constitutiva simple fuerza - velocidad (modelo dash-pot) sobreestima la capacidad teórica de disipación de energía.

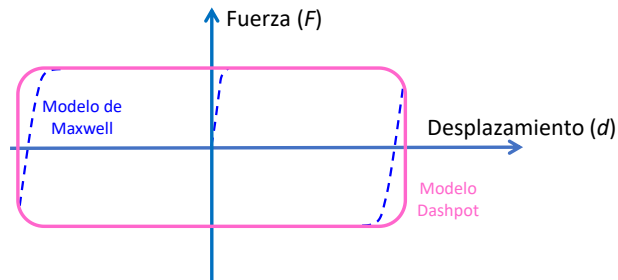


Figura B.4.8 Comparación entre Dashpot no lineal simple y modelo de Maxwell para Amortiguadores Viscosos Líquidos

Espacio en blanco dejado de manera intencional

APÉNDICE C. PROPIEDADES Y CONTROL DE CALIDAD DE AISLADORES SÍSMICOS

C.1 Propósito y alcance

Este Apéndice plantea criterios para establecer las propiedades que deben usarse para el modelado de los aisladores sísmicos con fines de análisis, y requerimientos para asegurar su buen comportamiento en campo y un adecuado control de calidad durante su fabricación. Se incluyen reglas generales de diseño, así como características requeridas de los materiales con que se fabrican, y requisitos funcionales y procedimientos de ensayo. Se definen objetivos de desempeño y procedimientos para su verificación.

El/la Proyectista debe indicar en las Especificaciones de Diseño la información técnica relevante en cuanto a las propiedades estructurales requeridas para los aisladores sísmicos y los materiales con que se fabrican, los ensayos requeridos y las excepciones o complementos que deban considerarse en relación con lo indicado en este Apéndice, el programa de inspección y mantenimiento de los dispositivos, y los intervalos de temperaturas de servicio y de diseño.

En el caso de aisladores sísmicos no cubiertos por este Apéndice, se deben establecer a satisfacción del Instituto requerimientos de ensayo y fabricación de manera clara y completa en las Especificaciones de Diseño. Asimismo, será posible usar para los tipos de aisladores sísmicos cubiertos por este Apéndice requerimientos de ensayo y fabricación diferentes a los aquí especificados, siempre y cuando queden establecidos de manera clara y completa, a satisfacción del Instituto, en las Especificaciones de Diseño.

Comentario:

Cuando en este Apéndice se habla del diseño de un aislador no se hace referencia a la determinación de sus propiedades estructurales desde una perspectiva de sismorresistencia, sino al proceso que debe seguirse para obtener un dispositivo que exhiba las propiedades estructurales que se determinan de acuerdo con el Capítulo 13. Igualmente, los objetivos de desempeño a que se refiere este Apéndice no hacen referencia a los niveles de desempeño bajo consideración en la tabla 13.1.1, sino a criterios de comportamiento particulares que debe cumplir el aislador para asegurar una respuesta confiable y estable en campo durante sismos de diferente intensidad.

Los ensayos de prototipo y de control de producción de este Apéndice se basan en los requeridos por la EN15129, particularmente por la existencia de protocolos detallados y claros que han resultado del gran esfuerzo que se ha hecho en Europa en el ámbito de la certificación de los dispositivos de control.

Los requisitos de esta Norma tienen como objetivo dar un nivel adecuado de seguridad a los sistemas estructurales con aislamiento sísmico, de tal manera de satisfacer el propósito y alcance establecido en 13.1.1. Es importante destacar que este cuerpo normativo no ha sido establecido con el fin de prevenir el uso de materiales y dispositivos innovadores, y desincentivar el uso de métodos de diseño y construcción que no estén explícitamente cubiertos por sus requerimientos de diseño. Sin embargo, el uso de dispositivos no contemplados explícitamente en el formato normativo requiere de documentar cuidadosamente y a satisfacción del Instituto, los requerimientos de ensayo y fabricación que garanticen su buen desempeño en campo durante la vida útil del sistema estructural.

C.2 Notación y terminología

A	Área de una muestra de elastómero
A_r	Área efectiva reducida en planta de un aislador elastomérico producto del desplazamiento lateral de la parte superior del aislador en relación con su parte inferior. Para establecerla solo se toman en cuenta los desplazamientos laterales no sísmicos como lo pueden ser aquellos que resultan de cambios de temperatura. En caso de que la sección transversal del aislador tenga huecos, sea que estén rellenos o no, se excluye el área de los huecos en el cálculo del área efectiva reducida
a'	Ancho efectivo del aislador elastomérico, igual a la menor dimensión en planta de las placas de refuerzo internas. En caso de aisladores con sección transversal circular, igual a D_I
d	Desplazamiento lateral de aislador. Los superíndices + y – denotan valores máximo y mínimo del desplazamiento en el ciclo de carga (figura C.2.1a)
d_0	Amplitud del ciclo histerético durante ensayo de deslizador tipo péndulo de fricción
d_2	Longitud de la diagonal o diámetro de la placa de respaldo
d_b	Desplazamiento relativo entre dos superficies de deslizamiento de un deslizador tipo péndulo de fricción
D_{TM}	Desplazamiento total máximo, según un análisis estático, en el aislador que desarrolla el mayor desplazamiento lateral. Se obtiene conforme a lo indicado en el Capítulo 13
D_I	Diámetro de las placas internas de refuerzo de un aislador elastomérico con sección transversal circular
e_t	Excentricidad total de la carga en compresión actuante en la superficie de contacto

$E_{L,c}$	Módulo de elasticidad en compresión del elastómero
F	Fuerza lateral actuante en el aislador. Los superíndices + y - denotan los valores de fuerza lateral correspondientes a d^+ y d^- (ver figura C.2.1a)
f_k	Resistencia en compresión característica del material deslizante
f_o	Valor de la frecuencia de ensayo para un deslizador tipo péndulo de fricción
F_{max}	Valor de diseño de la fuerza de fricción máxima
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero con que se fabrican las placas internas de refuerzo de un aislador elastomérico
G	Módulo de corte del elastómero. Se obtiene bajo la consideración de cargas dinámicas
H	Energía disipada en un ciclo histerético. El subíndice i indica que la energía disipada corresponde al i -ésimo ciclo histerético
K_e	Rigidez lateral efectiva del aislador para un desplazamiento lateral de interés. De acuerdo con lo ilustrado en la figura C.2.1a, corresponde a una rigidez secante
K_h	Rigidez en corte medida en una muestra de elastómero con área A y espesor t
k_h	Factor de ajuste para los esfuerzos de tensión actuantes en una placa interna de refuerzo. Se evalúa conforme a lo indicado en C.6.3.4.3
K_L	Factor de carga que se calcula de acuerdo con C.6.3.4.2
k_p	Factor de corrección para los esfuerzos de tensión actuantes en una placa interna de refuerzo. Se evalúa conforme a lo indicado en C.6.3.4.3
K_v	Rigidez axial efectiva del aislador. Corresponde a una rigidez secante para un intervalo de cargas axiales de interés
K_2	Rigidez lateral postelástica del aislador, corresponde a la pendiente asociada a la segunda rama de la curva fuerza-desplazamiento lateral del aislador. Ver figura C.2.1b
L	Diámetro del círculo que circunscribe una o múltiples láminas de material deslizante
n	Número de ciclos
N_{max}	Carga axial máxima que actúa en el aislador cuando se alcanza el desplazamiento lateral máximo de diseño D_{TM} . Incluye los efectos de las cargas gravitacionales y de sismo
N_{min}	Carga axial mínima que actúa en el aislador cuando se alcanza el desplazamiento lateral máximo de diseño D_{TM} . Incluye los efectos de las cargas gravitacionales y de sismo
N_S	Carga axial considerada para el ensayo por deslizamiento de un deslizador tipo péndulo de fricción
N_V	Carga axial que actúa en el aislador al inicio de la excitación sísmica
N_{VS}	Carga axial en un aislador que resulta de la combinación de cargas permanentes de servicio
N_{VD}	Carga axial en un aislador que resulta de la combinación de cargas permanentes de diseño
P_{CR}	Carga axial de pandeo de un aislador elastomérico para un desplazamiento lateral nulo
Q_d	Resistencia característica del aislador; corresponde al valor de la ordenada al origen de un ciclo histerético del aislador. Ver figura C.2.1b
R	Radio de curvatura de la superficie primaria de deslizamiento.
R_2	Radio de curvatura de la superficie secundaria de deslizamiento. Ver figura C.7.5.
R_Z	Rugosidad de la superficie primaria de deslizamiento
S	Factor de forma de las capas de elastómero
s_t	Recorrido total de deslizamiento
T	Temperatura
t	Espesor de una muestra de elastómero
t_o	Tiempo de espera al final de un recorrido
T_b	Altura total de un aislador elastomérico
t_i	Tiempo de espera entre fases
T_L	Límite inferior del intervalo de temperaturas de servicio
T_{min}	Temperatura de servicio más baja probable
t_{pl}	Tiempo de precarga
T_q	Espesor total de elastómero de un aislador elastomérico, suma del espesor de todas las capas de elastómero del aislador
t_r	Espesor de una capa de elastómero
t_s	Espesor de las placas internas de refuerzo de un aislador elastomérico
T_U	Límite superior del intervalo de temperaturas de servicio
t_1, t_2	Espesor del elastómero a ambos lados de una placa interna de refuerzo
v	Velocidad de deslizamiento en superficie deslizante para verificar la fuerza lateral máxima de un deslizador tipo péndulo de fricción
v_{dmax}	Velocidad máxima de diseño

V_M	Fuerza cortante en el aislador cuando se alcanza el desplazamiento lateral máximo de diseño D_{TM}
v_o	Velocidad máxima durante un ciclo de ensayo de un deslizador tipo péndulo de fricción
ΔZ	Desviación máxima de la superficie curva teórica contenida en el área de acoplamiento de la lámina deslizante
γ_m	Factor de seguridad parcial que se evalúa conforme a lo indicado en C.6.3.4.3
γ_R	Factor parcial cuyo valor se determina de acuerdo con C.6.3.4.5
$\epsilon_{c,EI}$	Deformación unitaria máxima en corte del elastómero debida a la deformación axial en compresión del aislador
$\epsilon_{q,E}$	Deformación unitaria en corte del elastómero correspondiente al desplazamiento lateral máximo de diseño D_{TM}
$\epsilon_{t,d}$	Deformación unitaria en corte máxima total de diseño del elastómero
$\epsilon_{a,d}$	Deformación unitaria en corte del elastómero debido a la deformación rotacional en altura del aislador
λ	Factor que se evalúa de acuerdo con C.6.3.3.4
μ_{din}	Coefficiente dinámico de fricción
$\mu_{din,max}$	Coefficiente dinámico de fricción medido al final de la fase B bajo la consideración de las temperaturas T_U
$\mu_{din,min}$	Coefficiente dinámico de fricción medido al final de la fase B bajo la consideración de las temperaturas T_L
μ_{max}	Coefficiente de fricción estático
ζ	Fracción de amortiguamiento para el elastómero
ζ_e	Fracción equivalente de amortiguamiento que exhibe el aislador para un desplazamiento lateral de interés. Ver figura C.2.1a
σ_p	Presión de contacto en una superficie de deslizamiento

Aislador

Para este Apéndice, la palabra aislador hace referencia a un dispositivo muestra completo que se usa para los ensayos de prototipo o de control de producción.

Aislador de producción

Aislador muestra que se usa en un ensayo de control de producción, y que forma parte de los aisladores que se instalan en campo.

Aislador prototipo

Aislador muestra que se usa en un ensayo de prototipo con el fin de establecer las propiedades estructurales del mismo. Se desecha al final de los ensayos.

Aislador deslizante

Aislador compuesto por varias piezas metálicas que deslizan entre sí. Cuando los platos deslizantes tienen curvatura con el fin de darle capacidad de recentrado al aislador, se habla de un aislador tipo péndulo de fricción. En caso de que los platos sean planos, se habla de un deslizador plano. Acorde a las necesidades del proyecto, se ajusta la fricción que se desarrolla entre las piezas deslizantes con el fin de aportar capacidad de disipación de energía.

Aislador elastomérico

Aislador fabricado con un material elastomérico (que puede incluir el uso de hules naturales o sintéticos) y placas confinantes de acero. En estos dispositivos, el material elastomérico aporta rigidez lateral con fines de recentrado y, de acuerdo con las necesidades del proyecto, se usan diferentes opciones para aportarles capacidad de disipación de energía, entre las que se incluyen materiales elastoméricos de alto amortiguamiento, el uso de uno o más núcleos de plomo, y el uso de dispositivos externos.

Carga tipo rampa

Carga que crece con el tiempo y se aplica en una misma dirección.

Condiciones de servicio

Condiciones a las que se ve sujeto el aislador de manera cotidiana.

Deformación unitaria en corte del elastómero

Deformación unitaria en corte de las capas de elastómero de un aislador elastomérico. Puede estar referida a la deformación axial o lateral del aislador, a su rotación en altura, o a una combinación de estas.

Deformación unitaria en corte de diseño del elastómero

Deformación unitaria en corte de las capas de elastómero de un aislador elastómero para el desplazamiento lateral total máximo D_{TM} .

Desplazamiento lateral nulo

Se refiere a ensayos en que un aislador no sufre deformación lateral. Por lo general se considera un desplazamiento lateral nulo para evaluar la capacidad resistente máxima en compresión del aislador sísmico.

Ensayo de producción

Prueba experimental que se usa para asegurar que, dentro de un margen de tolerancia, los aisladores que se instalarán en campo tengan las propiedades determinadas para ellos con los ensayos de prototipo.

Ensayo de prototipo

Prueba experimental que se usa para establecer las propiedades estructurales del aislador. Por un lado, se usan para asegurar que los aisladores tengan las propiedades sismorresistentes que requieren de acuerdo con el Capítulo 13; y por el otro lado, para establecer las propiedades usadas para los aisladores en los modelos de análisis estructural.

Ensayo de rampa

Ensayo que usa una carga tipo rampa.

Especificaciones de diseño

Documento elaborado por el/la Proyectista con la información técnica relevante en cuanto a las propiedades estructurales requeridas para los aisladores sísmicos y los materiales con que se fabrican, los ensayos requeridos, tanto de prototipo como de producción, para evaluar dichas propiedades, y el programa de inspección y mantenimiento que garantice que estos dispositivos respondan de manera confiable durante su vida útil. En su caso, se indican condiciones de ensayo que difieran de aquellas establecidas en este Apéndice.

Frecuencia de aislamiento

Frecuencia dominante asociada a la respuesta dinámica de la estructura aislada durante el sismo. Aunque en la Zona A esta frecuencia suele corresponder a la frecuencia fundamental de vibrar del sistema aislado, la naturaleza semi-armónica de los movimientos que se generan en las Zonas B y C puede resultar en que esta frecuencia quede asociada con el periodo dominante del suelo T_s .

Frecuencia de referencia

Frecuencia para la que se determinan las propiedades estructurales de referencia del aislador. Debe ser igual a 0.5Hz o a la frecuencia de aislamiento.

HDRB (high damping rubber bearing)

Hace referencia a aisladores elastómericos de alto amortiguamiento. Se considera que un aislador elastómero tiene alto amortiguamiento cuando para una deformación unitaria en corte de elastómero de 100 por ciento, exhibe una fracción de amortiguamiento crítico mayor que 0.06.

Informe de ensayo

Documento elaborado por el fabricante de los dispositivos que resume los resultados relevantes de los ensayos de prototipo y producción de acuerdo con lo indicado en este Apéndice. Las excepciones o ensayos complementarios que se requieran de acuerdo con las Especificaciones de Diseño deben quedar cuidadosamente documentados.

LDRB (low damping rubber bearing)

Hace referencia a aisladores elastómericos de bajo amortiguamiento. Se considera que un aislador elastómero tiene bajo amortiguamiento cuando para una deformación unitaria en corte de elastómero de 100 por ciento, exhibe una fracción de amortiguamiento crítico igual o menor que 0.06.

LRB (lead rubber bearing)

Hace referencia a aisladores elastómericos con núcleo de plomo. En este tipo de aislador el elastómero y el plomo proveen en lo fundamental capacidad de recentrado y de disipación de energía, respectivamente.

Lote de material

Se refiere a un conjunto de muestras de material que fueron fabricadas con las mismas condiciones, de tal manera que comparten las mismas propiedades.

Material deslizante

Material ubicado en una superficie deslizante. Sus propiedades dependen de si forma parte de una superficie deslizante primaria o secundaria.

Muestra

Probeta, pieza o aislador que se ensaya con fines de estimar y revisar propiedades, caracterizar el comportamiento o revisar el desempeño. En ocasiones, las muestras corresponden a ensayos estándar enfocados a obtener las propiedades de los materiales con los que se fabrica el aislador, y no necesariamente son representativas de una porción o la totalidad del aislador. En este caso se habla de una probeta. Una pieza es una componente del aislador que se ensaya de manera independiente al resto de las componentes del aislador y que se considera representativa del comportamiento de este. En ocasiones, la muestra queda constituido por un aislador, ya sea a escala natural o reducida.

Pieza

Parte constituyente de un aislador que se usa de manera independiente en un ensayo de prototipo o fabricación para determinar las propiedades relevantes del mismo.

Probeta

Muestra no representativa del aislador completo que por lo general se usa para obtener o revisar las propiedades de los materiales con que se fabrica el aislador.

PRB (polymeric plugged rubber bearing)

Hace referencia a aisladores elastómericos con núcleo de material polimérico. En este tipo de aislador el elastómero y el núcleo polimérico proveen en lo fundamental capacidad de recentrado y de disipación de energía, respectivamente.

Superficie deslizante

Superficie de contacto entre las componentes de un aislador deslizante que desliza (hay movimiento relativo entre las componentes) cuando se deforma lateralmente el aislador. Puede haber aisladores tipo péndulo de fricción con más de una superficie deslizante, y esta puede ser principal, en cuyo caso exhibe un coeficiente de fricción tal que aporte capacidad de disipación de energía al aislador, o secundaria, en cuyo caso se minimiza la fricción con fines que permitir un deslizamiento con la mayor facilidad posible.

Tope sísmico

Tope mecánico colocado en la subestructura o muro de contención periférico de una estructura aislada, con el fin de limitar el desplazamiento lateral del sistema de aislamiento una vez que este haya alcanzado su capacidad de deformación máxima. Su uso es optativo, y está pensado para circunstancias en que el/la Proyectista tenga preocupación de que el sistema de aislamiento rebasa la deformación lateral máxima calculada de acuerdo con el Capítulo 13.

Valor máximo

Se refiere al valor máximo que alcanza una propiedad estructural bajo determinadas condiciones de ensayo. Suele referirse a la rigidez secante o fracción crítica de amortiguamiento del aislador para un valor dado de deformación lateral.

Valor mínimo

Se refiere al valor mínimo que alcanza una propiedad estructural bajo determinadas condiciones de ensayo. Suele referirse a la rigidez secante o fracción crítica de amortiguamiento del aislador para un valor dado de desplazamiento lateral.

Variabilidad

Se refiere al grado de diferencia que existe entre las propiedades de diseño de un aislador y aquellas que exhiben los aisladores prototipo, y a las que existen entre las propiedades de los aisladores prototipo y las que corresponden a los aisladores de producción. También hace referencia al cambio de una propiedad, ya sea de un aislador o de los materiales con que se fabrica, con un cambio en el valor de parámetros como la temperatura, el envejecimiento, la frecuencia y la deformación. Se suele caracterizar numéricamente con un coeficiente de variación.

Vida útil

Duración estimada para la que el sistema estructural o un aislador sísmico satisfacen a cabalidad sus objetivos de diseño.

Comentario:

La figura C.2.1 ilustra las propiedades estructurales de referencia de un aislador sísmico.

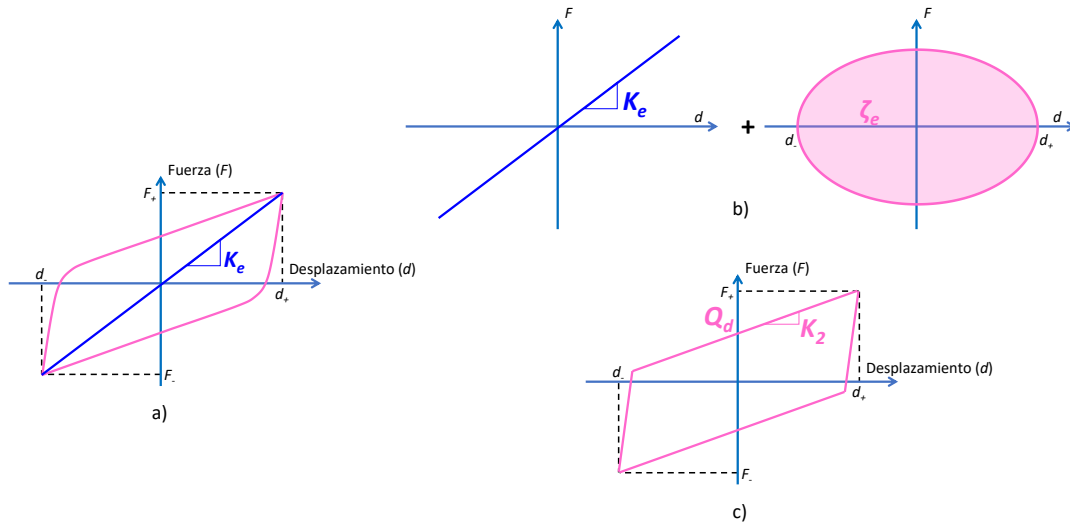


Figura C.2.1 Comportamiento histerético de un aislador sísmico: a) Experimental; b) Modelo lineal equivalente; c) Modelo bilineal

C.3 Tipos de aisladores

Para cumplir con las condiciones indicadas en 13.1.2, el sistema de aislamiento puede estar conformado por dispositivos de un solo tipo o por una combinación de ellos. Este Apéndice solo considera explícitamente los tipos de aisladores que se usan comúnmente en México, que son:

- 1) Aisladores elastoméricos, con o sin núcleo de plomo
- 2) Dispositivos deslizantes, ya sea con superficies curvas, en cuyo caso se les conoce como péndulos de fricción, o con superficies planas, en cuyo caso se les conoce como deslizadores planos. El uso de deslizadores planos queda restringido a complementar el uso de aisladores elastoméricos con el fin de limitar la rigidez lateral del sistema de aislamiento.

Comentario:

Los tipos de aisladores considerados explícitamente en este Apéndice han sido ampliamente estudiados, de tal manera que existe una amplia experiencia en cuanto a su uso y diseño.

Los requerimientos de este Apéndice aplican a aisladores elastoméricos, tanto de alto como de bajo amortiguamiento, ya sea que se usen o no con dispositivos complementarios de disipación de energía. Se usa la abreviatura HDRB para los dispositivos con alto amortiguamiento, y LDRB para aquellos con bajo amortiguamiento. Para los aisladores elastoméricos con núcleos de plomo se usa la abreviatura LRB, y PPRB para aquellos con núcleo de material polimérico. Se considera que un aislador tiene alto amortiguamiento cuando para una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento, exhibe un porcentaje de amortiguamiento crítico mayor que el 6 por ciento. Se considera bajo amortiguamiento cuando bajo estas mismas circunstancias, el aislador exhibe un amortiguamiento igual o menor que el 6 por ciento. Los requerimientos para aisladores elastoméricos se indican en C.6.

Los requerimientos de este Apéndice también contemplan aisladores deslizantes, que son aquellos que están compuestos por varias piezas metálicas que deslizan entre sí. Cuando los platos deslizantes tienen curvatura con el fin de darle capacidad de recentrado al aislador, se habla de un aislador tipo péndulo de fricción. En caso de que los platos sean planos, se habla de un deslizador plano. Acorde a las necesidades del proyecto, se ajusta la

fricción que se desarrolla entre las piezas deslizantes con el fin de aportar capacidad de disipación de energía al aislador. Los requerimientos para aisladores deslizantes se indican en C.7.

Aunque los aisladores sísmicos suelen proveer capacidad de disipación de energía (amortiguamiento equivalente) por histéresis, en ocasiones se usan disipadores de energía complementarias para incrementar dicha capacidad. En ocasiones, se recurre a combinar diferentes tipos de aisladores para lograr sintonizar de mejor manera las propiedades estructurales del sistema de aislamiento. Varias combinaciones son posibles y deben estudiarse cuidadosamente para cada caso. Una situación común implica combinar aisladores elastoméricos con deslizadores planos. En este caso, los deslizadores planos son apoyos que no aportan rigidez lateral, y se usan con el fin de reducir la rigidez lateral de un sistema de aislamiento compuesto por aisladores elastoméricos.

C.4 Diseño de los aisladores

Cada aislador sísmico debe ser diseñado y construido para satisfacer el propósito y alcance establecidos en 13.1.1, de tal manera que permanezca sin daño para la intensidad sísmica infrecuente. Este requisito no solo incluye al aislador, sino de acuerdo con 13.1.3, a todos los demás componentes de la estructura aislada, incluyendo las conexiones con la subestructura y la superestructura.

El diseño de los aisladores incluye la selección de materiales, la determinación de la geometría, y las consideraciones necesarias para garantizar, para las condiciones ambiente a las que estarán expuestos, una vida útil al menos igual a la de la superestructura. En C.6 y C.7 se detallan los requisitos de diseño y ensayo para aisladores elastoméricos y deslizantes, respectivamente.

Comentario:

El costo para diseñar aisladores sísmicos que permanezcan sin daño para la intensidad sísmica infrecuente es mucho menor que el costo de reparación de un sistema estructural convencional en caso de la ocurrencia de sismos de alta intensidad. Debido a ello, esta Norma requiere en 13.1.1 y 13.1.3 de un diseño que conlleve que los aisladores permanezcan sin daño.

El diseño de los aisladores debe resultar en que queden libres de mantenimiento mecánico durante su vida útil. No obstante, se requiere, como se indica en 13.1.2.6, acceso para su inspección y, en condiciones extremas, para su remplazo, lo que implica, como se indica en 13.1.3.5, el uso de conexiones atornilladas o similares.

C.5 Ensayos

C.5.1 Prototipo

Los ensayos de prototipo deben comprobar con muestras completas a escala natural y dentro de un margen de tolerancia, que los aisladores exhiben las propiedades estructurales que se establecen para ellos de acuerdo con el Capítulo 13. Las muestras deben incluir el sistema de conexión que se use en campo para la estructura aislada. En caso de que no exista un laboratorio certificado con capacidad suficiente para ensayar muestras a escala natural, podrán emplearse muestras con escala reducida de hasta 0.5. En caso de excederse este límite, pueden efectuarse ensayos a piezas del aislador.

Las muestras deben cargarse de manera dinámica conforme a lo indicado en este Apéndice. En el caso de sus propiedades estructurales sismo-resistentes, se deben alcanzar niveles de esfuerzos y deformación equivalentes a los que se prevén para la intensidad sísmica infrecuente. Estos niveles pueden ser ajustados a máximos aceptables por el laboratorio certificado de ensayos.

Los ensayos de envejecimiento acelerado, efectos de temperatura y efectos de frecuencia deben efectuarse para la aprobación inicial del sistema, o cuando se cambien los materiales o el proceso de fabricación de los aisladores.

Comentario:

Entre las propiedades estructurales de relevancia de los aisladores en términos de sismo-resistencia están su rigidez lateral y amortiguamiento efectivos para diferentes niveles de deformación lateral. Otras propiedades relevantes son su capacidad resistente en compresión y su durabilidad.

Los aisladores suelen quedar conformados por varias piezas. En su caso, será posible estudiar las piezas de manera independiente, siempre y cuando se reproduzcan satisfactoriamente sus condiciones de frontera.

Aunque los ensayos deben considerar una carga dinámica, la velocidad de carga depende de la condición para la que se establece la propiedad estructural. Por ejemplo, si la propiedad corresponde a un estado de cargas

permanente, como pueden ser las cargas gravitacionales, la velocidad de carga es baja. En caso de acciones accidentales, como la sísmica, se requieren de velocidades de carga que sean representativas de la respuesta dinámica en campo de la estructura con aislamiento sísmico.

C.5.2 Control de Producción

Los ensayos de control de producción deben comprobar que la fabricación se lleve a cabo de manera controlada, confiable y constante; y su objetivo es verificar que todo aislador que se use en campo exhiba, dentro de un margen de tolerancia, las propiedades estructurales establecidas para él con los ensayos de prototipo.

Comentario:

El buen desempeño sísmico de una estructura con aislamiento sísmico depende de que la respuesta del sistema de aislamiento en campo refleje adecuadamente la considerada para él durante los análisis estructurales llevados a cabo de acuerdo con el Capítulo 13. Esto implica la necesidad de garantizar que cada aislador que se instale en campo exhiba un comportamiento adecuado y confiable de acuerdo con lo que se establece para él con los ensayos de prototipo.

Es muy importante que el programa de ensayos de control de producción se lleve a cabo antes de la instalación en obra de los aisladores. En el caso mexicano se requiere de una planeación cuidadosa de los tiempos para evitar retrasos, debido a que los ensayos de prototipo y producción suelen llevarse a cabo en el extranjero.

C.5.3 Muestreo y número de ensayos

Se deben realizar dos ensayos de prototipo por cada tipo de aislador que conforme el sistema de aislamiento. El resto de los aisladores deben ensayarse bajo la consideración del protocolo para los ensayos de producción descrito en C.6 y C.7 para aisladores elastómericos y deslizantes, respectivamente. No será necesario ensayar todos los aisladores cuando el fabricante cumpla los siguientes requisitos:

- a) Aceptación y certificación de sistema (ETA o similar) según requerimientos de diseño y desempeño de las normas EN
- b) Certificación de control de calidad en la fabricación (certificado CE o similar)
- c) Experiencia previa comprobable en la fabricación de aisladores con propiedades estructurales incluidas en un intervalo de ± 25 por ciento de las requeridas de acuerdo con el Capítulo 13.

Si se cumple con i, se deben llevar a cabo dos ensayos de prototipo por cada tipo de aislador, y ensayos de control de producción a por lo menos 20 por ciento de los aisladores de cada tipo.

Si se cumple con a) y b), se deben llevar a cabo dos ensayos de prototipo por cada tipo de aislador, y ensayos de control de producción a por lo menos 10 por ciento de los aisladores de cada tipo.

Si se cumple con a), b) y c), se deben llevar a cabo ensayos de control de producción a por lo menos 10 por ciento de los aisladores de cada tipo.

Si el sistema de aislamiento queda conformado por 4 aisladores o menos, deben llevarse a cabo por lo menos 2 ensayos de prototipo, y de control de producción a los aisladores restantes.

Comentario:

Esta Norma establece que se requieren de dos ensayos de prototipo por cada tipo de aislador, lo que implica la necesidad de establecer los diferentes tipos de aislador involucrados en el proyecto. Un tipo agrupa a una serie de aisladores con, entre otras cosas, propiedades, geometría, sistema de fijación y proceso de fabricación suficientemente semejantes como para considerar que los resultados de los ensayos de prototipo que se realizan en algunos aisladores dan soporte al diseño de todos los cubiertos por el tipo. Dentro de este contexto, se deben usar los criterios indicados en C.6.4.1.2 y C.7.4.1.1 para agrupar a todos los aisladores involucrados en el proyecto de tal manera de establecer el menor número posible de tipos de aislador con fines de, por un lado, minimizar el número de ensayos y, por el otro, garantizar las propiedades y fabricación de todos ellos.

Es muy importante recurrir a fabricantes certificados para garantizar que los aisladores satisfagan en campo sus condiciones de diseño. Conforme crezca la habilitación del fabricante en términos de certificación y experiencia,

es posible reducir de manera importante los costos y tiempos del programa de ensayos, lo que puede resultar en beneficios importantes para el proyecto. De igual importancia es mencionar que en el mercado mexicano empresas de dudosa reputación han empezado a comercializar dispositivos de control. Es muy importante cuidar mucho la selección de la empresa fabricante, de tal manera de no poner en campo aisladores sísmicos que pongan en riesgo la estabilidad global del sistema estructural aislado para niveles de deformación lateral por debajo del contemplado por esta Norma con fines de diseño.

Hay varias normas EN (Eurocódigo) que deben considerarse en términos de los requerimientos de diseño y desempeño para los aisladores sísmicos. A lo largo de este Apéndice se hace referencia a las más relevantes.

ETA son las siglas de European Technical Assessment, que son documentos que proveen, para toda Europa, procedimientos para evaluar las características esenciales de desempeño de productos no estándar para la industria de la construcción. Un estándar ETA ofrece a los fabricantes de productos no estándar la posibilidad de comercializarlos de manera relativamente oportuna con seguridad para el usuario.

Un certificado CE representa un testimonio por parte del fabricante de que un producto industrial cumple con los requisitos legales y técnicos mínimos en materia de seguridad de los Estados miembros de la Unión Europea.

C.6 Aisladores elastoméricos

C.6.1 Requisitos

Los requisitos contenidos en C.6 aplican a aisladores elastoméricos. Se incluye en esta acepción los aisladores de tipo HDRB, LDRB, LRB y PPRB, ya sea que se complementen o no, con dispositivos externos de disipación de energía.

Comentario:

En ocasiones, los aisladores que se seleccionan para el proyecto no aportan el amortiguamiento o capacidad de disipación energía necesarias para un control adecuado de la deformación lateral del sistema de aislamiento. Bajo estas circunstancias, es común recurrir al uso de dispositivos externos de disipación de energía, dispuestos en serie con el sistema de aislamiento de tal manera que desarrollen el mismo nivel de deformación lateral, con el fin de complementar la capacidad de disipación de energía del sistema de aislamiento.

C.6.1.1 Requisitos generales

Los aisladores deben cumplir con los requisitos de funcionamiento indicados en C.6.1.2. Los materiales utilizados para su fabricación deben cumplir con los requisitos indicados en C.6.2. Cada aislador debe diseñarse de acuerdo con lo indicado en C.6.3.

Las propiedades estructurales del aislador que deben utilizarse en el modelo de análisis estructural de acuerdo con lo indicado en 13.2, se deben obtener de acuerdo con los ensayos indicados en C.6.4.1.2, y se deben calcular de acuerdo con lo indicado en C.6.4.1.5.2.

Los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales se determinarán a partir de ensayos de prototipo bajo la consideración de los siguientes tres tipos de variabilidad:

- Una variabilidad máxima en las propiedades asociada a la producción de los aisladores de ± 20 por ciento (a menos que se haya establecido en las Especificaciones de Diseño una menor variabilidad para los ensayos de producción)
- Variabilidad en las propiedades estructurales de los aisladores debidos a la variación de temperatura en el intervalo delimitado por T_L y T_U (C.6.1.2.4) y, en su caso, el cambio de rigidez lateral correspondiente a una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento durante el ensayo de cristalización a baja temperatura (C.6.2.1.5). T_L y T_U son, respectivamente, los límites inferior y superior del intervalo de temperatura de servicio
- Variabilidad en las propiedades estructurales notificados durante el ensayo de envejecimiento acelerado (C.6.1.2.9).

Para combinar los tres tipos de variabilidad indicados en a), b) y c), se debe utilizar un factor de 0.7 para las asociadas a la producción y la variación de la temperatura, y un factor de 1.0 para aquella asociada al envejecimiento. Cuando se deba considerar la cristalización a baja temperatura, el cambio en la rigidez lateral debe ser el mayor de los obtenidos en los ensayos de temperatura (C.6.1.2.4) y de cristalización (C.6.2.1.5).

El cociente entre los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales de los aisladores debe ser menor que 1.8. Se deben usar los valores máximo y mínimo de la rigidez lateral de los aisladores para establecer, respectivamente, los valores de K_{Mmax} y K_{Mmin} indicados en 13.2.2.

Comentario:

Las propiedades estructurales a las que se hace referencia son la rigidez y amortiguamiento efectivos para diferentes deformaciones laterales del aislador que se usan para llevar a cabo el análisis estático o dinámico modal espectral de acuerdo con 13.2.2 y 13.2.3, respectivamente, y, en su caso, las características del ciclo histerético por usarse para la evaluación basada en desempeño de acuerdo con 13.2.4.

Aunque las propiedades que deben usarse en el modelo de análisis estructural se miden durante los ensayos indicados en C.6.4.1.2, las ecuaciones y procedimientos para calcular las propiedades bajo consideración en la figura C.2.1 se indican en C.6.4.1.5.2.

C.6.1.2 Comportamiento

C.6.1.2.1 Requisitos generales

Los requisitos de comportamiento cuantifican y delimitan las propiedades que se determinan para los aisladores con los ensayos de prototipo. Los ensayos que deben utilizarse para el control de producción se enumeran en C.6.4.1.3.

C.6.1.2.2 Dependencia de las propiedades laterales con respecto a la deformación unitaria en corte del elastómero

Las propiedades laterales bajo carga cíclica se establecen para deformaciones unitarias en cortante del elastómero de ± 5 , ± 10 , ± 20 , ± 50 y ± 100 por ciento, bajo las condiciones impuestas por el ensayo y los requerimientos que apliquen de C.6.4.1. Las propiedades laterales se cuantifican en términos de rigidez lateral efectiva, K_e , y amortiguamiento efectivo, ζ_e . En caso de aisladores tipo LRB o PRB, se deben caracterizar la rigidez de la segunda rama, K_2 , y la resistencia característica, Q_d . Si los ensayos se realizan a una frecuencia distinta de 0.5Hz o de la frecuencia dominante de respuesta de la estructura aislada, las propiedades laterales se deben remitir a una de esas frecuencias de acuerdo con lo indicado en C.6.2.1.3.3. Si la deformación unitaria en corte del elastómero, $\varepsilon_{q,E}$, para el desplazamiento de diseño, D_{TM} , es mayor que 100 por ciento, deben llevarse a cabo ensayos complementarios a amplitudes adicionales de acuerdo con la tabla C.6.1. Todos los ensayos pueden llevarse a cabo en el mismo aislador en orden ascendente de amplitud. El desplazamiento cíclico se aplicará bajo la consideración de una condición inicial de desplazamiento lateral cercano al nulo, sin aplicar un desplazamiento de compensación.

Tabla C.6.1 Requisitos para ensayos adicionales

Deformación unitaria en corte de diseño del elastómero $\varepsilon_{q,E}$ (por ciento)	Deformaciones adicionales (por ciento)
$100 < \varepsilon_{q,E} \leq 150$	150 o $1.2\varepsilon_{q,E}$
$150 < \varepsilon_{q,E} \leq 200$	150, 200
$200 < \varepsilon_{q,E} \leq 250$	150, 200, 250

Se deben cumplir los siguientes requisitos:

- 1) Indicar los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo que corresponda a cada una de las deformaciones unitarias en corte del elastómero que hayan sido consideradas en los ensayos
- 2) Si la deformación unitaria en corte de diseño del elastómero no fue incluida en las amplitudes consideradas para los ensayos, los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo se determinarán por interpolación lineal a partir de los resultados de los ensayos
- 3) Indicar la frecuencia de ensayo y, en su caso, la frecuencia de referencia
- 4) Los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo que corresponda a la deformación unitaria en corte de diseño del elastómero deben caer dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto a los valores de diseño
- 5) El valor K_e correspondiente a 5 por ciento de deformación unitaria en corte del elastómero (o Q_d) debe ser suficiente para proporcionar una contención adecuada contra la carga del viento.

El ensayo cíclico para determinar K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) que considere la deformación unitaria en corte del elastómero más cercana a $\varepsilon_{q,E}$ debe usarse con fines de control de producción con el requisito de que los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el

tercer ciclo queden dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor de diseño corregido, en caso necesario, para tomar en cuenta la diferente deformación unitaria en corte del elastómero considerada durante el ensayo y el diseño.

En caso de no usar el ensayo cíclico con la amplitud más cercana a $\varepsilon_{q,E}$ para el control de producción, se deben llevar a cabo los siguientes ensayos con fines de control de producción:

- 1) Medición del valor de K_e con un ensayo de rampa
- 2) Ensayo cíclico para determinar K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para una deformación unitaria en corte del elastómero menor que $\varepsilon_{q,E}$, sin que sea menor que 20 por ciento.

En caso de optar por un ensayo de rampa, se debe llevar a cabo un ensayo de prototipo que aporte propiedades de referencia para los ensayos de producción. Se deben llevar a cabo ensayos cíclicos del aislador hasta la deformación unitaria en corte del elastómero más cercana pero menor a $\varepsilon_{q,E}$, tras lo cual se lleva a cabo el ensayo de rampa seguido por los ensayos cíclicos correspondientes a amplitudes mayores. Las condiciones y procedimientos de ensayo se deben ajustar a los requerimientos que apliquen de C.6.4.1. A partir del ensayo prototipo se debe determinar el valor de K_e para la deformación unitaria en corte del elastómero correspondiente. El valor de K_e obtenido para el ensayo de rampa correspondiente al control de producción debe caer dentro de un margen de ± 20 por ciento respecto al valor determinado con el ensayo de prototipo, ajustado, en su caso, por el procedimiento indicado en C.6.4.1.3 para tener en cuenta la diferencia entre el valor de diseño de K_e para el desplazamiento de diseño, D_{TM} , y el valor determinado a partir de los ensayos de prototipo.

Para el ensayo cíclico de control de producción, se debe cumplir que, para una deformación unitaria en corte del elastómero de 100%, los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo deben quedar dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto a los valores establecidos con el ensayo de prototipo. El valor de K_e (o K_2) se ajustará, de ser necesario, con el procedimiento indicado en C.6.4.1.3 para tener en cuenta la diferencia entre el valor de diseño de K_e (o K_2) para el desplazamiento de diseño D_{TM} y el valor determinado con los ensayos de prototipo.

Comentario

Las amplitudes de deformación de los ensayos están bien espaciadas de modo que, si los ensayos se realizan en el mismo aislador, los efectos del historial de deformación son pequeños.

Idealmente, los ensayos cíclicos deben iniciar a partir de una condición de desplazamiento lateral nulo. Sin embargo, es inevitable que al final de un ensayo previo, el aislador exhiba un pequeño desplazamiento lateral residual que no afecta los resultados del ensayo. Debido a esto, no es necesario aplicar un desplazamiento lateral de compensación para eliminarlo.

C.6.1.2.3 Dependencia de las propiedades laterales con respecto a la frecuencia

Se debe determinar el efecto de la frecuencia sobre K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) con ensayos realizados para una deformación unitaria en corte del elastómero de ± 100 por ciento. Estas propiedades estructurales se deben establecer para tres frecuencias. Con tal fin, se recomienda usar frecuencias de 0.1, 0.5 y 1.0 Hz. Pueden usarse otras frecuencias, espaciadas proporcionalmente de acuerdo con las anteriores, si esto se indica en las Especificaciones de Diseño. Los ensayos se deben realizar en orden de frecuencia creciente.

Se deben reportar los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo correspondiente a cada frecuencia de ensayo. Los valores de estas propiedades medidas para las frecuencias más baja y alta no deben diferir en más de 20 por ciento con respecto al valor correspondiente a la frecuencia intermedia.

C.6.1.2.4 Dependencia de las propiedades laterales con respecto a la temperatura

Los cambios en K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) correspondientes a las temperaturas superior e inferior de servicio, T_U y T_L , respectivamente, se deben determinar con ensayos que consideren las condiciones y procedimientos aplicables de C.6.4.1. Estas propiedades se deben medir para una deformación unitaria en corte del elastómero de ± 100 por ciento para un intervalo de temperaturas que vaya, al menos, de T_U a T_L . Se debe incluir un ensayo a 23 °C. Los ensayos se deben realizar por orden descendente de temperatura. Se recomienda incluir ensayos para temperaturas de 40, 23, 0, -10 y -20 °C si estas se encuentran dentro del intervalo de temperaturas de servicio.

Deben reportarse los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo correspondiente a cada temperatura de ensayo. Los valores correspondientes a la temperatura más baja no deben diferir en más de 80 o -20 por ciento de aquellos correspondientes a 23 °C. Los valores correspondientes a la temperatura más alta no deben diferir en más de ± 20 por ciento con respecto a los valores correspondientes a 23 °C.

C.6.1.2.5 Dependencia de las propiedades laterales con respecto a la repetición de ciclos

Los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) deben mantenerse estables cuando se sujete el aislador a carga cíclica repetida, condición que debe ser verificada con ensayos. Con tal fin se debe considerar una deformación unitaria en corte del elastómero del 100 por ciento o la que se indique en las Especificaciones de Diseño. Las demás condiciones y procedimientos de ensayo se deben ajustar de acuerdo con lo indicado en las partes aplicables de C.6.4.1. El requisito de estabilidad para K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) se cumple cuando el cociente entre:

- 1) Los valores mínimo y máximo de K_e (o K_2) medidos en los ciclos intermedios entre el segundo y el décimo no sea menor que 0.7
- 2) Los valores mínimo y máximo de ζ_e (o Q_d) medido en los ciclos intermedios entre el segundo y el décimo no sea menor que 0.7
- 3) Los valores mínimo y máximo de K_e (o K_2) medido en los ciclos intermedios entre el primero y el décimo no sea menor que 0.6.

La rigidez del primer ciclo se debe estimar con la curva fuerza-desplazamiento a partir del punto carga cero – desplazamiento cero. El requisito de estabilidad puede referirse a ciclos que vayan más allá del décimo si así lo indican las Especificaciones de Diseño.

Comentarios:

Se entiende que una propiedad estructural es estable cuando su valor se mantiene relativamente constante con respecto a la repetición de ciclos de deformación con amplitud constante. Esto implica para la estructura aislada que los aisladores sísmicos tienen la capacidad de exhibir una respuesta confiable ante sismos de larga duración. Se pueden utilizar las Guía de Procedimientos y Lineamientos para la Ejecución de Pruebas de Laboratorio en Placas y Apoyos de Neopreno para puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para documentar los requisitos indicados en C.6.1.2.5.

C.6.1.2.6 Capacidad en compresión para desplazamiento lateral nulo

Cada aislador debe ser capaz de soportar una carga axial igual a $1.3N_{vs}$, donde N_{vs} es la carga axial que actúa en el aislador para la combinación de cargas permanentes de servicio. Este requisito se debe comprobar por medio de aplicar una carga vertical de rampa hasta que se alcance el valor de $1.3N_{vs}$, tras lo cual debe mantenerse constante dicha carga por lo menos durante 3 minutos mientras se examina el aislador en busca de evidencias visuales de imperfecciones o fallas de fabricación, entre las que se incluyen:

- 1) Signos de desadherencia
- 2) Placas de refuerzo desalineadas en dirección horizontal o mal colocadas en dirección vertical
- 3) Grietas superficiales o imperfecciones de más de 2 mm de longitud o profundidad.

Las demás condiciones de ensayo se deben ajustar a las partes aplicables de C.6.4.1.

Comentarios:

La combinación de cargas permanentes de servicio, que involucra la carga muerta más la carga viva media, no debe considerar factores de carga debido a que representa una condición de servicio. Se pueden utilizar las Guía de Procedimientos y Lineamientos para la Ejecución de Pruebas de Laboratorio en Placas y Apoyos de Neopreno para puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para documentar los requisitos indicados en C.6.1.2.5.

C.6.1.2.7 Capacidad de deformación lateral

Se debe comprobar la capacidad de deformación lateral de cada aislador con un ensayo de rampa para un desplazamiento igual a $1.2D_{TM}$ o una fuerza cortante igual a $1.2V_M$, lo que se alcance primero cuando sobre el aislador actúan las cargas

axiales máxima y mínima, N_{max} y N_{min} , respectivamente. V_M es la fuerza en corte que desarrolla el aislador cuando alcanza el desplazamiento lateral D_{TM} . Los valores de N_{max} y N_{min} se estiman con un análisis, ya sea estático o dinámico, con una combinación de carga que considere la acción sísmica bajo las limitaciones indicadas en la tabla 13.1.2. Las demás condiciones de ensayo se ajustarán a lo que resulte aplicable de C.6.4.1. La capacidad de deformación lateral se debe considerar satisfactoria cuando al alcanzar el aislador su desplazamiento máximo, no muestra evidencias visuales de falla, entre las que se incluyen:

- a) Signos de desadherencia
- b) Grietas superficiales o imperfecciones de más de 2 mm de anchura o profundidad
- c) Las conexiones del aislador a las placas de carga no muestran evidencias de falla o fluencia.

Si la diferencia entre los valores de N_{max} y N_{min} es menor que 20 por ciento y N_{min} es de compresión, se podrá llevar a cabo un solo ensayo de rampa bajo la consideración de una carga igual al promedio de N_{max} y N_{min} y los requisitos establecidos para él.

Comentario

La combinación que para cargas accidentales involucra la carga muerta, la carga viva instantánea y la acción sísmica, y debe considerar los factores de carga y requerimientos indicados en las NTC-Criterios y el Capítulo 13. Las placas de carga son aquellas por medio de las cuales se conecta el aislador a la máquina de ensayo

C.6.1.2.8 Rigidez en compresión

La rigidez efectiva en compresión K_v del aislador se debe determinar para un intervalo de cargas axiales que va de $1/3 N_{vs}$ hasta N_{vs} . Los requisitos para el ensayo, así como para el equipo, deben cumplir con las partes aplicables de C.6.4.1.

Este ensayo se debe usar también para el control de producción. En este caso, el valor de K_v debe caer en un margen de ± 30 por ciento con respecto al valor determinado con el ensayo de prototipo. Una vez que se alcanza la carga máxima del ensayo, no debe haber indicios durante la inspección visual del aislador de imperfecciones o falla de acuerdo con lo indicado en C.6.1.2.6.

Comentario

La combinación de cargas para estimar N_{vs} involucra la carga muerta y la carga viva media, y no debe considerar factores de carga debido a que representa una condición de servicio.

C.6.1.2.9 Efecto del envejecimiento

Los cambios en K_e y ζ_e (o K_2 para LRBs o PRBs) no deben exceder de 20 por ciento durante la vida útil prevista para el aislador. El cambio en estas propiedades se establece con ensayos de envejecimiento acelerado del elastómero conforme a lo indicado en C.6.2.1.3.5, y debe hacer referencia a la información disponible en cuanto a la vida útil de productos fabricados con compuestos elastoméricos similares.

Comentario:

Es importante que el ingeniero estructural obtenga la información relevante en cuanto a la vida útil de los aisladores elastoméricos. Es importante que se consideren vidas útiles cercanas o mayores que 50 años.

C.6.1.2.10 Efecto del flujo plástico

A menos que se indique algo diferente en las Especificaciones de Diseño, la deformación axial del aislador producto del flujo plástico que ocurra entre 10 y 10^4 min para la carga N_{vs} debe ser menor que el 20 por ciento de la deformación axial que se tenga a los 10 min para esa carga. Se debe garantizar que la deformación axial en compresión del aislador no aumente de manera excesiva con el tiempo cuando quede sujeto a la acción de la carga en compresión de servicio.

Comentario:

El valor de 10^4 min corresponde a una semana.

C.6.2 Materiales

C.6.2.1 Elastómero

Los requisitos aplican al elastómero utilizado para fabricar la parte laminada del aislador. Este material debe ser manufacturado con materia prima virgen, de tal manera que no se permite el uso de elastómero vulcanizado regenerado o remolido.

C.6.2.1.1 Requisitos generales

El elastómero debe tener un módulo dinámico de corte G dentro del intervalo de 0.3 a 1.5 MPa para una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento.

Deben usarse ensayos de prototipo para determinar las propiedades estructurales del material. Los ensayos de producción se enumeran en C.6.4.2.3.

Los métodos y muestras de ensayo se deben ajustar a los requerimientos aplicables de C.6.4.2.

Algunos de los requisitos aquí establecidos pueden llegar a variar en función de si se usan muestras moldeadas con el compuesto con que se fabrica el aislador, o de si se considera el aislador terminado completo.

Comentario:

El módulo corte hace referencia a una propiedad dinámica del elastómero.

Aunque no están directamente relacionadas con las propiedades estructurales y el comportamiento del aislador, los requisitos para las propiedades mecánicas del elastómero (resistencia a tensión, alargamiento a la rotura y resistencia al desgarre), deben confirmar en términos generales su idoneidad. En particular, mientras que el ensayo de compresión aporta comprobación de que el elastómero ha sido vulcanizado adecuadamente, los ensayos de resistencia al ozono y envejecimiento acelerado en el aire aportan comprobación de que han sido incluidos en el compuesto los materiales antidegradantes adecuados.

C.6.2.1.2 Propiedades generales

A continuación, se establecen los requisitos para los ensayos que, de acuerdo con la tabla 6.3, deben ser usados como ensayos de prototipo y de control de producción.

Comentario:

Los aisladores de hule natural se han utilizado por varias décadas y, en la mayoría de los casos, han cumplido con los requisitos establecidos para ellos. Por lo tanto, es posible esperar que los aisladores fabricados con este material tengan una vida útil adecuada. Además, el hule natural cristaliza cuando se deforma, cuestión que lo hace resistente a la ampliación de grietas superficiales bajo la acción de cargas gravitacionales.

C.6.2.1.3 Módulo de corte y amortiguamiento

C.6.2.1.3.1 Requisitos generales

El ensayo dinámico del elastómero y la evaluación de los resultados se deben llevar a cabo de acuerdo con los métodos y procedimientos de C.6.4.2.5.

C.6.2.1.3.2 Efecto de la amplitud de la deformación

Se debe someter al elastómero a ensayos cíclicos que contemplen una variedad de deformaciones unitarias en corte del elastómero. Aunque con tal fin se recomienda usar una frecuencia de 0.5Hz, es posible establecer otra en las Especificaciones de Diseño. Las mediciones se deben realizar para deformaciones unitarias en corte del elastómero de 5, 10, 20, 50, 100 y 150 por ciento.

Si $\varepsilon_{q,E}$ es mayor que 100 por ciento, se deben llevar a cabo ensayos adicionales de acuerdo con lo indicado en la tabla 6.2. Los ensayos se deben realizar en orden ascendente de amplitud, y se deben reportar los valores de G y amortiguamiento ζ para el tercer ciclo correspondiente a cada deformación.

Tabla 6.2 Requisitos complementarios para ensayos adicionales del elastómero

Deformación unitaria en cortante del elastómero de diseño $\varepsilon_{q,E}$ (por ciento)	Deformaciones de ensayos adicionales (por ciento)
$100 < \varepsilon_{q,E} \leq 150$	200
$150 < \varepsilon_{q,E} \leq 200$	200, 250
$200 < \varepsilon_{q,E} \leq 250$	200, 250, 300

C.6.2.1.3.3 Efecto de la frecuencia

El efecto de la frecuencia se debe determinar mediante mediciones para tres frecuencias y una deformación unitaria en corte del elastómero de ± 100 por ciento. Los ensayos se deben realizar en orden ascendente de frecuencia bajo la consideración de las siguientes frecuencias: 0.1, 0.5 y 1.0Hz. Pueden usarse otras frecuencias espaciadas proporcionalmente de acuerdo con las anteriores. Se deben reportar los valores de G y ζ para el tercer ciclo correspondiente a cada frecuencia de ensayo. Los valores de estas propiedades para las frecuencias más baja y alta no deben diferir en más de 20 por ciento con respecto a los valores correspondientes a la frecuencia intermedia.

Si alguno de los aisladores se ensaya para una frecuencia distinta a la frecuencia de referencia especificada en C.6.1.2.2 (0.5Hz o la frecuencia de aislamiento), esa frecuencia se debe incluir entre los ensayos aquí indicados, manteniendo el orden en términos de valores ascendentes de frecuencia. Se debe aplicar el cociente de los valores de G para las frecuencias de referencia y ensayo al valor de K_e obtenido del ensayo para corregirlos por efecto de frecuencia, y así determinar el valor de K_e para esa deformación y la frecuencia de referencia. Se utilizará el mismo procedimiento para corregir el valor de ζ_e por efecto de frecuencia y determinar el valor de ζ_e para la frecuencia de referencia.

C.6.2.1.3.4 Efecto de la temperatura

Los valores de G y ζ se deben establecer para una deformación unitaria en corte del elastómero de ± 100 por ciento y la frecuencia de referencia, para un intervalo de temperaturas que abarque por lo menos desde T_U hasta T_L . Se debe incluir un ensayo a 23 °C. Los ensayos se deben realizar por orden descendente de temperatura, y se recomienda incluir las siguientes temperaturas si se encuentran dentro del intervalo de condiciones de servicio: 40, 23, 0, -10 y -20 °C.

Se deben reportar los valores de G y ζ para el tercer ciclo correspondiente a cada temperatura de ensayo. Los valores que corresponden a la menor temperatura no deben diferir en más del 80 o -20 por ciento con respecto a los valores correspondientes a 23 °C. Los valores correspondientes a la mayor temperatura no deben diferir en más de ± 20 por ciento de los valores correspondientes a 23 °C.

C.6.2.1.3.5 Módulo de corte y amortiguamiento tras envejecimiento anaeróbico acelerado

Se deben establecer valores de G y ζ antes y después de un proceso de envejecimiento de 14 días a una temperatura de 70 °C. Si se utiliza una muestra o pieza moldeada, deben realizarse en ella tanto los ensayos previos como posteriores al envejecimiento. El envejecimiento se debe llevar a cabo en condiciones anaeróbicas y de forma que no se pierdan los ingredientes de los compuestos volátiles. Las mediciones de los valores de G y ζ se deben realizar a una deformación unitaria en corte del elastómero de ± 100 por ciento y a la frecuencia de referencia especificada en C.6.1.2.2.

Los valores de G y ζ no deben variar en más del 20 por ciento como consecuencia del envejecimiento. Las Especificaciones de Diseño podrán exigir que se estimen las condiciones de envejecimiento equivalentes a un período de 60 años a la temperatura media de servicio para el compuesto de elastómero, o que dicha condición pueda ser sustituida por 14 días a 70 °C. Las condiciones de envejecimiento no deben considerar temperaturas mayores que 70 °C.

Comentario:

En el Apéndice F del EN 15129 se ofrece orientación sobre la determinación de condiciones de envejecimiento equivalentes a un período de 60 años, y recomendaciones para lograr condiciones anaeróbicas.

C.6.2.1.3.6 Estabilidad con respecto a la repetición de ciclos

Los valores de G y ζ deben ser estables bajo cargas cíclicas. Este requisito se cumple cuando para una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento o la de diseño si así se solicita en las Especificaciones de Diseño, el cociente entre:

- Los valores mínimo y máximo de G medidos en los ciclos intermedios entre el segundo y el décimo no sea menor que 0.7
- Los valores mínimo y máximo de ζ medidos en los ciclos intermedios entre el segundo y el décimo no sea menor que 0.7
- Los valores mínimo y máximo de G medidos en los ciclos intermedios entre el primero y el décimo no sea menor que 0.6.

Las demás condiciones y procedimientos de ensayo se deben ajustar a los requerimientos aplicables de C.6.4.2.5. Los requisitos pueden ser referidos a más de diez ciclos si así se solicita en las Especificaciones de Diseño.

C.6.2.1.4 Ensayo de adhesión

C.6.2.1.4.1 Sin envejecimiento

La resistencia en corte en la interfase acero-elastómero se debe comprobar con muestras de ensayo sin envejecimiento de conformidad con lo indicado en C.6.4.2.5.3. La probeta no debe mostrar evidencias de falla o desadherencia en ensayos tipo rampa. El informe del ensayo se debe ajustar a lo indicado en C.6.4.2.5.3.

Comentario:

La interfase se refiere a la superficie de contacto entre el acero y el elastómero vulcanizado. La resistencia en corte proviene de la adherencia que resulta una vez que se vulcaniza el elastómero.

C.6.2.1.4.2 Con envejecimiento

El ensayo descrito en 6.2.1.4.1 debe llevarse a cabo en tres muestras envejecidas durante 14 días a una temperatura de 70 °C. El envejecimiento debe sujetarse a condiciones anaeróbicas de forma que no se pierdan los ingredientes de los compuestos volátiles. Las Especificaciones de Diseño podrán establecer que, en lugar de las condiciones de envejecimiento indicadas, se estimen condiciones de envejecimiento equivalentes a 60 años a la temperatura media de servicio para el compuesto de elastómero. En ningún caso se deben considerar condiciones de envejecimiento a temperaturas mayores que 70 °C. La probeta no debe mostrar evidencias de falla o desadherencia en ensayos tipo rampa. El Informe del Ensayo se debe ajustar a lo indicado en C.6.4.2.5.3.

Comentario:

En el Apéndice F del EN 15129 se ofrece orientación sobre la determinación de condiciones de envejecimiento equivalentes a un período de 60 años, y recomendaciones para lograr condiciones anaeróbicas.

C.6.2.1.5 Resistencia a la cristalización a bajas temperaturas

Se debe comprobar la resistencia a la cristalización a bajas temperaturas para identificar elastómeros susceptibles a este fenómeno cuando la temperatura mínima de servicio de ocurrencia frecuente se encuentre dentro de un intervalo en el que pueda producirse la cristalización.

Debido a la naturaleza de la cristalización a baja temperatura, la temperatura mínima de servicio de ocurrencia frecuente puede no ser igual a T_L .

Se debe llevar a cabo un ensayo en corte conforme a lo indicado en C.6.4.2.5.4.

Tras el acondicionamiento para la baja temperatura de referencia, se debe reportar el valor de K_e para deformaciones unitarias en corte del elastómero comprendidas entre 0 y 25 por ciento y entre 0 y 100 por ciento. En ambos casos, el valor de K_e debe ser menor que 1.5 veces el valor de K_e establecido antes del acondicionamiento.

Este ensayo se debe realizar como ensayo de prototipo.

Comentario:

Ejemplos de materiales susceptibles a la cristalización a bajas temperaturas son el hule natural, el hule de policloropreno y determinados tipos de etileno propileno.

En Ciudad de México es muy poco probable que la cristalización a bajas temperaturas sea un fenómeno que deba tomarse en cuenta durante el diseño y ensayo de los aisladores sísmicos.

C.6.2.1.6 Resistencia al lento crecimiento de grietas

Todas las muestras deben cumplir, para el ensayo indicado en C.6.4.2.5.5, que el corte inicial no se extienda en ninguna dirección en más de 3 mm durante 24 horas de carga.

Comentario:

Las especificaciones para el corte inicial del material se indican en C.6.4.2.5.5.

C.6.2.2 Núcleo de plomo

El plomo con que se fabrican los núcleos de los LRBs debe tener una pureza de al menos 99.9 por ciento.

C.6.2.3 Placas de acero de refuerzo

Las placas internas de refuerzo utilizadas para la fabricación de los aisladores se deben fabricar con acero A36/S235 y deben tener un espesor mínimo de 2mm. Las placas exteriores se deben fabricar con acero A36/S235 y deben tener un espesor mínimo de 15 mm cuando el espesor de las capas de elastómero no exceda 8mm, y de 18 mm cuando dicho espesor exceda 8mm.

Comentario:

El acero A36 es un material considerado como un acero al carbono estructural y de amplio uso en la industria de la construcción. Se rige bajo la norma ASTM A36. Tiene buena ductilidad, tenacidad y soldabilidad, y buena resistencia a la tensión. En Europa se usa el término S235 para referirse a él.

Podrá en su caso utilizarse acero A572 grado 50 para fabricar las placas de refuerzo.

C.6.3 Diseño

C.6.3.1 Requisitos generales

Los aisladores elastoméricos se deben diseñar para resistir de manera estable las fuerzas internas y deformaciones que resulten de:

- a) La combinación factorizada de cargas que incluyan la acción sísmica según las NTC-Criterios
- b) La combinación factorizada de cargas permanentes según las NTC-Criterios

Con fines de revisión, el área efectiva reducida en planta, A_r , producto del desplazamiento lateral de la parte superior del aislador en relación con su parte inferior, se debe establecer bajo la consideración exclusiva de los desplazamientos laterales no sísmicos.

Comentario:

De acuerdo con las NTC-Criterios, una combinación de carga que considere acciones accidentales, como lo es el sismo, debe considerar además de la carga muerta, la carga viva instantánea. En cuanto a la combinación de cargas permanentes, se deben considerar la carga muerta y la carga viva máxima.

En cuanto a desplazamientos laterales no sísmicos, puede darse como ejemplo el debido a cambios de temperatura.

C.6.3.2 Tipos y formas de aisladores

El aislador debe quedar conformado por capas alternas de elastómero y acero que deben ser nominalmente idénticas. Se debe moldear el aislador en condiciones adecuadas de calor y presión, y las placas de acero se deben unir en caliente al elastómero durante la vulcanización. Deben además unirse en caliente al aislador dos placas extremo con un ancho suficientemente grueso. Los lados expuestos del aislador deben quedar cubiertos con una capa de elastómero de por lo menos 4 mm de espesor, siendo posible excluir de este requisito lados no expuestos, como es el caso de los lados de un aislador

situado en un hueco. A menos que esta capa proporcione resistencia al fuego, se debe fabricar con el mismo material usado para el cuerpo principal del aislador, y se debe curar de manera simultánea con este.

Dos métodos de fijación estándar para aisladores elastoméricos atornillados se muestran en la figura C.6.1. Será posible utilizar pernos o tornillos cuando esto se indique en las Especificaciones de Diseño.

La sección transversal en planta del aislador queda limitada a ser rectangular o circular. Se permite incluir huecos de sección uniforme en el área cargada del aislador, que pueden ser rellenados con plomo o material polimérico para proporcionarle una mayor capacidad de disipación de energía.

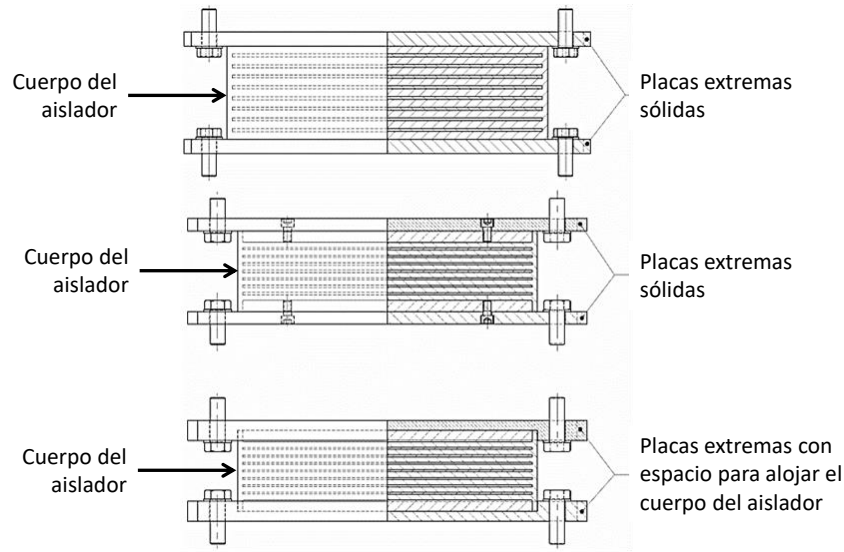


Figura C.6.1 Métodos de fijación estándar

C.6.3.3 Bases del diseño

C.6.3.3.1 Requisitos generales

Es necesario establecer, con fines de verificación de diseño, las propiedades que se indican en C.6.3.3. Para hacer los cálculos especificados, se debe utilizar el valor de G para una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento, determinado para una temperatura de 23 °C de acuerdo con C.6.2.1.3.2.

C.6.3.3.2 Deformación en corte de diseño debida a la compresión por cargas verticales

La deformación unitaria máxima en corte del elastómero debida a la deformación axial en compresión $\epsilon_{c,E1}$ correspondiente a la carga vertical máxima, N_{max} , se estima como:

$$\epsilon_{c,E1} = \frac{6 S N_{max}}{A_r E_{1,c}} \tag{C.6.1}$$

donde S es el factor de forma de una capa de elastómero, igual al cociente del área efectiva de carga y el área libre de esfuerzo; y $E_{1,c}$ es el módulo de elasticidad en compresión que se estima para dispositivos rectangulares, dispositivos circulares y dispositivos anulares con huecos rellenos, conforme a lo siguiente:

$$E_{1,c} = 3G (1 + 2S^2) \tag{C.6.2}$$

Para aisladores circulares con placas internas de refuerzo con diámetro D_I y espesor de capa de elastómero t_r , el factor de forma se calcula como:

$$S = \frac{D_I}{4 t_r} \quad (\text{C.6.3})$$

En su caso, se deben tener en cuenta los huecos cuando se establezca el área de carga efectiva y el área libre de esfuerzos. Estos huecos podrán ignorarse para el cálculo de S cuando estén estrechamente rellenos. Para el cálculo del factor de forma para apoyos no circulares, se debe usar su definición.

C.6.3.3.3 Deformación en corte de diseño debido al desplazamiento lateral por sismo

La deformación unitaria en corte de diseño del elastómero, $\varepsilon_{q,E}$, debido al desplazamiento lateral D_{TM} está dada por:

$$\varepsilon_{q,E} = \frac{D_{TM}}{T_q} \quad (\text{C.6.4})$$

donde T_q es el espesor total del elastómero del aislador, que es igual a la suma del espesor de todas las capas del elastómero que integran el aislador.

C.6.3.3.4 Carga de pandeo para desplazamiento lateral nulo

En ausencia de desplazamiento lateral, la carga de pandeo P_{cr} para aisladores con S mayor que 5 se debe establecer como:

$$P_{cr} = \frac{\lambda G A_r a' S}{T_q} \quad (\text{C.6.5})$$

donde para aisladores con secciones transversales rectangulares, a' es la menor dimensión en planta de las placas internas de refuerzo, y λ es igual a 1.3. Para el caso de aisladores con sección transversal circular, a' es igual a D_I y λ igual a 1.1. En el caso de aisladores con huecos, ya sea que queden rellenos o no, A_r debe excluir el área de los huecos.

C.6.3.4 Criterios de diseño

C.6.3.4.1 Deformación en corte de diseño debido a la deformación lateral

$\varepsilon_{q,E}$ debe ser menor que 250 por ciento, esto es:

$$\varepsilon_{q,E} \leq 2.5 \quad (\text{C.6.6})$$

C.6.3.4.2 Deformación en corte máxima total de diseño

La deformación unitaria en corte máxima total de diseño en el elastómero $\varepsilon_{t,d}$ se debe estimar como:

$$\varepsilon_{t,d} = K_L (\varepsilon_{c,E1} + \varepsilon_{q,E} + \varepsilon_{\alpha,d}) \quad (\text{C.6.7})$$

donde $\varepsilon_{c,E1}$ y $\varepsilon_{q,E}$ se estiman, respectivamente, con las ecuaciones C.6.1 y C.6.4, y $\varepsilon_{\alpha,d}$ es producto de la rotación en altura del aislador. Para estimar $\varepsilon_{\alpha,d}$ se debe considerar como mínimo una rotación de 0.003 rad en cada dirección ortogonal en planta. K_L es un factor de carga de tipo, que debe considerarse igual a 1.0. $\varepsilon_{t,d}$ no debe exceder 700 por ciento, esto es:

$$\varepsilon_{t,d} \leq 7.0 \quad (\text{C.6.8})$$

Comentario:

La rotación a la que se hace referencia es la diferencia entre el ángulo que exhiben las placas extremo superior e inferior del aislador, producto de la combinación factorizada de carga que incluye la acción sísmica, y que conforme a las NTC-Criterio debe considerar además la carga muerta y la carga viva instantánea.

C.6.3.4.3 Espesor de la placa de refuerzo

Para resistir los esfuerzos de tensión producto de las cargas permanentes, el espesor de las placas internas de refuerzo del aislador, t_s , debe cumplir lo siguiente:

$$t_s = \frac{k_p N_{VD} (t_1 + t_2) k_h \gamma_m}{A_r f_y} \geq 2 \text{ mm} \quad (\text{C.6.9})$$

donde N_{VD} es la carga axial que actúa en el aislador debido a las cargas permanentes de diseño, t_1 y t_2 el espesor de las capas de elastómero que delimitan la placa, f_y el esfuerzo de fluencia del acero con que se fabrica la placa, k_h un factor de ajuste para los esfuerzos de tensión inducidos en la placa, γ_m un factor de seguridad parcial con valor recomendado de 1, y k_p un factor de corrección para la tensión con valor de 1.3. En caso de que el aislador tenga un hueco central o no tenga huecos, $k_h = 1$; para huecos con otra configuración, ya sea que se rellenen o no, $k_h = 2$.

Comentario:

De acuerdo con las NTC-Criterios, la combinación de cargas permanentes de diseño debe considerar la carga muerta, la carga viva máxima y los factores de carga correspondientes.

C.6.3.4.4 Estabilidad contra pandeo bajo acciones sísmicas

Para aisladores LRB que tengan un núcleo de plomo con un diámetro menor que el 15 por ciento de la dimensión mínima en planta del aislador, se deben satisfacer los siguientes requisitos:

$$N_{max} \leq \frac{P_{cr}}{2} \quad (\text{C.6.10a})$$

Si $\frac{P_{cr}}{2} \geq N_{max} \geq \frac{P_{cr}}{4}$, entonces:

$$1 - \frac{2 N_{max}}{P_{cr}} \geq 0.7 \delta \quad (\text{C.6.10b})$$

Si $N_{max} \leq \frac{P_{cr}}{4}$, entonces:

$$\delta \leq 0.7 \quad (\text{C.6.10c})$$

dónde $\delta = \frac{D_{TM}}{a'}$.

En caso de que el aislador exhiba múltiples núcleos de plomo, se considera el diámetro de un núcleo equivalente de plomo para revisar los requisitos indicados en la ecuación C.6.10.

C.6.3.4.5 Estabilidad ante volteo bajo acciones sísmicas

En caso de que se usen aisladores con ranura o con conexión de pernos como alternativa a los métodos de fijación estándar especificados en C.6.3.2, se debe comprobar la estabilidad contra volteo del aislador conforme a lo siguiente:

$$D_{TM} \leq \frac{1}{\gamma_R} \frac{N_{max} a'}{(K_e T_b + N_{min})}$$

dónde K_e es la rigidez efectiva en corte correspondiente al mayor desplazamiento lateral considerado durante el ensayo; T_b la altura total del aislador; y γ_R es un factor parcial con valor recomendado de 1.5.

C.6.4 Ensayos

C.6.4.1 Aisladores

C.6.4.1.1 Requisitos generales

Los ensayos aquí indicados se deben realizar para demostrar que el aislador cumple los requisitos de comportamiento indicados en C.6.1.2. Los aisladores se acondicionarán a la temperatura de ensayo durante al menos 24 horas.

Se deben dejar pasar por lo menos 48 horas después de la finalización del moldeo para el ensayo de un aislador cuando este tenga un T_q mayor que 250 mm. Los ensayos se deben realizar en aisladores que no hayan sido sometidos a *scragging*. En caso de que los aisladores vayan a ser suministrados después de un proceso de *scragging*, se deben someter al mismo procedimiento de *scragging* que los aisladores de producción. Se debe proporcionar evidencia de que el cambio en los valores característicos producto del *scragging* es permanente. El aislador usado para los ensayos no deberá haber sido sometido a ningún ensayo previo. Esto no contempla el caso en que los ensayos se deban llevar a cabo, conforme a lo dispuesto en C.6.4.1.4, en el mismo aislador.

A menos que se especifique explícitamente lo contrario en las Especificaciones de Diseño para un ensayo particular, el aislador debe ensayarse a una temperatura de 23 ± 5 °C.

Comentario:

Scragging es un término relacionado con la aplicación de varios ciclos de deformación significativa a un aislador elastomérico. Se refiere a la reducción de la rigidez lateral del aislador para deformaciones laterales posteriores de menor o igual amplitud que la considerada para el ciclo inicial. Aunque a veces se asume que los cambios de rigidez lateral son permanentes, generalmente hay una recuperación de la rigidez lateral de tal manera que puede llegar a recuperarse la rigidez lateral original. Aunque dicha recuperación suele darse relativamente rápido al inicio, etapas posteriores de recuperación pueden llevar meses o años.

C.6.4.1.2 Ensayos

Los ensayos de prototipo enumerados en la tabla C.6.3 se deben realizar sobre el número mínimo de muestras indicado en C.6.4.1.4, de acuerdo con lo indicado en C.6.4.1.5.

Los ensayos se deben realizar en aisladores a escala natural. Cuando se ensayen aisladores tipo LRB para determinar la influencia de la frecuencia, la temperatura y de repetición de ciclos en las propiedades del aislador, se podrán utilizar aisladores con escala reducida de acuerdo con lo siguiente:

- a) Los aisladores que tengan una dimensión en planta menor que 500 mm deben tener escala natural
- b) En caso de aisladores con mayor dimensión, podrán reducirse proporcionalmente todas sus dimensiones con un factor de escala de hasta 0.5. La dimensión mínima permitida para el aislador escalado es de 500 mm.

Las siguientes modificaciones en el proceso de producción con respecto a las propiedades de un aislador prototipo que haya sido ensayado para establecer sus propiedades estructurales, requieren de un nuevo conjunto de ensayos de prototipo:

- a) Compuesto de elastómero diferente
- b) Variación del factor de forma de las capas de elastómero superior al 10 por ciento
- c) Aumento de cualquier dimensión externa del aislador o de la dimensión en planta de las placas internas de refuerzo de más del 10 por ciento
- d) Disminución de cualquier dimensión externa del aislador o de la dimensión en planta de las placas internas de refuerzo de más del 50 por ciento
- e) Uso de un sistema de fijación diferente (atornillado, empotrado o con pernos)
- f) Uso de diferentes condiciones de moldeo.

Cualquier diferencia en el diseño del aislador requiere que se realicen las siguientes pruebas de prototipo para proporcionar valores de referencia para las pruebas de control de producción:

- a) K_v (C.6.1.2.8)
- b) K_e y ζ_e para las dos deformaciones unitarias en corte del elastómero que en la tabla C6.1 delimitan a $\epsilon_{q,E}$.

Una extensión de los intervalos de uso de un aislador prototipo bajo consideración en ensayos previos requerirá de ensayos de prototipo adicionales. Las extensiones de uso deben incluir las siguientes:

- a) Aumento de $\epsilon_{q,E}$ suficiente para requerir pruebas cíclicas adicionales de acuerdo con la tabla C6.1
- b) Aumento de T_U en más de 5 °C
- c) Disminución de T_L en más de 3 °C
- d) Aumento de N_{VS} , en más del 30 por ciento
- e) Aumento de $1.2D_{TM}$ en más del 5 por ciento
- f) Aumento de N_{max} en más del 10 por ciento
- g) Disminución de N_{min} en más de 0.1 N_{VS} o por una cantidad suficiente para pasar de compresión a tensión.

Tabla C.6.3 Ensayos y requisitos de los aisladores

Ensayo	Referencia NTC-Sismo	Requisitos para ensayo de prototipo	Requisitos para ensayo de producción
Capacidad en compresión para desplazamiento lateral nulo	C.6.1.2.6	Carga axial en compresión de $1.3N_{VS}$. No hay defectos visibles.	NR
Rigidez en compresión.	C.6.1.2.8	Documentar valor de K_v .	Valores dentro de un margen de ± 30 por ciento con respecto al valor establecido en el ensayo de prototipo. No hay defectos visibles.
Valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) bajo deformación cíclica.	C.6.1.2.2	Documentar dependencia de estas propiedades con respecto a la amplitud de la deformación lateral. Para el desplazamiento del diseño, D_{TM} , los valores de estas propiedades deben caer dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor del diseño.	Valores dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor requerido para una deformación unitaria en corte de diseño del elastómero.
Valor de K_e para una carga tipo rampa. Requerida si los valores de K_e y ζ_e obtenidos con ensayos cíclicos de producción no corresponden a una deformación unitaria en corte del elastómero correspondiente a D_{TM} .	C.6.1.2.2	Documentar valor para el desplazamiento D_{TM} .	Valores dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor ajustado del ensayo de prototipo.
Valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) obtenidos con ensayos cíclicos que consideran una deformación unitaria en corte del elastómero menor a las enumeradas en C.6.1.2.2. La deformación unitaria en corte del elastómero debe ser por lo menos de 20 por ciento. Requerida si los valores de K_e y ζ_e obtenidos con ensayos cíclicos de producción no consideran una deformación unitaria en corte del elastómero cercana al valor correspondiente a D_{TM} .	C.6.1.2.2 C.6.4.1.3	NR	Dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor del ensayo de prototipo para una deformación unitaria en corte del elastómero elegida para el ensayo. De requerirse, el valor de K_e (o K_2) se debe ajustar de acuerdo con C.6.4.1.3.
Variación de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) con respecto a la frecuencia	C.6.1.2.3	Documentar variación. Variación máxima dentro de los límites establecidos.	NR
Variación de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) con respecto a la temperatura	C.6.1.2.4	Documentar variación. Variación máxima dentro de los límites establecidos.	NR
Dependencia de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) con respecto a la repetición de ciclos	C.6.1.2.5	Documentar dependencia. Dependencia dentro de los límites establecidos	NR
Capacidad de deformación lateral bajo la acción de cargas axiales máximas y mínimas	C.6.1.2.7	Documentar curva fuerza-desplazamiento para carga tipo	NR

		rampa hasta alcanzar el valor de $1.2D_{TM}$. Sin defectos.	
Cambio de K_e y ζ_e (o K_2 para aislador tipo LRB fabricado con elastómero de bajo amortiguamiento) debido al envejecimiento.	C.6.1.2.9	Cambio no debe exceder 20 por ciento	NR
Prueba de flujo plástico bajo carga vertical ^a	C.6.1.2.10	Deformación axial debida al flujo plástico entre 10 y 10^4 minutos no debe exceder 20 por ciento de la deformación axial medida a los 10 minutos.	NR

NR = No requerido (ensayo opcional)

^a Ensayo obligatorio para compuestos no basados en hule natural o sintético.

C.6.4.1.3 Ensayos de producción

Los ensayos de producción enumerados en la tabla C6.3 deben ser llevados a cabo por el fabricante con la frecuencia de muestreo especificada en C.6.4.1.4 de acuerdo con lo especificado en C.6.4.1.5.

Solo se permite un ensayo de rampa para determinar K_e cuando esto se indique en las Especificaciones de Diseño. El valor requerido de K_e para los ensayos de producción con carga tipo rampa corresponde al valor de establecido con el ensayo de prototipo multiplicado por el cociente del valor de diseño de K_e establecido con un ensayo cíclico a la deformación $\epsilon_{q,E}$ y el valor de K_e establecido para esa deformación con el ensayo de prototipo.

C.6.4.1.4 Frecuencia de muestreo

Se debe llevar a cabo cada ensayo de prototipo por lo menos dos veces, utilizando un aislador diferente en cada ensayo. Si se utiliza la disposición de cortante doble para el ensayo de prototipo, solo será necesario ensayar dos aisladores.

Un aislador puede ser sometido a varios ensayos siempre y cuando se realicen en el siguiente orden:

- K_v (C.6.1.2.8)
- Dependencia de K_e y ζ_e con respecto a la deformación unitaria en corte del elastómero (C.6.1.2.2), la frecuencia (C.6.1.2.3), la temperatura (C.6.1.2.4) y la repetición de ciclos (C.6.1.2.5)
- Efecto del flujo plástico (C.6.1.2.10)
- Capacidad en compresión para desplazamiento lateral nulo (C.6.1.2.6).

Siempre que el aislador cumpla con los requisitos de los ensayos previos:

- Capacidad de desplazamiento lateral (6.1.2.7).

Se debe indicar en el Informe de Ensayo el orden de los ensayos, así como la fecha y hora de ejecución.

En caso de que la superestructura quede soportada por un máximo de cuatro aisladores, todos los aisladores de producción deben ser ensayados a menos que se indique lo contrario en las Especificaciones de Diseño.

C.6.4.1.5 Métodos y equipos de ensayo

C.6.4.1.5.1 Ensayos de compresión

La máquina de ensayo debe ser capaz de comprimir el aislador bajo condiciones controladas. También debe aportar un método para medir la carga en compresión y la deformación axial con una precisión igual o menor que el 2 por ciento de los valores máximos registrados. Las placas de carga deben ser lo suficientemente rígidas para evitar que se deformen de manera significativa durante el ensayo (deformación menor que el 1 por ciento de la deformación axial medida en el aislador para la carga máxima), y sus dimensiones en planta deben ser mayores que las correspondientes dimensiones del aislador.

Se debe evaluar K_v para una carga de rampa que se incremente con una velocidad constante de $1/3 N_{VS}$ a N_{VS} . Se debe registrar de manera continua la carga actuante y la correspondiente deformación axial del aislador.

El Informe de Ensayo debe incluir lo siguiente:

- 1) Identificación del aislador (nombre del fabricante, origen y número de identificación)
- 2) Espesor y número de capas de elastómero y dimensiones en planta del aislador
- 3) Condición del aislador antes y después del ensayo
- 4) Fecha, duración y temperatura del ensayo
- 5) Lista de valores de cargas de compresión y correspondientes deformaciones axiales complementada con una gráfica fuerza-desplazamiento.

Debido a que el valor de K_v depende ligeramente de la velocidad de carga, se debe elegir dicha velocidad en función del uso que se haga del valor de K_v . Para obtener información relevante para cargas permanentes y cuasi-permanentes, se sugiere usar una velocidad de carga baja, de tal manera que N_{vs} se alcance en 10 min. Para obtener información relevante para condiciones de carga que incluyan la acción sísmica, se sugiere usar una velocidad tal que N_{vs} se alcance en 1 s.

C.6.4.1.5.2 Ensayos combinados de compresión y corte para establecer propiedades laterales

Aunque de preferencia, la máquina de ensayo debe permitir el ensayo de un aislador a la vez, será posible utilizar la configuración de cortante doble.

El desplazamiento cíclico en corte se debe aplicar con una frecuencia de 0.5 Hz o a la frecuencia de aislamiento. Se puede usar una frecuencia menor si así lo indican las Especificaciones de Diseño. La frecuencia de ensayo debe ser igual o mayor que 0.01 Hz, y la forma de la onda de entrada debe ser sinusoidal o triangular.

Se debe someter al aislador a un esfuerzo de compresión de 6 MPa, a menos que se indique una presión en compresión diferente en las Especificaciones de Diseño.

Cuando el aislador se ensaye a una temperatura no ambiente sin utilizar una carcasa de temperatura controlada, se debe revestir con un sistema capaz de mantener la temperatura en el valor requerido. Se debe mantener el aislador a la temperatura de ensayo durante un tiempo suficiente para garantizar que su interior ha alcanzado esa temperatura.

Los valores de K_e y ζ_e se deben calcular conforme a lo siguiente:

$$K_e = \frac{F^+ - F^-}{d^+ - d^-} \quad (\text{C.6.11})$$

$$\zeta_e = \frac{2H}{\pi K_e (d^+ - d^-)^2} \quad (\text{C.6.12})$$

donde F y d son, respectivamente, la fuerza y desplazamiento lateral; d^+ y d^- son, respectivamente, los valores máximo y mínimo del desplazamiento en el ciclo de carga; y F^+ y F^- son, respectivamente, las fuerzas correspondientes. H es la energía disipada en el ciclo delimitado por los desplazamientos d^+ y d^- .

En su caso, Q_d se debe establecer como el promedio de las intersecciones del ciclo histérico con el eje de las fuerzas, y K_2 se debe calcular como:

$$K_2 = \frac{F(d^+) - F(d^+/2)}{d^+} - \frac{F(d^-/2) - F(d^-)}{d^-} \quad (\text{C.6.13})$$

El Informe de Ensayo debe incluir la información resumida en los puntos 1 a 3 de C.6.4.1.5.1, y debe incluir, además:

- 1) La configuración del ensayo (cortante simple o doble), ubicación y tipo de las celdas de carga y transductores de desplazamiento usados durante el ensayo, y confirmación (por ejemplo, con respecto a cualquier efecto de la fricción en una lectura de celda de carga) de que se cumplen los requisitos del equipo
- 2) Carga en compresión aplicada, y si el ensayo considera una carga axial constante o un desplazamiento axial constante
- 3) Temperatura(s) de ensayo

- 4) Frecuencia(s) de ensayo
- 5) Lista de deformaciones unitarias en corte del elastómero consideradas en el orden en que se hayan llevado a cabo los ensayos
- 6) Los valores de K_e y ζ_e (o K_2 y Q_d) para el tercer ciclo correspondiente a cada deformación unitaria en corte del elastómero
- 7) Grafica de cada tercer ciclo histerético, y registros de la variación en el tiempo de la carga y desplazamiento axial en compresión
- 8) Fecha y duración del ensayo.

Comentario:

Se prefiere una forma de onda sinusoidal.

Para un aislador grande, el interior puede tardar varias horas en alcanzar la temperatura de prueba.

C.6.4.1.5.3 Capacidad en corte

Aunque de preferencia, la máquina de ensayo debe permitir el ensayo de un aislador a la vez, será posible utilizar la configuración de cortante doble, en cuyo caso la rigidez en compresión de los dos aisladores que se ensayan no debe diferir en más del 15 por ciento. El ensayo se debe realizar bajo una carga en compresión constante, y no se permite, para este caso, el uso de un desplazamiento en compresión constante.

Los elementos de fijación utilizados durante el ensayo deben tener el mismo diseño que los que se utilizarán en campo para fijar el aislador al sistema estructural aislado, y se deben fabricar con los mismos materiales. Se recomienda usar para este ensayo una carga tipo rampa con una velocidad en un intervalo correspondiente a una tasa de deformación unitaria en corte del elastómero entre 1 y 100 por ciento s^{-1} .

La deformación unitaria máxima en corte del elastómero se debe mantener durante al menos 2 minutos. Durante este período de tiempo se debe llevar a cabo el control de la evidencia visual de falla. Este control se debe realizar también después de eliminar la deformación en corte, pero mientras se mantenga aplicada la carga en compresión.

El reporte del ensayo debe incluir, además de los puntos 1 a 6 de C.6.4.1.5.2, lo siguiente:

- 1) Carga en compresión aplicada
- 2) Tasa de desplazamiento en corte
- 3) Curva fuerza – desplazamiento
- 4) Resultados de la inspección visual
- 5) Fecha y duración del ensayo.

Comentario:

La velocidad de carga no afectará significativamente el resultado del ensayo, ya que se requiere que el módulo de cortante del elastómero no sea sensible a la frecuencia.

Cuando se lleve control de la evidencia visual de falla deben tenerse en cuenta las precauciones de seguridad.

C.6.4.1.5.4 Ensayo de flujo plástico

El equipo de ensayo debe ser capaz de mantener constante la carga requerida dentro de un margen del 5 por ciento durante todo el ensayo.

El ensayo de flujo plástico se debe llevar a cabo en un aislador individual sometido a la carga estática axial N_{vs} . La tasa de carga debe ser tal que la carga de ensayo se alcance en un tiempo inferior a 2 min. Se debe llevar registro de la deflexión vertical entre los 10 y 10⁴ min.

El informe sobre el ensayo de flujo plástico se debe ajustar los puntos 1 a 5 de C.6.4.1.5.1, y debe incluir además el valor en porcentaje de la deformación axial que ocurre entre los 10 y 10⁴ min con respecto a la deformación axial registrada a los 10 min, un diagrama tiempo – deformación en ejes logarítmicos, y un registro de cualquier cambio visual.

Comentario:

El equipo que aplica la carga axial al aislador de ensayo, ya sea directamente o a través de una disposición hidráulica, es el más adecuado.

C.6.4.2 Elastómero

C.6.4.2.1 Requisitos generales

Los ensayos que aquí se indican se deben llevar a cabo en el elastómero utilizado para fabricar la parte laminada del aislador con el fin de demostrar el cumplimiento de los requisitos de material indicados en C.6.2.1. Los aisladores no deberán haber sido sometidos a *scragging*, salvo en el caso en que se vayan a suministrar después de un proceso de *scragging*. En tal caso, todos los aisladores utilizados para el ensayo de corte se deben someter al procedimiento de *scragging* utilizado para los aisladores de producción.

C.6.4.2.2 Ensayos de prototipo

Los ensayos de prototipo enumerados en la tabla C.6.4 se llevan a cabo con arreglo a los métodos y procedimientos especificados en C.6.4.2.5.

Tabla C.6.4 Ensayos prototipo del elastómero

Ensayo	Referencia NTC-Sismo
Variación del G y ζ con respecto a:	
Amplitud de deformación	C.6.2.1.3.2
Frecuencia	C.6.2.1.3.3
Temperatura	C.6.2.1.3.4
Envejecimiento	C.6.2.1.3.5
Repetición de ciclo	C.6.2.1.3.6
Prueba de adhesión en corte:	
Sin envejecimiento	C.6.2.1.4.1
Con envejecimiento	C.6.2.1.4.2
Cristalización a baja temperatura	C.6.2.1.5
Crecimiento lento de grietas	C.6.2.1.6

C.6.4.2.3 Ensayos de producción

Los ensayos de producción se llevarán a cabo con la frecuencia de muestreo especificada en C.6.4.2.4.

C.6.4.2.4 Frecuencia de muestreo

Los ensayos de producción, con la excepción del de rotura, se deben realizar en cada lote de compuesto. El ensayo de rotura se debe realizar en el primer lote de compuesto y, posteriormente, se debe tomar por lo menos una muestra aleatoria por cada cinco lotes. Un lote de compuesto es una mezcla individual o mezcla de mezclas de la misma composición.

C.6.4.2.5 Métodos y equipos de ensayo

C.6.4.2.5.1 Requisitos generales

Los ensayos se deben realizar en muestras moldeadas a la misma temperatura a la que se moldea la mayor parte del aislador y durante un tiempo comparable, o en muestras tomadas del aislador acabado completo (no es necesario que el aislador esté completamente ensamblado para ayudar a la fabricación de las probetas). En el último caso, se ensayarán muestras tanto de la capa de elastómero interna superior o inferior como de la parte media del aislador, excepto que para el ensayo de resistencia al ozono las muestras procederán de la capa de cubierta lateral.

Los ensayos se deben realizar a una temperatura de 23 ± 2 °C, excepto en el caso en que se indique algo diferente en las Especificaciones de Diseño.

Al realizar ensayos a temperatura no ambiente, se tomarán precauciones para garantizar que toda la probeta de elastómero esté dentro de la temperatura requerida con un margen de ± 1 °C. Se debe registrar la temperatura de la probeta.

Para probetas de elastómero unidas a placas de metal, se requiere de un tiempo (en minutos) de por lo menos el cuadrado del espesor de elastómero (en mm) para garantizar que todo el material alcance la temperatura de ensayo.

En el Informe de Ensayo se debe indicar si se han utilizado muestras moldeadas o muestras tomadas del aislador acabado completo. En este último caso, se reportarán los resultados obtenidos en muestras tanto de una capa de elastómero interna exterior como de una capa ubicada en la parte media del aislador.

C.6.4.2.5.2 Módulo dinámico de corte y amortiguamiento

Las piezas de ensayo se deben ajustar a la serie ISO 4664, excepto que se podrá utilizar la disposición de corte cuádruple y elementos rectangulares de elastómero. La dimensión de los elementos rectangulares de elastómero en la dirección del corte debe ser igual o mayor que cuatro veces el espesor.

La máquina de ensayo debe ser capaz de registrar la fuerza y desplazamiento para un ciclo en particular. La frecuencia de ensayo será de 0.5 Hz, excepto cuando este requiera de un intervalo de frecuencias. Podrá usarse otra frecuencia de ensayo si así se indica en las Especificaciones de Diseño. Se deben aplicar cuatro ciclos sinusoidales completos para cada deformación, excepto que se deben aplicar al menos 11 ciclos en el ensayo que evalúa la estabilidad de las propiedades en corte ante la repetición de ciclos. Los valores de G y ζ se deben evaluar para el tercer ciclo de deformación, excepto para el ensayo que evalúa la estabilidad de las propiedades en corte ante la repetición de ciclos. Los valores de G y ζ correspondientes a la probeta se deben calcular con las expresiones indicadas en C.6.4.1.5.2. El valor de G del elastómero se debe determinar a partir de la rigidez en corte, K_h , medida para una muestra de elastómero con área A y espesor t :

$$G = K_h \left(\frac{t}{A} \right) \quad (\text{C.6.14})$$

El Informe de Ensayo debe indicar lo siguiente:

- 1) Geometría de la probeta, condiciones de curado, y si fue moldeada expreso para el ensayo o cortada del aislador completo
- 2) Detalles de la máquina de ensayo, de la celda de carga y del transductor de desplazamiento
- 3) Temperatura(s) de ensayo
- 4) Amplitud(es) de deformación de ensayo
- 5) Valores de G y ζ para el tercer ciclo.

Para el ensayo que evalúa la estabilidad de las propiedades en corte ante la repetición de ciclos, en el Informe de Ensayo se debe sustituir la información indicada en el punto 5 por valores de G y ζ para los ciclos que van del segundo al décimo y el valor de G para el primer ciclo. Se debe incluir, además los cocientes de:

- 1) Los valores mínimo y máximo de G medidos en ciclos intermedios entre el segundo y el penúltimo
- 2) Los valores mínimo y máximo de ζ medidos en ciclos intermedios entre el segundo y el penúltimo
- 3) Los valores mínimo y máximo de G medidos en ciclos intermedios entre el primero y el penúltimo.

C.6.4.2.5.3 Ensayo de adherencia

Se debe utilizar el tipo de probeta utilizada para la determinación de G , pero con una relación de longitud en la dirección de la deformación a espesor igual o mayor que 10. La probeta se debe deformar con una velocidad constante hasta una deformación unitaria en corte del elastómero igual o mayor que $1.2\varepsilon_{q,max}$. El ensayo de tipo rampa se debe llevar a cabo en tres probetas, con una velocidad de carga tal que resulte en una tasa de deformación en corte del elastómero contenida en un intervalo que va desde 10 hasta 100 por ciento s^{-1} .

El Informe de Ensayo debe incluir:

- 1) Tipo y geometría de las probetas, condiciones de curado, y si fueron moldeadas expofeso para el ensayo o cortadas del aislador completo
- 2) Tasa de deformación en corte
- 3) Curva fuerza-desplazamiento
- 4) Informe de inspección visual
- 5) Condiciones de envejecimiento
- 6) Resultados de todas las probetas ensayadas.

Comentario:

La velocidad de carga no afecta significativamente el resultado, ya que se requiere que el módulo de cortante del elastómero no sea muy sensible a la frecuencia.

C.6.4.2.5.4 Resistencia a la cristalización a baja temperatura

Inmediatamente antes del ensayo, la probeta se debe acondicionar a 70 °C durante 45 min seguido de 3 horas a 23 °C. La curva fuerza-desplazamiento se debe registrar primero para una temperatura de 23 °C hasta una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento para un ensayo de rampa con velocidad de carga no inferior a 100 por ciento/min.

Se debe aplicar una deformación unitaria en corte del elastómero de 40 por ciento durante el acondicionamiento a bajas temperaturas. El tiempo y la temperatura de acondicionamiento se debe indicar en las Especificaciones de Diseño de acuerdo con las condiciones de servicio, excepto que la temperatura de acondicionamiento para el hule natural no debe ser menor que -25 °C, ni menor que -10 °C para el policloropreno. El tiempo de acondicionamiento se refiere al período durante el cual la temperatura mínima diaria de servicio puede igualar o estar por debajo de la temperatura de acondicionamiento.

Al final del período de acondicionamiento, pero aún a la temperatura de acondicionamiento, se debe eliminar cualquier carga de corte presente para permitir la recuperación de la probeta a un estado de deformación nula. Aún a la temperatura de acondicionamiento, se debe registrar la curva fuerza-desplazamiento hasta una deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento para un ensayo de rampa que use la misma velocidad de carga utilizada para el ensayo inicial (a 23 °C). La deformación unitaria en corte del elastómero de 100 por ciento se debe aplicar bajo la consideración de que el estado de deformación residual representa la condición actualizada de deformación nula. Puede aplicarse el esfuerzo en corte en cualquier dirección, y se debe medir la rigidez en corte de la probeta. Toda transferencia de la probeta a un equipo distinto del utilizado durante la exposición a baja temperatura se debe hacer bajo la garantía de que su temperatura no aumente, durante la transferencia, en más de 2 °C.

El Informe de Ensayo debe incluir:

- 1) Detalles del equipo de ensaye
- 2) Geometría de la probeta, condiciones de curado, y si fue moldeada expofeso para el ensayo o cortada del aislador completo
- 3) Tasa de carga y desplazamiento en corte
- 4) Baja temperatura y tiempo de exposición
- 5) Rigidez secante en corte para los intervalos 0-25 por ciento y 0-100 por ciento de deformación unitaria en corte del elastómero para temperaturas de 23 °C y para la baja temperatura de ensayo al final del período de acondicionamiento.

Comentario:

Las temperaturas especificadas para el hule natural y el policloropreno son aquellas a las que la tasa de cristalización es más alta.

C.6.4.2.5.5 Resistencia al crecimiento lento de grietas

Se realizará el ensayo en tres probetas moldeadas de acuerdo con la geometría del método A de la norma ISO 34. Para el ensayo se debe:

- a) Efectuar un corte inicial con 1 mm de longitud en cada probeta

- b) Aplicar una carga equivalente a 4 kN/m a cada probeta durante 24 h.

El Informe del Ensayo debe incluir:

- 1) Geometría de la probeta, condiciones de curado, y si fue moldeada exprofeso para el ensayo o cortada del aislador completo
- 2) Carga aplicada
- 3) Para todas las probetas la extensión de la grieta bajo carga después de 24 h.

C.6.5 Tolerancias de fabricación

Las tolerancias se ajustarán a las indicadas en la cláusula 6 de la norma EN 1337-3, salvo que aquí se especifique lo contrario.

Para aisladores instalados en un hueco, la tolerancia de las dimensiones en planta debe ser de $+0/-2$ mm.

En el caso que el aislador se conecte a una placa de brida o al sistema estructural mediante pernos, la tolerancia en la posición de los orificios será ± 0.2 por ciento, a menos que se indique un valor diferente en las Especificaciones de Diseño.

C.6.6 Marcado y etiquetado

Los aisladores se deben marcar de manera única, y numerar de manera individual en las caras exteriores. Se debe vulcanizar en la superficie de aislador una etiqueta con el nombre del fabricante y el número de identificación. El marcado debe ser resistente al agua y al desgaste.

C.7 Aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción

C.7.1 Requisitos

C.7.1.1 General

Los requisitos que se indican en C7.1 aplican a aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción. La superficie curva de deslizamiento principal de los aisladores proporciona una fuerza restauradora que depende del desplazamiento lateral d . La capacidad de disipación de energía es resultado de la fuerza de fricción que resulta del movimiento relativo de la superficie deslizante principal. Las rotaciones consecuencia de las acciones de diseño sobre el aislador deben ser acomodadas por la superficie deslizante secundaria. Los requisitos también se deben aplicar a aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción que usen dos o más superficies cóncavas para acomodar el desplazamiento lateral y las consecuentes rotaciones.

Comentario:

Un aislador deslizante tipo péndulo de fricción, ilustrado en la figura C.7.1, se caracteriza por un marcado comportamiento no lineal que debe tenerse en cuenta adecuadamente durante su modelado con fines de análisis estructural. La figura C.7.2 muestra algunas componentes de este tipo de aislador.

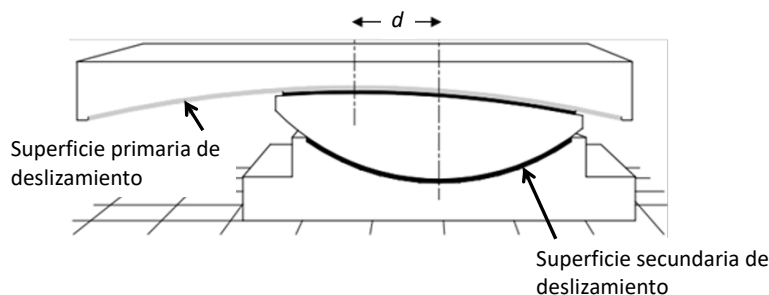


Figura C.7.1 Principio de funcionamiento y componentes principales de un aislador deslizante tipo péndulo de fricción

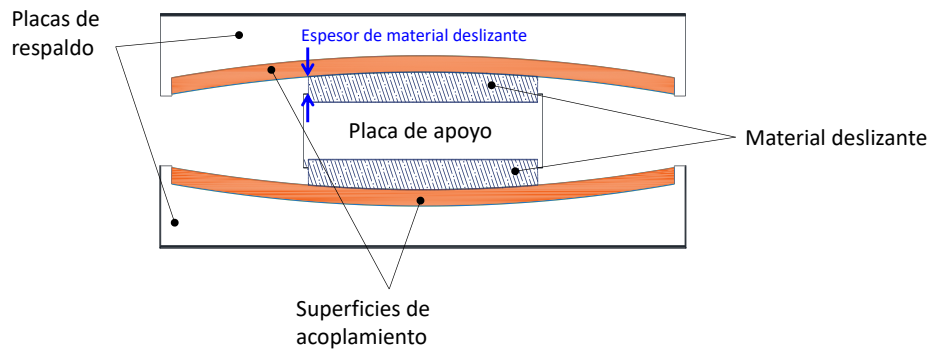


Figura C.7.2 Superficies y componentes de un aislador deslizante tipo péndulo de fricción

Los aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción deben cumplir con los requerimientos del Capítulo 13 y los requerimientos de desempeño de C.7.1.2. Los materiales con que se fabrican los aisladores deben cumplir los requisitos indicados en C.7.2.

Excepto donde se indique, los aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción deben cumplir con los requerimientos generales, funcionales y de desempeño indicados en la EN 1337-2 y EN 1337-7 o en procedimientos ETA equivalentes para apoyos estructurales. La capacidad de carga, así como las características de deformación y amortiguamiento utilizadas en el diseño y análisis del sistema de aislamiento se deben verificar con ensayos de prototipo de acuerdo con C.7.4.

Se deben evaluar las propiedades de los aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción y verificar su desempeño estructural con ensayos de prototipo de acuerdo con lo indicado C.7.4.1. De acuerdo con C.5.3, estos ensayos se deben realizar por separado en por lo menos dos muestras con escala natural por cada tipo de aislador.

Los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales se determinarán a partir de ensayos de prototipo bajo la consideración de los siguientes tres tipos de variabilidad:

- Una variabilidad máxima en las propiedades asociada a la producción de los aisladores de ± 20 por ciento (a menos que se haya establecido en las especificaciones de diseño una menor variabilidad para los ensayos de producción)
- Variabilidad en las propiedades estructurales de los aisladores debidos a la variación de temperatura en el intervalo delimitado por T_L y T_U (C.7.4.1.4)
- Variabilidad en las propiedades estructurales notificados durante el ensayo de envejecimiento acelerado (C.7.1.2.6).

Para combinar los tres tipos de variabilidad indicados en a), b) y c), se debe utilizar un factor de 0.7 para las asociadas a la producción, la variación de la temperatura y el envejecimiento.

El cociente entre los valores máximo y mínimo de las propiedades estructurales de los aisladores debe ser menor que 1.8.

Comentario:

Los valores máximo y mínimo del coeficiente dinámico de fricción μ_{din} se usan para estimar, respectivamente, las rigideces efectivas máxima y mínima del aislador con la que se establecen los valores de K_{Mmax} y K_{Mmin} indicados en 13.2.2. La rigidez efectiva K_e de un aislador deslizante tipo péndulo de fricción se estima como:

$$K_e = N_V \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_{din}}{d} \right) \quad (C.7.1)$$

donde N_V es la carga axial que actúa sobre el aislador al inicio de la excitación sísmica; R , el radio de curvatura de la superficie primaria de deslizamiento; y d el desplazamiento lateral del aislador.

C.7.1.2 Desempeño requerido

C.7.1.2.1 General

Los requisitos de desempeño definen las propiedades estructurales del aislador, las cuales deben ser comprobadas, dentro de un margen de tolerancia, con ensayos de prototipo de acuerdo con lo indicado en C.7.4.1. Los ensayos que también se deben utilizar como ensayos de producción se enumeran en C.7.4.2.

Cuando la función del aislador sea proporcionar resistencia a cargas verticales, flexibilidad lateral y fuerza de restauración, los requisitos y procedimientos de ensayo se deben conformar a lo indicado en la EN 1337-2 o en procedimientos ETA equivalentes para apoyos estructurales. En este caso no se deben realizar los ensayos de aislamiento por deslizamiento contemplados en la tabla C.7.3 que sean distintos a los ensayos S y P1.

Comentario:

Cuando se establece que el aislador proporciona resistencia a cargas verticales, flexibilidad lateral y fuerza de restauración, queda implicado que no se diseña para aportar capacidad de disipación de energía.

La EN 1337-2 es un estándar europeo que especifica las características para el diseño y fabricación de elementos de soporte deslizantes.

C.7.1.2.2 Capacidad en compresión para desplazamiento lateral nulo

Los aisladores deben ser capaces de resistir, para un desplazamiento lateral nulo, una carga en compresión igual a $1.3N_{vs}$. Para esta condición, el aislador debe quedar libre de daño, y el material deslizante de las superficies de deslizamiento primaria y secundaria no debe mostrar signo alguno de flujo progresivo o deterioro debido a una resistencia mecánica, unión y/o confinamiento inadecuados durante ensayos llevados a cabo de acuerdo con C.7.4.1.2.

La capacidad de carga del aislador debe permanecer inalterada después de llevar a cabo en él los ensayos especificados en C.7.4.1.5.

Comentario:

La superficie primaria de deslizamiento (figura C.7.1) actúa como material convencional de apoyo en condiciones de servicio y, por lo tanto, se vuelve esencial verificar la estabilidad de sus propiedades mecánicas después de la ocurrencia de un sismo de alta intensidad.

C.7.1.2.3 Capacidad de deformación lateral

Los aisladores deben acomodar un desplazamiento lateral igual a $1.2D_{TM}$.

Los aisladores no deben incluir una barrera mecánica que cumpla la función de tope sísmico, como lo puede ser un anillo de contención.

Comentario:

La prohibición de añadir algún tipo de tope sísmico directamente al aislador busca evitar dañar al dispositivo en caso de que se produzcan desplazamientos superiores al de diseño. En su caso, es posible usar un tope sísmico global para la superestructura de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 13.

C.7.1.2.4 Capacidad de rotación

Las superficies de deslizamiento secundarias (figura C.7.1) deben ser capaces de acomodar las rotaciones que tengan lugar en el aislador como consecuencia de un desplazamiento lateral de $1.2D_{TM}$. Esta rotación se debe incrementar en una cantidad igual al mayor valor entre ± 0.005 rad y $\pm 10\text{mm}/R_2$ rad, donde R_2 es el radio de curvatura, en mm, de la superficie de deslizamiento secundaria. Este incremento solo se debe aplicar al diseño de la capacidad de rotación, no para el cálculo de la capacidad resistente.

Comentario

Las deformaciones laterales de los aisladores con múltiples superficies deslizantes deben ser acomodados por las rotaciones que se dan en sus componentes ubicados entre las placas de respaldo superior e inferior (figura C.7.2), que deben permanecer cercanos a horizontales en todo momento. Las figuras C.7.3 y C.7.4 ilustran péndulos de

fricción dobles. Note que, en su caso, las superficies curvas secundarias deben girar para permitir que las placas de respaldo se mantengan horizontales cuando el aislador se deforma lateralmente.

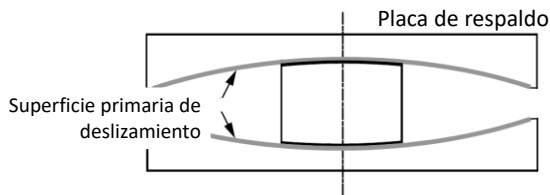


Figura C.7.3 Aislador deslizante doble sin rótula

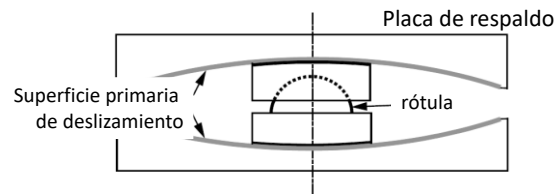


Figura C.7.4 Aislador deslizante doble con rótula

C.7.1.2.5 Resistencia de fricción máxima en condiciones de servicio

Para los movimientos que deban acomodar los aisladores en condiciones de servicio, la fuerza de fricción debe ser igual o menor que el valor especificado para ella en las Especificaciones de Diseño.

No se debe usar la fricción para mitigar los efectos de cargas laterales externas que no sean producto de la acción sísmica.

El valor de la fuerza de fricción se debe comprobar con los ensayos indicados en C.7.4.1.3. La fuerza de fricción de ruptura que desarrolla el aislador, medida durante el ensayo, debe ser igual o menor que el valor especificado para ella en las Especificaciones de Diseño.

Se debe someter una muestra de material deslizante a un ensayo de fricción a largo plazo de acuerdo con lo indicado en C.7.4.1.4. El fabricante debe reportar el recorrido total de deslizamiento s_t , que debe ser igual o mayor que 1000 m. Se debe reportar además el coeficiente máximo de fricción establecido con los ensayos de fricción a largo plazo para cada temperatura y presión de contacto. Se debe usar el valor medido del coeficiente máximo de fricción para establecer, de acuerdo con C.7.3.4.2, los valores de diseño de la fuerza máxima de fricción.

Comentario:

La resistencia a la fricción estática es la fuerza máxima requerida para producir el primer movimiento macroscópico y se debe considerar en el diseño del aislador, su sistema de anclaje y los elementos estructurales adyacentes.

Los aisladores pueden incorporar dispositivos de restricción para eliminar cualquier movimiento debido a viento u otras cargas externas, y que liberan el dispositivo en caso de sismo.

C.7.1.2.6 Propiedades de aislamiento

Para establecer las propiedades de los aisladores se deben llevar a cabo los ensayos indicados en C.7.4.1.5.

Se debe llevar a cabo el ensayo O solo si fija la lámina de acero inoxidable que se usa como superficie de acoplamiento (figura C.7.2) con soldadura de costura. Se deben completar tres ciclos de acuerdo con lo especificado en la tabla C.7.3 en una dirección de movimiento que sea perpendicular a las costuras.

Las curvas fuerza-desplazamiento para todos los ensayos especificados en la tabla C.7.3 deben exhibir una rigidez lateral incremental positiva.

La lámina esférica de acero inoxidable que conforma la superficie de acoplamiento no debe mostrar señales de pandeo, deformación permanente o dislocación.

Se deben cumplir los siguientes requisitos para los ensayos especificados en la tabla C.7.3:

- a) Ensayo S. Condiciones de servicio: La fuerza lateral máxima registrada no debe exceder el valor especificado en las Especificaciones de Diseño
- b) Ensayos D1, D2, D3. Condiciones dinámicas:
 - 1) No hay un cambio mayor al ± 10 por ciento para la rigidez de restauración K_2 entre ciclos sucesivos

- 2) Para cada ciclo, la K_2 correspondiente a la parte superior del ciclo debe quedar dentro de un margen de 10 por ciento con respecto al valor obtenido para la parte inferior
 - 3) El promedio de K_2 para los tres ciclos debe quedar dentro de un margen de ± 15 por ciento con respecto al valor de diseño
 - 4) La fuerza lateral máxima para cada uno de los tres ciclos debe quedar dentro de un margen de ± 15 por ciento con respecto al valor de diseño
 - 5) La energía disipada (H) en cada ciclo no debe ser menor que el 85 por ciento del correspondiente valor de diseño, ajustado para los desplazamientos máximos objetivo
 - 6) La K_2 para cada ciclo y así como el valor promedio de esta rigidez para una muestra debe quedar dentro de un margen ± 15 por ciento con respecto a los valores correspondientes obtenidos en otra muestra.
- c) Ensayo O. Integridad de la interfaz de deslizamiento: Se deben aplicar los requisitos del ensayo D3. Además, la muestra de ensayo debe quedar libre de grietas y de cualquier señal de daño
 - d) Ensayo E. Condición sísmica: Se deben aplicar los mismos criterios de aceptación que para los ensayos de condiciones dinámicas
 - e) Prueba B. Bidireccional: No debe haber señal alguna de pandeo, deformación permanente o dislocación en la superficie de la placa de acoplamiento de acero inoxidable
 - f) Ensayo P1. Valor de referencia para el ensayo de producción
 - g) Ensayo P2. Verificación de propiedades: Se debe aplicar el criterio de aceptación del ensayo de condiciones de servicio
 - h) Ensayo P3. Valor de referencia para la influencia del envejecimiento: Se debe considerar en el diseño el cambio del valor de la fricción con respecto al establecido con el ensayo P1.

Para todas las condiciones de carga, el movimiento de las superficies de deslizamiento debe ser suave, de tal manera que no produzca el tipo de vibraciones que resultarían de su trabazón.

La fluctuación de la fuerza lateral se debe limitar a un margen ± 5 por ciento con respecto a la fuerza restauradora promedio para cualquier desplazamiento lateral igual o menor que el 85 por ciento del desplazamiento máximo de ensayo. La fuerza de restauración promedio se debe obtener a partir de la línea recta que mejor ajuste, de acuerdo con una interpolación de mínimos cuadrados, la respuesta delimitada por ± 85 por ciento el desplazamiento máximo.

El coeficiente de fricción y todos los parámetros de desempeño asociados deben quedar dentro de los límites especificados en las Especificaciones de Diseño bajo las condiciones de ensayo especificadas en C.7.4.1.5.

Los límites superior e inferior de los valores de diseño, dependientes de la temperatura, envejecimiento y la vida útil, se deben basar en los resultados de los ensayos de fricción a largo plazo de acuerdo con C.7.4.1.4. Se debe suponer que el cociente de estos valores es igual al cociente de los coeficientes dinámicos de fricción $\mu_{din,max}$ y $\mu_{din,min}$ medidos al final de la fase B bajo la consideración de las temperaturas T_U y T_L , respectivamente. La influencia del envejecimiento en el coeficiente de fricción se debe establecer con el ensayo de envejecimiento de acuerdo con C.7.4.1.6.

Comentario:

La fricción dinámica aporta un mecanismo de disipación de energía al aislador mediante el movimiento controlado de las superficies deslizantes. Por lo tanto, es un parámetro relevante para establecer la respuesta lateral del sistema de aislamiento sísmico.

La fluctuación de la fuerza debida al fenómeno de trabazón en la superficie de deslizamiento depende de la manera en que se conecta el aislador a la máquina de ensayo.

La dependencia de la vida útil hace referencia al cambio en el coeficiente de fricción a largo plazo debido al deslizamiento acumulado durante la vida del sistema estructural aislado.

C.7.1.2.7 Resistencia al desgaste (abrasión)

El desgaste de las superficies de deslizamiento durante su vida útil y como consecuencia de la ocurrencia de un evento con la intensidad sísmica infrecuente, se debe limitar de tal manera que se tenga un margen de seguridad adecuado para el correcto funcionamiento del aislador de acuerdo con los ensayos indicados en C.7.4.1.4 y C.7.4.1.5. Se deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) La reducción del espesor del material deslizante (Figura C.7.2), establecida como la diferencia entre el espesor del material deslizante en 1 o más ubicaciones colocadas simétricamente, medido antes y después del ensayo de capacidad en compresión y corregido por el efecto del flujo plástico, debe ser igual o menor que el 20 por ciento del espesor inicial
- b) La profundidad de cualquier rayón en la superficie de acero inoxidable debe ser igual o menor que 0.05 mm
- c) La deformación de las placas de respaldo debe limitarse de tal manera que la desviación máxima Δz de la superficie curva teórica contenida en el área de acoplamiento de la lámina deslizante, sea igual o menor que el mayor valor entre $0.0003L$ y 0.2 mm, donde L es el diámetro del círculo que circunscribe una o múltiples láminas de material deslizante.

Comentario:

Los elementos deslizantes son componentes críticos de los aisladores deslizantes tipo péndulo de fricción. Mantener en buen estado el material deslizante después de la ocurrencia de sismos intensos evita intervenciones de mantenimiento o rehabilitación, que pueden resultar complicadas y costosas. El fin de la revisión de la resistencia a desgaste es mostrar la capacidad del aislador para sobrevivir sin intervenciones las acciones de servicio y sísmicas durante su vida útil.

La deformación por flujo plástico puede llegar a ser significativa, por lo que debe restarse de la reducción medida del espesor del material deslizante para evaluar correctamente la extensión del desgaste. En ausencia de mediciones más precisas, el cambio de espesor de la capa de material deslizante después de 48 horas de carga constante sin movimiento deslizante puede tomarse como la corrección que se debe aplicar por flujo plástico.

C.7.2 Materiales

C.7.2.1 Material deslizante

Solo se deben utilizar materiales adecuados para la fabricación de los deslizadores tipo péndulo de fricción de acuerdo con lo indicado en la EN 1337-2 o procedimientos ETA equivalentes para apoyos estructurales.

Comentario:

Dentro de los materiales más usados como material deslizante se encuentran las hojas y mallas de politetrafluoroetileno (PTFE) y de polietileno de ultra alto peso molecular (UHMWPE). Para las superficies de deslizamiento primarias es común usar placas lisas de acoplamiento de acero inoxidable.

C.7.2.2 Superficies de acoplamiento

Se admite el uso de acero inoxidable con un espesor mínimo de 2.5 mm. El acero debe cumplir con lo indicado en la EN 10088-2 o en la norma mexicana que aplique. No se admite el uso de recubrimientos de níquel cromo por adherencia química.

Las características de la superficie primaria de deslizamiento deben ser definidas por el fabricante, y se deben considerar durante los ensayos de deslizamiento indicados en C.7.4.1.4 y C.7.4.1.5. En caso de que la superficie primaria de deslizamiento tenga la función de disipar energía, el fabricante debe indicar los requisitos para sus características superficiales de acuerdo con lo indicado en la EN ISO 4287 para la rugosidad R_z y en la EN ISO 6507-2 para la dureza.

Las características superficiales de la superficie secundaria de deslizamiento y de la superficie primaria de deslizamiento cuando esta no deba aportar disipación de energía deben satisfacer lo indicado en las secciones 5.4 y 5.5 de la EN 1337-2.

Se deben realizar ensayos de prototipo y de producción en cada lote de material para verificar que se cumplen con sus requisitos.

Comentario:

Para las superficies de deslizamiento, la EN 15129 admite que las placas de respaldo sean recubiertas con al menos 100µm de cromado duro de acuerdo con la EN ISO 6158, el cual es un recubrimiento de tipo electrolítico. Sin embargo, debido a la falta de experiencia en el mercado internacional con este tipo de recubrimiento y su control de calidad en la aplicación de aisladores sísmicos, por el momento, esta Norma solo considera el uso de acero inoxidable.

C.7.2.3 Lubricantes

Si la superficie de deslizamiento debe quedar lubricada, el material lubricante debe retener sus propiedades dentro del intervalo de temperaturas indicado en las Especificaciones de Diseño, y no debe resinificar o atacar a los demás materiales ubicados en la interfaz de deslizamiento.

Comentario:

El propósito del lubricante es reducir la resistencia a la fricción y reducir problemas de abrasión.

C.7.2.4 Placas de respaldo

Las placas de respaldo se deben fabricar con acero estructural laminado en caliente. También se puede utilizar acero inoxidable o acero fundido. Según proceda, las placas deben seguir lo indicado en la EN 10025, ISO 1083, ISO 3755 o la EN 10088. En su caso, se podrá usar la norma mexicana que aplique.

C.7.3 Diseño

C.7.3.1 Capacidad de carga en compresión

Se debe verificar la capacidad de carga de acuerdo con los incisos 6.3.1 y 6.3.3 de la EN 1337-7.

Para superficies esféricas de deslizamiento con ángulo incluido 2θ igual o menor que 60° , el método de verificación de esfuerzos debe estar en conformidad con la EN 1337-7. Para superficies de deslizamiento esféricas con ángulo incluido 2θ mayor que 60° , la verificación del esfuerzo en compresión se debe llevar a cabo con métodos de cálculo adecuados, tal como el de elementos finitos.

Comentario:

La figura C.7.5 ilustra el ángulo 2θ correspondiente a un aislador tipo péndulo de fricción.

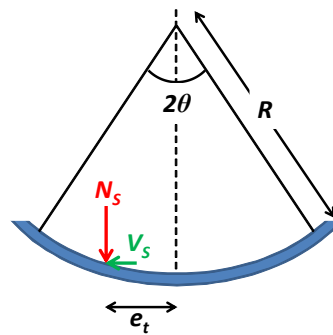


Figura C.7.5 Definición de 2θ y e_t para aislador tipo péndulo de fricción

C.7.3.2 Capacidad de desplazamiento horizontal

Las dimensiones de la superficie de acoplamiento primaria se deben proporcionar de tal manera que en toda condición cubra por completo el material deslizante primario.

Comentario:

Ver figuras C.7.1 y C.7.2.

C.7.3.3 Capacidad de rotación

Las dimensiones de la superficie de acoplamiento secundaria se deben proporcionar de tal manera que en toda condición cubra por completo el material deslizante secundario.

C.7.3.4 Resistencia a la fricción

C.7.3.4.1 General

Aunque durante la deformación lateral del aislador se desarrolla fricción tanto en la superficie primaria de deslizamiento como en la superficie secundaria de deslizamiento, los requisitos para estas dos superficies son diferentes, ya que mientras que la fricción en la primera aporta capacidad para disipar energía, en la segunda es necesario minimizarla para asegurar una distribución adecuada de presión en los materiales deslizantes.

C.7.3.4.2 Fuerza de fricción máxima resistente

Se debe usar el coeficiente de fricción estático μ_{max} para verificar el aislador y la estructura a la que se le incorpora. El valor de diseño de la fuerza de fricción máxima resistente F_{max} se establece como:

$$F_{max} = \mu_{max} N_V \text{signo}(\dot{d}_b)$$

donde $\text{signo}(\dot{d}_b)$ es el signo de la velocidad \dot{d}_b , y d_b el desplazamiento relativo de las dos superficies de deslizamiento.

Para la superficie primaria de deslizamiento, los valores de μ_{max} se deben obtener a partir de ensayos de fricción a largo plazo de acuerdo con C.7.4.1.4. Los valores de diseño para diferentes niveles de presión corresponden a los máximos medidos en las fases A, C y D, al final del ensayo a varias presiones. Los valores intermedios se deben obtener por interpolación lineal o con la ecuación C.7.4. Para presiones menores que $0.08f_k$ o mayores que $0.33f_k$, donde f_k es la resistencia característica en compresión del material deslizante, se debe suponer que el coeficiente de fricción es igual al valor límite correspondiente.

Se debe especificar el valor de T_L en las Especificaciones de Diseño. En ausencia de valores más precisos, se debe utilizar un valor de 0°C .

Cuando se utiliza PTFE lubricado como material deslizante para la superficie secundaria de deslizamiento, su coeficiente de fricción debe cumplir con la sección 4.1 de la EN 1337-2. El coeficiente de fricción de los materiales deslizantes que no cumplan con ese apartado deberá cumplir con los valores especificados en los procedimientos ETA equivalentes para apoyos estructurales.

C.7.3.4.3 Aislamiento por deslizamiento

El comportamiento del aislador durante un evento sísmico se debe regir por las características geométricas y de fricción de la superficie primaria de deslizamiento. Los valores límite superior e inferior del coeficiente dinámico de fricción se deben utilizar para el diseño y verificación del aislador, y para establecer, respectivamente, los valores de K_{Mmax} y K_{Mmin} indicados en 13.2.2.

C.7.3.5 Placas de respaldo

Las placas de respaldo deben ser elementos macizos, sin huecos o nervaduras de aligeramiento, y se deben diseñar y verificar de acuerdo con la sección 6.9 de la EN 1337-2.

Comentario:

Para el uso de la sección 6.9 del EN 1337-2, se requiere adaptar la ecuación 6 que ahí se indica al material de deslizamiento que se use.

C.7.3.6 Separación de superficies de deslizamiento

La separación de las superficies de deslizamiento puede provocar desgaste debido a la contaminación y a una mayor deformación del material de deslizamiento debido a un confinamiento inadecuado. Debido a que esto podría poner en riesgo la aptitud para su uso a largo plazo, se debe considerar $\sigma_p = 0$ como condición para el estado límite de servicio, donde σ_p es la presión de contacto. Por tanto, se debe verificar que $\sigma_p \geq 0$ para cargas de servicio. Para la verificación se debe suponer que el material deslizante es elástico lineal y las placas de respaldo, rígidas.

Para superficies de deslizamiento esféricas con un ángulo incluido 2θ igual o menor que 60° , la condición $\sigma_p \geq 0$ se satisface para condiciones de servicio cuando la excentricidad total e_t es igual o menor que $\frac{L}{8}$, donde L es el diámetro del área proyectada. Para superficies de deslizamiento esféricas con un ángulo incluido 2θ mayor que 60° , la verificación de la condición $\sigma_p \geq 0$ se debe llevar a cabo con métodos de cálculo adecuados, tal como el de elementos finitos.

Comentario:

La excentricidad e_t se ilustra en la figura C.7.5.

C.7.4.1 Ensayos de prototipo

C.7.4.1.1 Requisitos generales

Se deben ensayar el aislador y muestras de los componentes deslizantes para demostrar el cumplimiento de los requerimientos de desempeño especificadas en C.7.1.2.

Los ensayos se deben agrupar de acuerdo con el criterio de que la energía de entrada total al aislador en cada grupo sea igual o menor que 1.5 veces la energía disipada por el aislador durante la intensidad sísmica infrecuente.

Si se requieren ciclos de entrada y salida para la correcta ejecución del ensayo, se debe tener en cuenta la energía de entrada asociada.

Los ensayos se deben realizar a una temperatura de 23 ± 5 °C, a menos que se especifique otra temperatura en C.7.4 o en las Especificaciones de Diseño.

Los resultados obtenidos con ensayos en aisladores similares (dispositivos de referencia) que satisfacen todos los requisitos de C.7.4.1.1 se pueden usar para aisladores nuevos siempre y cuando:

- 1) El desplazamiento de diseño del aislador nuevo quede dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor de diseño de referencia
- 2) La capacidad de carga del nuevo dispositivo quede dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor de diseño de referencia
- 3) Los coeficientes de fricción de diseño son iguales para el dispositivo nuevo y el de referencia
- 4) Los materiales básicos para los elementos deslizantes son iguales para el dispositivo nuevo y el de referencia
- 5) El radio de curvatura de las superficies curvas primarias y secundarias quede dentro de un margen de ± 20 por ciento con respecto al valor de diseño de referencia.

Antes de realizar estos ensayos, se debe precargar al aislador durante 10 minutos con una carga axial en compresión igual a N_{VD} . Se debe medir al final del tiempo de precarga el espesor del material deslizante en tres ubicaciones espaciadas simétricamente, tanto en el elemento deslizante primario como en el secundario, con un dispositivo de medición con una precisión de hasta 0.05 mm. Estos espesores representan los valores de referencia para verificaciones posteriores.

Comentario:

El programa de ensayos implica una energía de entrada total sustancial. Debido a esto, se requiere de cuidado durante la ejecución del programa de ensayos, para asegurar que cualquier ensayo realizado en sucesión rápida no sobrecaliente excesivamente el aislador. Para mantener esto último bajo control, la temperatura en el centro del material de deslizamiento primario debe ser monitoreada y reportada. Es aconsejable dividir el programa de ensayos en grupos. Después de realizar los ensayos correspondientes a un grupo, es importante dejar que el aislador se enfríe a una temperatura especificada por el fabricante antes de realizar el siguiente grupo de ensayos. La energía de entrada es un parámetro esencial que se debe indicar en las Especificaciones de Diseño. Para establecer su valor resultan muy útiles los resultados de los análisis dinámicos paso a paso indicados en 13.2.4

Los ensayos enumerados en C.7.4.1.1 pueden llevarse a cabo en un orden diferente al presentado.

Por razones de seguridad, la medición del espesor del material deslizante se puede llevar a cabo con sensores electrónicos o sustituida por una medición en los dispositivos descargados siempre y cuando se disponga de reglas de conversión apropiadas para la condición cargada.

Si como se muestra en la figura C.7.2, el material deslizante queda empotrado en su placa de apoyo, el espesor del material deslizante corresponde al ancho que sobresale con respecto a la superficie de la placa de apoyo.

C.7.4.1.2 Capacidad en compresión para desplazamiento lateral nulo

Para el ensayo de la capacidad en compresión del aislador, se debe aplicar, para un desplazamiento lateral nulo, una carga constante de $1.3N_{vs}$ durante 1 min. Se debe registrar de manera continua la curva fuerza-desplazamiento vertical.

Comentario:

El objetivo de este ensayo es verificar la capacidad del aislador ante una sobrecarga. Para mayores detalles ver C.7.1.2.2.

C.7.4.1.3 Fuerza de fricción en condiciones de servicio

Para el ensayo de la fuerza máxima de fricción que desarrolla el aislador en condiciones de servicio, se debe aplicar, para un desplazamiento lateral nulo, una carga constante de N_{vs} durante 30 min, tras lo cual se debe aplicar una velocidad de deslizamiento v igual o menor que 0.1 mm/s durante 1 min. Se debe registrar de manera continua la curva fuerza-desplazamiento lateral.

Comentario:

El objetivo de este ensayo es verificar la fuerza lateral máxima de fricción que es capaz de desarrollar el aislador en condiciones de servicio.

C.7.4.1.4 Coeficiente de fricción estático

Se debe llevar a cabo un ensayo de fricción a largo plazo de acuerdo con un programa que se apegue a lo indicado en la tabla C.7.1.

Tabla C.7.1 Programa para ensayo de fricción a largo plazo

Fase	1	2	3	4	5
Tipo	A	B	A	C	D
Distancia	22 m	s_t	22 m	22 m	22 m

Para el ensayo, la probeta debe tener un diámetro de material deslizante L igual a 75 mm, y las superficies de acoplamiento y de material deslizante deben cumplir lo indicado en la EN 1337-2 o ETA equivalente.

Durante las fases A, C y D, se deben medir los coeficientes estáticos de fricción a las diferentes temperaturas indicadas en la tabla C.7.2 y la figura C.7.6.

Tabla C.7.2 Condiciones para el ensayo de fricción

Tipo A (Fases 1 y 3), C (Fase 4), D (Fase 5) ... Temperatura – Programa – Ensayo			
Presión de contacto en el material deslizante	σ_p	Tipo A: $0.33 f_k o^{+3}$ Tipo C: $0.17 f_k o^{+3}$ Tipo D: $0.08 f_k o^{+3}$	MPa
Temperatura	T	0/-10/-20/-35/+35/+21 (± 1)	°C
Gradiente de temperatura		0.5 \pm 1.0	°C / min
Tiempo de precarga	t_{pl}	1	H
Recorrido	s_A	10 $o^{+0.5}$	mm
Tiempo de espera al final de los recorridos	t_0	12 \pm 1	S
Número de ciclos	n	1100	
Velocidad de deslizamiento	v	0.4 $o^{+0.1}$	mm / s
Espera entre fases	t_i	1	H
Tipo B (Fase 2)			
Presión de contacto del material deslizante	σ_p	0.33 $f_k o^{+3}$	MPa
Temperatura	T	21 \pm 1	°C
Gradiente de temperatura		0.5 \pm 1.0	°C / min
Recorrido	s_B	8 $o^{+0.5}$	mm
Número de ciclos	n	$n = \frac{s_t}{2s_B}$	
Velocidad de deslizamiento	v_a	≥ 2	mm/s

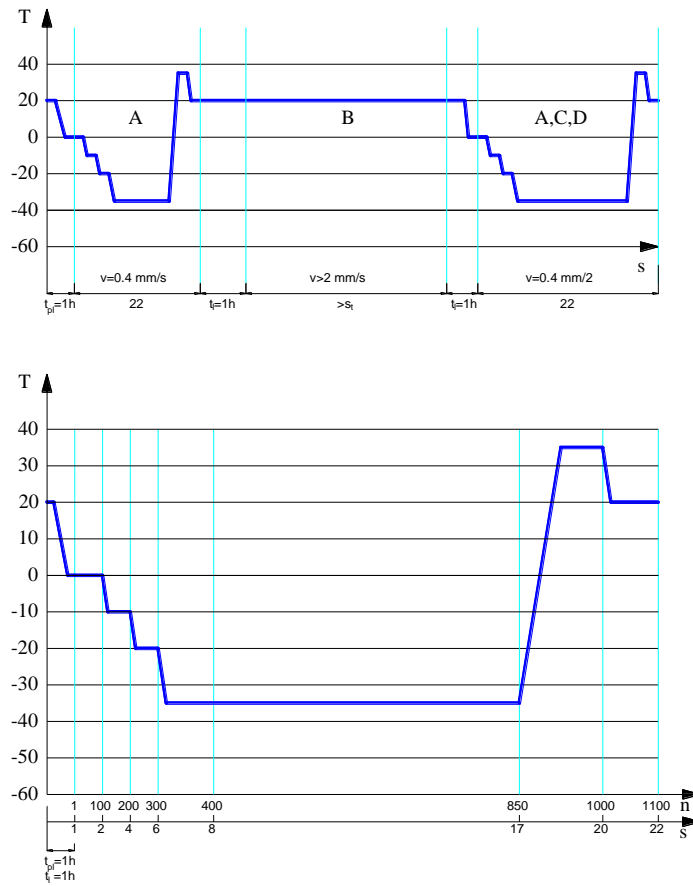


Figura C.7.6 Perfil de temperatura para el ensayo de deslizamiento a largo plazo

Si la temperatura mínima, T_{min} , para el uso previsto se amplía a $-50\text{ }^{\circ}\text{C}$, el intervalo de temperatura para el programa de ensayos de temperatura se debe ampliar de acuerdo con lo mostrado en la figura C.7.7. T_{min} es la temperatura de servicio más baja probable y no es igual a T_L . Si el valor de T_{min} es mayor que la temperatura considerada para algunos de los ensayos que conforman el programa de ensayos de temperatura, la temperatura se mantendrá constante e igual a T_{min} durante ese ensayo.

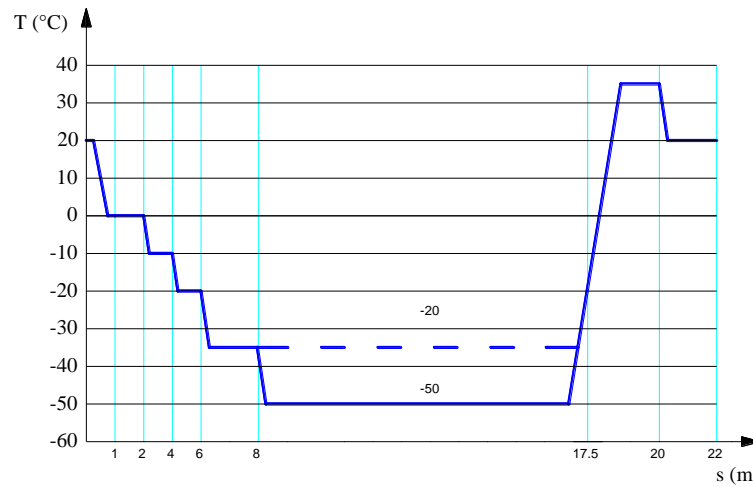


Figura C.7.7 Ejemplo de programa de temperaturas para ensayo de deslizamiento a largo plazo ($T_{min} = -50$ y $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$)

Comentario:

El objetivo del ensayo es determinar el coeficiente de fricción estático de muestras de material, así como la resistencia al desgaste de la superficie primaria de deslizamiento. Los principios de verificación, los términos y definiciones, así como las especificaciones para el equipo de ensayo y las probetas se pueden encontrar en el Anexo D de la EN 1337-2.

En Ciudad de México no se alcanzan temperaturas tan bajas como en Europa, de tal manera que la temperatura mínima que se debe especificar es mucho mayor que la considerada en Europa para hacer los ensayos a bajas temperaturas.

C.7.4.1.5 Ensayos de aislamiento por deslizamiento

El programa de ensayos se debe realizar de acuerdo con la tabla C.7.3. Con base en los resultados de estos ensayos, el/la Proyectista debe ser capaz de establecer los valores del coeficiente de fricción para las diferentes condiciones de carga que use para el diseño del sistema aislado.

Se deben reportar con una gráfica fuerza-desplazamiento los ciclos de histéresis para cada ensayo dentro del programa.

Se debe usar para los ensayos, una variación sinusoidal del tipo $d(t) = d_0 \text{sen}(2\pi f_0 t)$ para la historia de desplazamiento en el tiempo. El valor de la frecuencia de ensayo f_0 [Hz] se debe establecer en relación con la amplitud del ciclo histérico d_0 [mm] de tal manera que, para cada ensayo, la velocidad máxima durante el ciclo $v_0 = 2\pi f_0 d_0$ [mm/s] sea igual al valor especificado de v_{dmax} .

El coeficiente dinámico de fricción μ_{din} se debe evaluar como sigue:

- a) Para el primer ciclo:

$$\mu_{din,1} = \frac{H_1}{4N_s d_0} \tag{C.7.2}$$

- b) Para 3 ciclos:

$$\mu_{din,3} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \frac{H_i}{4N_s d_0} \tag{C.7.3}$$

donde H_i es el área contenida en el i -ésimo ciclo de histéresis; y N_s la carga axial considerada para el ensayo.

Tabla C.7.3 Matriz de programa de ensayos para verificar el comportamiento del aislador deslizante

Condición	Ensayo	Carga de compresión N_s [kN]	Desplazamiento d_0 [mm]	Velocidad máxima v_0 [mm/s]	Número de ciclos completos
Servicio	S	N_{Vs}	Movimiento no sísmico máximo	5	20
Referencia	P1	N_{Vs}	$1.0 D_{TM}$	50	3
Dinámica 1	D1	N_{Vs}	$0.25 D_{TM}$	$0.25 (2\pi f_0 D_{TM})$	3
Dinámica 2	D2		$0.5 D_{TM}$	$0.5 (2\pi f_0 D_{TM})$	3
Dinámica 3	D3		$1.0 D_{TM}$	$2\pi f_0 D_{TM}$	3
Integridad de la interfase de deslizamiento	O	N_{Vs}	$1.0 D_{TM}$	$2\pi f_0 D_{TM}$	3
Sísmica	E	N_{max} y N_{min}	$1.0 D_{TM}$	$2\pi f_0 D_{TM}$	3
Bidireccional	B	N_{Vs}	$1.0 D_{TM}$	$2\pi f_0 D_{TM}$	3
Verificación de propiedad	P2	N_{Vs}	$1.0 D_{TM}$	$2\pi f_0 D_{TM}$	3
Envejecimiento	P3	N_{Vs}	$1.0 D_{TM}$	50	3

El ensayo B se debe llevar a cabo bajo la aplicación simultánea de una señal con una variación sinusoidal de desplazamiento en dos direcciones perpendiculares. Si el equipo de ensayo no tiene capacidad para llevar a cabo el ensayo B, se puede completar el ensayo tras rotar 90° el aislador de tal manera de involucrar una trayectoria perpendicular de desplazamiento a la considerada en ensayos anteriores.

La rigidez K_2 se debe obtener, como se muestra en la figura C.7.8, a partir de la línea recta que mejor ajuste, de acuerdo con una interpolación de mínimos cuadrados, la respuesta delimitada por 95 por ciento del desplazamiento máximo en cada sentido de la dirección del ensayo. Se debe obtener un valor de K_2 para cada una de las porciones superior e inferior del ciclo histérico, y además obtener el promedio de estos dos valores.

Al final del programa de ensayos contenido en la tabla C.7.3, se debe medir de nuevo el espesor del material deslizante en presencia de una carga axial N_{vs} con un dispositivo de medición con una precisión de hasta 0.05mm, en las mismas ubicaciones que se usaron para evaluar los valores de referencia de acuerdo con C.7.4.1.1; tras lo cual se desensamblará el aislador para una inspección visual e instrumental.

Comentario:

El objetivo de los ensayos de C.7.4.1.5 es verificar el comportamiento dinámico de los aisladores en términos de propiedades como el coeficiente de fricción, capacidad de disipación de energía y estabilidad ante la repetición de ciclos.

Por lo general, para poder establecer el valor del coeficiente μ para diferentes condiciones de carga, el/la Proyectista debe ser capaz de establecer una expresión para esta propiedad en función de la presión de contacto σ_p . Por ejemplo, para un material termoplástico se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$\mu = \frac{C_\mu}{\sqrt{\sigma_p}} \tag{C.7.4}$$

donde C_μ es una constante.

Debido a que el coeficiente μ depende, además y entre otras cosas, del tipo de material deslizante, la rugosidad de las superficies de contacto, la temperatura y la velocidad, el/la Proyectista debe tomar en cuenta todo esto para establecer su valor para las diferentes condiciones de carga.

La ecuación para obtener un patrón de "hoja de trébol" es la siguiente:

$$(x^2 + y^2)^3 = x^2y^2 \tag{C.7.5}$$

La Figura C.7.6 muestra el intervalo de desplazamientos para el cual debe estimarse la rigidez K_2 .

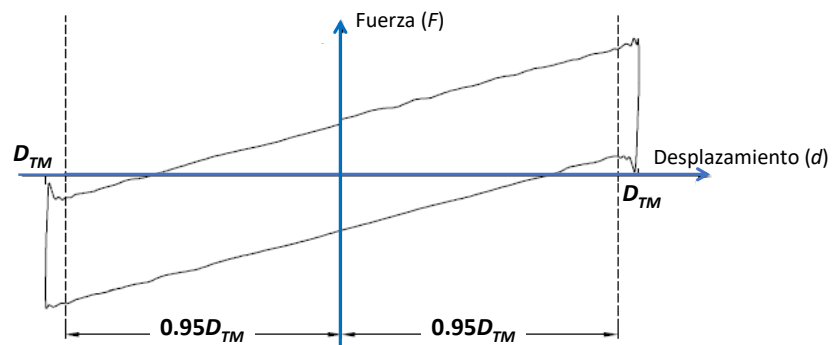


Figura C.7.8 Intervalo de desplazamientos que debe considerarse para estimar K_2

A menos que se indique algo diferente en las Especificaciones de Diseño, la rigidez K_2 para un ciclo debe ser el promedio entre las correspondientes a las porciones superior e inferior de esos ciclos.

C.7.4.1.6 Ensayo de envejecimiento

El ensayo de envejecimiento se debe llevar a cabo con muestras de los elementos deslizantes que hayan sido previamente ensayados de acuerdo con las condiciones del ensayo P1 de la tabla C.7.3, para determinar el cambio del coeficiente dinámico de fricción.

Se deben aplicar al ensayo de envejecimiento los requisitos del ensayo P3 de la tabla C.7.3. Antes del ensayo P3, se debe exponer al material deslizante durante 14 días a una temperatura de 70 °C en condiciones anaeróbicas. El coeficiente dinámico de fricción no debe cambiar en más de 20 por ciento debido al envejecimiento después del ensayo P3.

Comentario:

El objetivo del ensayo es verificar, mediante una prueba de envejecimiento acelerado, la influencia del envejecimiento del material deslizante en términos de su resistencia a la fricción.

Este ensayo suele hacerse solo una vez con fines de certificación de los dispositivos.

C.7.4.2 Ensayos de producción

C.7.4.2.1 Ensayo para la verificación de propiedades

Un aislador completo a escala natural por lote de producción se debe someter a ensayos de producción de acuerdo con lo siguiente:

- a) Capacidad en compresión (C.7.1.2.2 y C.7.4.1.2)
- b) Resistencia de fricción máxima en condiciones de servicio (C.7.1.2.5 y C.7.4.1.3)
- c) Ensayo P1 (C.7.1.2.6 y C.7.4.1.5).

Para efectos de los ensayos de producción, un lote de producción debe ser un conjunto de no más de 20 unidades idénticas. Los aisladores diseñados para diferentes movimientos debidos a acciones no sísmicas se consideran idénticos con este propósito si todos los demás parámetros de diseño son iguales.

Si la capacidad de carga de un aislador excede en 20 por ciento el peso total de la superestructura, se debe duplicar el número de unidades de producción sometidas a ensayos de producción para ese lote. Se debe aplicar este mismo requisito de acuerdo con lo indicado para los ensayos de prototipo.

C.7.4.2.2 Ensayo de los materiales

Los ensayos de materias primas y componentes se deben llevar a cabo de acuerdo con la tabla 16 de la EN 1337-2 o en presencia de otros materiales deslizantes las regulaciones equivalentes de la ETA correspondiente.

Comentario:

El respectivo ensayo de fricción a corto plazo se puede utilizar para la evaluación de la conformidad de un material no lubricado en superficies primarias de deslizamiento.

C.7.5 Fabricación, ensamblado y tolerancias

C.7.5.1 Elementos deslizantes

Los materiales deslizantes se deben fijar al dispositivo de acuerdo con lo indicado en el inciso 7.1.1 de la EN 1337-2 o los métodos especificados en ETAs equivalentes.

La desviación máxima Δz de la superficie curva teórica contenida en el área de la placa de acoplamiento debe ser igual o menor que el mayor valor entre $0.0003L$ y 0.2 mm. Se debe asegurar que la placa de acoplamiento quede en contacto total con la placa de respaldo en el área que estará en contacto con el material deslizante.

C.7.5.2 *Lubricación*

Después de la limpieza y antes del ensamblado, la lámina deslizante de la superficie secundaria de deslizamiento se debe lubricar de acuerdo con la EN 1337-2 de forma que se llenen todas las cavidades.

Se debe evitar cualquier contaminación del material de deslizamiento con lubricante para la superficie primaria de deslizamiento.

C.7.5.3 *Placas de respaldo*

La superficie de la placa de respaldo en contacto con los materiales deslizantes o con las placas de anclaje y nivelado deben ser tratadas de tal manera que la desviación máxima Δz con respecto a la superficie curva teórica sea igual o menor que el mayor valor entre $0.0003d_2$ y 0.2 mm, donde d_2 es la longitud de la diagonal o diámetro de la placa de respaldo.

C.7.5.4 *Ensamblado*

Todos los dispositivos se deben ensamblar en las instalaciones del fabricante. Se deben proporcionar seguros temporales para que sea posible transportar el producto ensamblado en un embalaje protector, de tal manera que el aislador permanezca intacto cuando se desempaque e instale. El embalaje debe ser adecuado en términos de evitar daños por impacto, así como la contaminación por polvo y humedad durante el transporte y almacenamiento. Todos los dispositivos se deben entregar listos para instalación y debidamente marcados con códigos de identificación. Los dispositivos se deben marcar con una placa en su superficie superior para una clara identificación en cuanto a su ubicación y orientación. No se debe desensamblar el aislador en el sitio de la construcción sin la supervisión del fabricante.

C.7.5.5 *Protección contra la contaminación y la corrosión*

Cuando la lámina de acero inoxidable se fije por medio de la unión completa del área o mediante una soldadura continua de filete, y la superficie de la placa de respaldo a la que se une dicha lámina esté libre de óxido o agentes contaminantes, no se requiere de algún tratamiento adicional de la superficie de la placa de respaldo que queda por debajo de la lámina de acero inoxidable. En caso de que se use soldadura discontinua de filete, se debe proporcionar algún mecanismo para evitar la posible contaminación por humedad de dicha superficie.

Las áreas de la placa de respaldo ubicadas por debajo del material deslizante y láminas de acero inoxidable que se fijen por medio de confinamiento, atornillado o remachado, se deben proteger con una capa de primer (espesor de película seca de 20 a 100 μm).

Se deberá prevenir la contaminación de la superficie de deslizamiento por medio de aditamentos. Tales aditamentos se deben poder retirar de forma sencilla con fines de inspección.

Antes de su ensamblado, se deben limpiar las superficies deslizantes. Durante el ensamblado se deberán tomar medidas necesarias para evitar la contaminación de las superficies deslizantes.

C.7.5.6 *Superficie de referencia para la instalación*

Para garantizar la alineación de los aisladores de acuerdo con la EN 1337-11, se debe usar una superficie de referencia o instalar sobre el aislador algún dispositivo adecuado. La desviación en paralelo de la superficie de referencia con respecto a la proyección de plano de la superficie primaria de deslizamiento no debe exceder 0,001 rad.

La instalación del dispositivo se debe llevar a cabo de acuerdo con la EN 1337-11.

C.7.6 *Deslizadores planos*

C.7.6.1 *Requisitos*

Los elementos deslizantes de los deslizadores planos deben cumplir con la EN 1337-2 o quedar cubiertos por una ETA.

Los elementos deslizantes se deben combinar con un elemento giratorio de acuerdo con la EN 1337-1.

Cuando se utilicen deslizadores planos para disipar energía, en adición a resistir y transmitir cargas verticales y proveer flexibilidad lateral a la estructura aislada, sus elementos deslizantes deben cumplir lo indicado en C.7.1. Los deslizadores planos se deben utilizar como complemento a aisladores sísmicos que aporten la capacidad requerida de recentrado al sistema de aislamiento.

Comentario:

Puede verse a los deslizadores planos como el caso límite en que un deslizador tipo péndulo de fricción exhibe un radio de curvatura R infinito.

Los deslizadores tipo péndulo de fricción exhiben capacidad de recentrado que resulta de la curvatura de sus superficies deslizantes. Los dispositivos deslizantes de superficie plana carecen de esta capacidad.

C.7.6.2 *Materiales*

Los materiales deben cumplir con lo indicado C.7.2.

C.7.6.3 *Diseño*

El diseño debe ajustarse a lo indicado C.7.3.

C.7.6.4 *Ensayos*

Los ensayos deben cumplir con lo indicado C.7.4.

C.7.6.5 *Fabricación, ensamblado y tolerancias*

La fabricación, ensamblado y tolerancias deben cumplir con lo indicado en C.7.5.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

REFERENCIAS EN LOS COMENTARIOS

- AASHTO (2017). AASHTO LRFD bridge design specifications. Washington, D. C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Aguilar, G., Cano, G. y Alcocer, S. (1994), Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales, Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas.
- Alcocer, S. (1997), Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz.
- Alcocer, S., Aguilar, G., Flores, L., Durán, R., López-Bátiz, O., Pacheco, M. y Mendoza, M. (1999), El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999, Centro Nacional de Prevención de Desastres (SEGOB-UNAM).
- Avilés, J. y Pérez-Rocha, L. (2003), Soil-structure interaction in yielding systems, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(11), 1749-1771.
- Avilés, J. y Pérez-Rocha, L. (2005), Design concepts for yielding structures on flexible foundation, *Engineering Structures*, 27(3), 443-454.
- Avilés, J. y Pérez-Rocha, L. (2011), Use of global ductility for design of structure-foundation systems, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7), 1018-1026.
- Barragán, R., Arias, J., Vázquez, A. y Alcocer, S. (2005), Comparación de la respuesta dinámica del ensayo de viviendas a escala de uno, dos y tres niveles de mampostería confinada, Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Dobry, R. y Gazetas, G. (1988), Simple method for dynamics stiffness and damping of floating pile groups, *Geotechnique*, 38(4), 557-574.
- EERI & SMIS (2006), El sismo de Tecomán, México del 21 de enero de 2003, S. Alcocer y R. Klingner Editores.
- Eser, M. y Aydemir, C. (2011), The effect of soil-structure interaction on inelastic displacement ratio of structures, *Structural Engineering and Mechanics*, 39(5), 683-701.
- Gazetas, G. (1991), Foundation vibrations, *Foundation Engineering handbook* (págs. 553-593). US: Springer.
- Ghannad, M. y Ahmadnia, A. (2006), The effect of soil-structure interaction on inelastic structural demands, *European Earthquake Engineering*, 20(1), 23.
- INEEL (2017), Diseño por Sismo, Manual de Diseño de Obras Civiles. México: Comisión Federal de Electricidad.
- Kausel, E., Whitman, R., Morray, J. y Elsabee, F. (1978), The spring method for embedded foundations, *Nuclear Engineering and design*, 48(2-3), 377-392.
- Lu, X., Ye, L. y Li, M. (2014), Influence of minimum base shear force on the collapse resistance of super tall buildings, *Proceedings Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Anchorage, Alaska.
- Medeot R. (2004), Re-centering capability evaluation of seismic isolation systems based on energy concepts, Memorias 13avo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Artículo No. 3106.
- Meek, J. y Wolf, J. (1991), Insights on cut off frequency for foundation on soil layer, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 20(7), 651-665.
- Ordaz M. y Pérez Rocha, L. (1998), Estimation of strength-reduction factors for elasto plastic systems: a new approach, *Earthquake engineering and Structural Dynamics*, 27(9), 889-901.

- Pacific Earthquake Engineering Center (2017), Tall Buildings Initiative Guidelines for performance based seismic design of tall buildings Version 2.03, Universidad de California en Berkeley.
- PEER/ATC-72-1 (2010), Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, Applied Technology Council.
- Pérez-Gavilán, J., Pérez, A., Flores, L., Jean, R., Cesin, J., Tena, A. y Hernández, O. (2017), Relevant aspects of the new Mexico City's code for the design and construction of masonry structures, Memorias del 16° Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica. Santiago, Chile.
- Poulos, H. (1968), Analysis of the settlement of pile groups, *Geotechnique*, 18(4), 449-471.
- Rodriguez, M., Restrepo, J. y Carr, A. (2002), Earthquake induced floor horizontal accelerations in buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 693-718.
- Rodríguez, M., Reinoso, E., Núñez, J. y Restrepo, J. (2023), Aceleraciones de piso para el diseño sísmico de diafragmas, Apéndices, y elementos no estructurales en edificios, Memorias del XXIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara.
- Roesset, J. M. y Scaletti, H. (1979), Nonlinear effects in dynamic soil-structure interaction, Proceedings 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Rotterdam, Holanda.
- Rosenblueth, E. y Reséndiz, D. (1988), Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz-Gómez, S. E. (2011), Recomendaciones para el diseño de edificios con disipadores de energía (en el marco de las NTCDS del RCDF) con comentarios, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz Gómez, S. E. (2019), Comentarios al Apéndice B (Edificios con disipadores de energía sísmica) de las NTCS-2017, Serie Investigación y Desarrollo, SID 706, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz Gómez, S. E. y Orellana Ojeda, M. A. (2021), Factores de amortiguamiento para espectros de desplazamiento de sistemas con disipadores de energía histeréticos, *Ingeniería sísmica*, 105, 31-58.
- Ruiz Gómez, S. E., Orellana Ojeda, M. A. y Santos Santiago, M. A. (2021), Factores de reducción de espectro para diseño de estructuras con amortiguamiento suplementario de tipo viscoso no lineal, Informe del Instituto de Ingeniería UNAM, para el ISCDF.
- Sieffert, J. y Cevaer, F. (1992), Handbook of impedance functions: Surface foundations, Ouest editions.
- Valenzuela-Beltrán, F. y Ruiz-Gómez, S. (2017), Factores de amplificación de espectros de diseño sísmico para estructuras con asimetría en fluencia, Serie de Investigación y Desarrollo, SID 701, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Valenzuela-Beltrán, F., Ruiz-Gómez, S., Reyes-Salazar, A. y Terán-Gilmore, A. (2018), Factores de amplificación de resistencia para estructuras con comportamiento asimétrico, *Revista de Ingeniería Sísmica*, 99, 48-81.
- Zepeda, J., Ojeda, M. y Alcocer, S. (1997), Comportamiento ante cargas laterales de muros de tabique perforado y multiperforado de arcilla, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México.