

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA****ÍNDICE****DEFINICIONES****1. CONSIDERACIONES GENERALES**

- 1.1 Alcance
- 1.2 Unidades
- 1.3 Clasificación estructural de la madera maciza de origen nacional
- 1.4 Dimensiones
- 1.5 Contenido de humedad
- 1.6 Madera importada
- 1.7 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas
- 1.8 Cargas vivas concentradas para diseño de pisos de madera
- 1.9 Acciones accidentales

**2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO**

- 2.1 Métodos de diseño
- 2.2 Valores especificados de resistencia y rigideces
- 2.3 Factores de resistencia
- 2.4 Valores modificados de resistencia y rigideces
  - 2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada, madera laminada y bambú
  - 2.4.2 Factores de modificación para uniones
- 2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera y bambú
- 2.6 Encharcamiento en techos planos

**3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA**

- 3.1 Miembros en tensión
- 3.2 Miembros bajo cargas transversales
  - 3.2.1 Requisitos generales
    - 3.2.1.1 Claro de cálculo
    - 3.2.1.2 Recortes
  - 3.2.2 Resistencia a flexión
  - 3.2.3 Estabilidad lateral
    - 3.2.3.1 Requisitos generales
    - 3.2.3.2 Cálculo del factor de estabilidad lateral,  $\phi$
  - 3.2.4 Resistencia a cortante
    - 3.2.4.1 Sección crítica
    - 3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño
    - 3.2.4.3 Factor de recorte,  $K_r$
- 3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión
  - 3.3.1 Requisito general
  - 3.3.2 Fórmula de interacción para flexión uniaxial
  - 3.3.3 Efectos de esbeltez
    - 3.3.3.1 Longitud sin soporte lateral
    - 3.3.3.2 Longitud efectiva
    - 3.3.3.3 Limitaciones
  - 3.3.4 Momentos en los extremos
  - 3.3.5 Momentos debido a encorvadura
  - 3.3.6 Fórmula de interacción para flexión biaxial
- 3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión
  - 3.4.1 Momento uniaxial y tensión
  - 3.4.2 Momento biaxial y tensión
- 3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo  $\theta$  respecto a la fibra de la madera diferente de  $0^\circ$ 
  - 3.5.1 Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ( $\theta=90^\circ$ )
  - 3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo
  - 3.5.3 Cargas aplicadas a un ángulo  $\theta$  con respecto a la dirección de la fibra

**4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS A BASE DE MADERA**

- 4.1 Requisitos del material
- 4.2 Orientación de los esfuerzos

- 4.3 Resistencia a carga axial
  - 4.3.1 Resistencia a tensión
  - 4.3.2 Resistencia a compresión
  - 4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo  $\theta$  con la fibra de las chapas exteriores
- 4.4 Placas en flexión
  - 4.4.1 Flexión con cargas normales al plano de la placa
  - 4.4.2 Flexión con cargas en el plano de la placa
- 4.5 Resistencia a cortante
  - 4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión
  - 4.5.2 Cortante a través del grosor
- 4.6 Aplastamiento

## **5. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MADERA LAMINADA**

- 5.1 Consideraciones generales

## **6. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS DE BAMBÚ**

- 6.1 Consideraciones generales
- 6.2 Miembros en tensión
- 6.3 Miembros bajo cargas transversales
  - 6.3.1 Recortes
  - 6.3.2 Resistencia a flexión
  - 6.3.3 Estabilidad lateral
    - 6.3.3.1 Requisitos generales
  - 6.3.4 Resistencia a cortante
    - 6.3.4.1 Resistencia a cortante de diseño
- 6.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión
  - 6.4.1 Resistencia a carga axial
- 6.5 Compresión o aplastamiento actuando en un ángulo  $\theta$  respecto al eje del culmo diferente a  $0^\circ$

## **7. DEFLEXIONES**

- 7.1 Madera maciza
- 7.2 Madera contrachapada

## **8. ELEMENTOS DE UNIÓN**

- 8.1 Consideraciones generales
  - 8.1.1 Alcance
  - 8.1.2 Resistencia a corte
- 8.2 Clavos
  - 8.2.1 Alcance
  - 8.2.2 Configuración de las uniones
  - 8.2.3 Dimensiones de uniones clavadas con madera maciza
    - 8.2.3.1 Resistencia lateral
    - 8.2.3.2 Resistencia a extracción de clavos lanceros
  - 8.2.4 Dimensiones de uniones clavadas con madera contrachapada
- 8.3 Pernos y pijas
  - 8.3.1 Requisitos comunes
    - 8.3.1.1 Contacto entre las piezas unidas
    - 8.3.1.2 Agujeros
    - 8.3.1.3 Grupos de elementos de unión
    - 8.3.1.4 Rondanas
  - 8.3.2 Requisitos particulares para pernos
    - 8.3.2.1 Consideraciones generales
    - 8.3.2.2 Grosos efectivos de las piezas
    - 8.3.2.3 Espaciamiento entre pernos
  - 8.3.3 Resistencia de uniones con pernos
    - 8.3.3.1 Resistencia lateral
    - 8.3.3.2 Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas
  - 8.3.4 Requisitos particulares para pijas
    - 8.3.4.1 Consideraciones generales
    - 8.3.4.2 Colocación de las pijas en las uniones
    - 8.3.4.3 Penetración de las pijas
  - 8.3.5 Resistencia de uniones con pijas

- 8.3.5.1 Resistencia a la extracción
- 8.3.5.2 Resistencia lateral
- 8.4 Uniones con placas dentadas o perforadas
- 8.4.1 Consideraciones generales
- 8.4.2 Dimensionamiento
- 8.5 Uniones con bambú
- 8.5.1 Dimensionamiento

## **9. EJECUCIÓN DE OBRAS**

- 9.1 Consideraciones generales
- 9.2 Normas de calidad
- 9.3 Contenido de humedad
- 9.4 Protección a la madera
- 9.5 Pendiente mínima de los techos
- 9.6 Tolerancias
- 9.7 Transporte y montaje

## **10. RESISTENCIA AL FUEGO**

- 10.1 Medidas de protección contra fuego
- 10.1.1 Especificaciones de diseño en relación a protección contra fuego en viviendas de madera
- 10.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos
- 10.1.3 Características de quemado superficial de los materiales de construcción
- 10.2 Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones
- 10.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados
- 10.2.2 Ejecución de uniones

## **APÉNDICE A – PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCIÓN PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA**

- A.1 Aplicación
- A.2 Propiedades de la sección

## **APÉNDICE B - CLASIFICACIÓN DEL BAMBÚ ESTRUCTURAL**

- B.1 Alcance
- B.2 Especificaciones para bambú de uso estructural

## **APÉNDICE C – PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGAS DE MADERA LAMINADA DE CONÍFERAS**

### **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA**

#### **DEFINICIONES**

##### **Columnas o postes**

Elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada por tener gran separación entre sí.

##### **Conicidad**

Diferencia de los promedios de los diámetros de los extremos de una pieza de bambú, dividida por la longitud de la pieza.

##### **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 o bambú expresado como un porcentaje de su peso anhidro.

##### **Contenido de humedad en equilibrio**

Contenido de humedad que alcanzan la madera o el bambú en condiciones estables de humedad relativa y temperatura.

**Cubierta**

Duelas, tablas o placas de madera contrachapada, placas 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 o bambú poco espaciados.

**Culmo**

Tallo de los bambúes, equivalente al tronco del árbol.

**Curvatura**

Deformación de un elemento estructural de su eje longitudinal, provocando momentos flexionantes en madera o bambú bajo cargas axiales. En bambú se limita a 0.33 % de su longitud, se mide colocando la pieza sobre una superficie plana y la distancia mayor de la deformación es la que se evalúa.

**Chapa**

Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial o por rebanado de una troza.

**Peso específico**

Peso por unidad de volumen. En el caso de la madera o el bambú debe especificarse el contenido de humedad al que se determinaron el peso y el volumen.

**Densidad relativa básica**

Peso anhidro de la madera o el bambú 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.

**Entrenudo**

Porción del culmo comprendida entre dos nudos.

**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 o del bambú.

**Forro**

Sinónimo de cubierta. Materiales que se usan en muros para integrar un sistema que funciones como diafragma o muros de cortante.

**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 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**

Placa compuesta 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.

**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.

**Piezas húmedas**

Elementos de madera aserrada o bambú cuyo contenido de humedad es mayor que 18 por ciento.

**Piezas secas**

Elementos de madera aserrada o bambú cuyo contenido de humedad es igual o menor que 18 por ciento.

**Orientación de las fibras**

Disposición de las fibras con respecto al eje longitudinal del tronco del árbol o culmo del bambú, en el caso de la madera su dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

**Pies derechos**

Piezas de sección rectangular o cilíndrica como el bambú que forman parte de sistemas de muros, y generalmente soportan cargas de compresión paralela a la fibra.

**Placas de tiras orientadas (OSB)**

Placas 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.

**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.

## Viguetas

Elementos de madera sometidos a flexión y que están colocados a distancias cortas (menores que 1.22 m) entre sí, unidos por una cubierta de duelas, o madera contrachapada, o algún otro material que funcione como rigidizante.

## NOTACIÓN

A	área total de la sección, mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
A <sub>1</sub>	área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada, mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
A <sub>a</sub>	área de la superficie de apoyo por aplastamiento, mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
A <sub>1</sub>	superficie de apoyo de la pija igual a D <sub>1p</sub> , mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
A <sub>m</sub>	área bruta del elemento principal, mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
A <sub>n</sub>	área neta del elemento igual a A <sub>m</sub> menos el área proyectada del material eliminado para conectores o cualquier otro tipo de corte, mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
A <sub>s</sub>	suma de las áreas brutas de las piezas laterales, mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
B	ancho de la sección transversal, mm (cm)
C	factor para obtener los valores efectivos de propiedades geométricas de madera contrachapada (tabla A.1)
CH	contenido de humedad (%) (sección 1.5)
C <sub>FE</sub>	factor de corrección para cálculo de estabilidad lateral
C <sub>s</sub>	factor de esbeltez (inciso 3.2.3.2)
D	diámetro del conector, mm (cm)
D <sub>e</sub>	diámetro exterior promedio del culmo, mm
D <sub>i</sub>	diámetro interior promedio del culmo, mm
D <sub>o</sub>	diámetro o lado de la rondana (tabla 6.3), mm (cm)
D	peralte de la sección, mm (cm)
d <sub>e</sub>	peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores (inciso 6.1.2), mm (cm)
d <sub>r</sub>	profundidad del recorte (inciso 3.2.4.3), mm (cm)
E <sub>0,05</sub>	módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
E <sub>0,50</sub>	módulo de elasticidad promedio, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
e <sub>b</sub>	excentricidad por encorvadura, mm (cm)
e <sub>r</sub>	longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte (inciso 3.2.4.3), mm (cm)
F <sub>R</sub>	factor de resistencia
f <sub>cr</sub>	esfuerzo crítico utilizado en cálculos de flexión y compresión uniaxial
f <sub>cu</sub>	valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>cu</sub> '	valor especificado de esfuerzo en compresión paralelo a la fibra, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>fu</sub>	valor modificado de esfuerzo en flexión, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>fu</sub> '	valor especificado de esfuerzo en flexión, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>nu</sub>	valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>nu</sub> '	valor especificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>ru</sub>	valor modificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>ru</sub> '	valor especificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>tu</sub>	valor modificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>tu</sub> '	valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>uc</sub>	esfuerzo de compresión último de diseño que actúa sobre un elemento, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>uf</sub>	esfuerzo de flexión último de diseño que actúa sobre un elemento, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>vgu</sub>	valor modificado de esfuerzo cortante a través del grosor, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>vgu</sub> '	valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>vu</sub>	valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
f <sub>vu</sub> '	valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
G <sub>0,50</sub>	módulo de rigidez promedio, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
g	grosor promedio del culmo
I	momento de inercia de la sección, mm <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> )
I <sub>1</sub>	momento de inercia efectivo en la dirección considerada, mm <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> )
J <sub>a</sub>	factor de modificación para clavos lanceros
J <sub>d</sub>	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 pijas
$J_p$	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
$K_h$	factor de modificación por contenido de humedad para dimensionamiento de secciones
$K_p$	factor de modificación por peralte
$K_r$	factor de modificación por recorte
$K_v$	factor de modificación por condición de apoyo o compartición de carga en cortante
$k$	factor para determinar la longitud efectiva de columnas (inciso 3.3.3.2)
$L$	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)
$M_p$	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 placas contrachapadas, 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 $\theta$ 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 (inciso 3.3.5), 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 giro mínimo de la sección, mm (cm)
$S$	módulo de sección, mm <sup>3</sup> (cm <sup>3</sup> )
$S_1$	módulo de sección efectivo en la dirección considerada, mm <sup>3</sup> (cm <sup>3</sup> )
$T_R$	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 de la placa de madera contrachapada, mm (cm)
$t_1$	grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión, mm (cm)
$t_e$	grosor efectivo de la placa 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 placas de madera contrachapada, N (kg)
$Y_e$	resistencia en extracción modificada para pijas, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$Y_e'$	resistencia en extracción especificada para pijas, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$Y_u$	resistencia lateral modificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$Y_u'$	resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\gamma$	densidad relativa igual a peso anhidro / volumen verde
$\theta$	ángulo formado entre la dirección de la carga y la dirección de la fibra
$\phi$	factor de estabilidad lateral en vigas (inciso 3.2.3)

## 1. CONSIDERACIONES GENERALES

### 1.1. Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada, nacional e importada, de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio,  $\gamma$ , sea igual o superior a 0.30, a elementos estructurales como placas madera contrachapada o de partículas, madera laminada y bambú.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas que se usan en la construcción se clasifican en coníferas y latifoliadas. En la tabla 1.1.1 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.

El valor de  $E_{0.05}$  debe ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

**Tabla 1.1.1 Grupos de maderas latifoliadas**

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$	
	MPa	(kg/cm <sup>2</sup> )
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)

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 Administración.

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 Administración.

### 1.2 Unidades

Las disposiciones de estas Normas se presentan en unidades del sistema internacional, y entre paréntesis en sistema métrico MKS.

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.

### 1.3 Clasificación estructural de la madera maciza de origen nacional

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 “Especificaciones y métodos de ensayo para la calificación y clasificación visual de madera dimensionada de pino para usos estructurales”, 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 “Clasificación visual para maderas latifoliadas de uso estructural”.

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por la Administración.

### 1.4 Dimensiones

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la norma NMX-C-224-ONNCCE-2001 "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción". 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

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 o bambú secos 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

El mercado de la madera en la industria de la construcción en la Ciudad de México, está constituido por madera de origen nacional e importada. 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

Para el diseño de cubiertas se consideran como anchos, b, de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en la sección 1.8, los valores de la tabla 1.1.2, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

**Tabla 1.1.2 Anchos, b, para soporte de cargas concentradas en cubiertas**

Condición	b
Duelas a tope <sup>1</sup>	Ancho de una duela
Duelas machihembradas <sup>2</sup>	2 × ancho de una duela + 150 mm, pero no más de 450 mm
Madera contrachapada o tableros OSB <sup>3</sup>	610 mm

<sup>1</sup> Grosor mínimo 19 mm;

<sup>2</sup> Grosor mínimo 13 mm;

<sup>3</sup> Grosor mínimo 9 mm.

### 1.8 Cargas vivas concentradas para diseño de pisos de madera

Para el diseño de pisos ligeros de madera se deben tomar en consideración las disposiciones señaladas en el inciso 6.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, con las siguientes observaciones relacionadas con las cargas vivas concentradas:

a) En el caso de sistemas de piso ligeros de madera con cubierta rigidizante destinados a habitación (inciso a) de la tabla 6.1.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) se considerará en lugar de  $W_m$ , cuando sea más desfavorable una carga concentrada de 1.2 kN (120 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.

b) Se considerarán sistemas de piso ligeros de madera aquellos formados por tres o más miembros a base de madera, aproximadamente paralelos y separados entre sí por no más de 813 mm, y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera adecuadamente clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

c) En el caso de sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante definidos como en la nota anterior, pero destinados a oficinas, despachos y laboratorios (inciso b) de la tabla 6.1.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, se considerará en lugar de  $W_m$ , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2 kN (200 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.

### 1.9 Acciones accidentales

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 el inciso i) de la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para el caso de los incendios, se deberán observar las provisiones señaladas en el Capítulo 10 de estas Normas.

## 2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

### 2.1 Métodos de diseño

El diseño de elementos de madera y bambú y de los elementos de unión requeridos para formar estructuras se lleva a cabo de acuerdo con los criterios de estados límite establecidos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 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

La tabla 2.2.1 proporciona valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad para madera de coníferas, para las clases estructurales A, B y C. La tabla 2.2.2 establece valores especificados resistencias y módulos de elasticidad para los cuatro grupos de maderas de latifoliadas. Las tablas 2.2.3 y 2.2.4 contienen valores especificados resistencias y módulos de elasticidad de madera de coníferas provenientes de Estados Unidos. La tabla 2.2.5 contiene valores especificados de resistencias, módulos de elasticidad y de rigidez para madera contrachapada de especies de coníferas. La tabla 2.2.6 contiene valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y de rigidez para tableros de tiras orientadas (OSB). La tabla 2.2.7 contiene valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada de especies coníferas. La tabla 2.2.8 contiene valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad para dos especies introducidas y una nativa de bambú aptas para la construcción. Los valores de las tablas corresponden a condición seca.

**Tabla 2.2.1 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies coníferas, MPa (kg/cm<sup>2</sup>)**

		Clase		
		A	B	C
Flexión	$f_{ru}^{\circ}$	15.2 (155)	9.8 (100)	4.4 (45)
Tensión paralela a la fibra	$f_{tu}^{\circ}$	11.3 (115)	6.9 (70)	5.4 (55)
Compresión paralela a la fibra	$f_{cu}^{\circ}$	11.8 (120)	9.3 (95)	5.8 (60)
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{nu}^{\circ}$	3.9 (40)	3.9 (40)	3.9 (40)
Cortante paralelo a la fibra	$f_{vu}^{\circ}$	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 2.2.2 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies latifoliadas, MPa (kg/cm<sup>2</sup>)**

		Grupo			
		I	II	III	IV
Flexión	$f_{ru}^{\circ}$	30.4 (310)	22.6 (230)	15.7 (160)	7.8 (80)
Tensión paralela a la fibra	$f_{tu}^{\circ}$	20.1 (205)	15.7 (160)	10.8 (110)	5.4 (55)
Compresión paralela a la fibra	$f_{cu}^{\circ}$	22.1 (225)	16.7 (170)	12.3 (125)	5.9 (60)
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{nu}^{\circ}$	7.4 (75)	5.4 (55)	3.9 (40)	2.0 (20)
Cortante paralelo a la fibra	$f_{vu}^{\circ}$	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 2.2.3 Valores especificados de resistencia y módulos de elasticidad para madera de pino del sur (SYP) procedente de Estados Unidos, MPa (kg/cm<sup>2</sup>)**

		Clase Estructural			
		Selecta	No. 1	No. 2	No. 3
Flexión	$f_{ru}^{\circ}$	13.0 (132.6)	8.3 (84.6)	6.5 (66.3)	3.8 (38.7)
Tensión paralela a la fibra	$\phi_{tu}^{\circ}$	7.8 (80.0)	5.2 (52.6)	4.0 (41.1)	2.5 (25.1)
Compresión paralela a la fibra	$f_{cu}^{\circ}$	11.2 (114.2)	9.4 (96.0)	8.5 (86.8)	4.9 (50.3)
Compresión perpendicular a la fibra	$f_{nu}^{\circ}$	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 2.2.4 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad para madera de abeto Douglas (Douglas Fir) procedente de Estados Unidos, MPa (kg/cm<sup>2</sup>)**

		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)	--	--
Cortante paralelo a la fibra	$f_{vu}'$	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 2.2.5 Valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y módulo de rigidez de madera contrachapada de especies coníferas, MPa (kg/cm<sup>2</sup>)**

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 2.2.6 Valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y módulo de rigidez de placas de madera de tiras orientadas (OSB) de especies coníferas, MPa (kg/cm<sup>2</sup>)**

Flexión	$f_{fu}'$	6.6 (65)
		2.7 (26)
Tensión	$f_{tu}'$	3.6 (35)
		2.7 (26)
Compresión		
En el plano de la placa	$f_{cu}'$	5.3 (52)
Perpendicular al plano de la placa	$f_{nu}'$	4.6 (45)
Cortante		
A través del grosor	$f_{vgu}'$	2.7 (26)
En el plano de la placa	$f_{ru}'$	0.4 (4)
Módulo de elasticidad promedio		
En dirección longitudinal de la placa	$E_{0.50}$	7 900 (78 000)
En dirección transversal de la placa		1 600 (16 000)
Módulo de rigidez promedio		
En dirección longitudinal de la placa	$G_{0.50}$	3 300 (32 000)
En dirección transversal de la placa		1 200 (12 000)

Los valores que se presentan para placas de OSB aplican para el diseño de placas estructurales que no presenten un sello de certificación del fabricante en el que establezca la forma de aplicación de la placa. Sin embargo, deberá garantizarse que los valores aquí presentados son aplicables al producto en uso, verificando sus valores de diseño mediante ensayos.

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, entrapiso y techo.

**Tabla 2.2.7 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada de especies coníferas, MPa (kg/cm<sup>2</sup>)**

		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)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	9 820 (100 000)	9 420 (95 000)	9 020 (90 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	7 900 (80 000)	7 400 (75 000)	6 900 (70 000)

**Tabla 2.2.8 Valores especificados de resistencia en flexión y módulos de elasticidad de elementos de madera laminada de especies de latifoliadas, MPa (kg/cm<sup>2</sup>)**

		Clase estructural			
		I	II	III	IV
Flexión	$f_{fu}'$	40.1 (410)	31.0 (315)	22.0 (225)	12.6 (128)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	10 100 (103 000)	8000 (81500)	5800 (59100)	3660 (37300)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	7 100 (72 370)	5 800 (59 100)	4 400 (44 900)	3 080 (31 400)

**Tabla 2.2.9 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de bambúes leñosos, MPa (kg/cm<sup>2</sup>)**

		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

La tabla 2.3.1 indica los factores de resistencia,  $F_R$ , para madera maciza, placas contrachapada y de partículas orientadas, madera laminada y bambú. Los factores de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

**Tabla 2.3.1 Factores de resistencia, para madera maciza, placas contrachapada y de partículas, madera laminada y bambú,  $F_R$**

Acción		Madera maciza, placas contrachapadas y de partículas, bambú	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

En los cálculos de las resistencias y las deformaciones para el diseño de los miembros o uniones se toman como valores de la resistencia o del módulo de elasticidad del material o del elemento de unión el modificado que resulte de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según los incisos 2.4.1 y 2.4.2.

#### 2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada, madera laminada y bambú

- $K_h$  factor por contenido de humedad (tabla 2.4.1).  
 $K_d$  factor por duración de carga (tabla 2.4.2).  
 $K_c$  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.  
 $K_p$  factor por peralte (tabla 2.4.3). Aplicable a secciones que tengan un peralte  $d$ , menor o igual a 140 mm.  
 $K_v$  factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (inciso 3.2.4.2).  
 $K_r$  factor por recorte (inciso 3.2.4.3).  
 $K_a$  factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 2.4.4).  
 $K_g$  factor de modificación por grietas en elementos de bambú sometidos a flexión igual a 0.8 (inciso 6.3.2).

**Tabla 2.4.1 Factores de modificación por contenido de humedad,  $K_h$  (aplicables cuando  $CH \geq 18\%$ )**

Concepto	$K_h$
<b>a) Madera maciza de coníferas</b>	
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>b) Madera maciza de latifoliadas</b>	
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
<b>c) Madera contrachapada y tableros de tiras orientadas, OSB</b>	
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
<b>d) Madera laminada</b>	
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
<b>e) bambú</b>	
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

**Tabla 2.4.2 Factores de modificación por duración de carga (aplicables para todos los materiales estructurales del alcance de esta norma)<sup>1</sup>,  $K_d$**

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

<sup>1</sup> No son aplicables a los módulos de elasticidad.

**Tabla 2.4.3 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 2.4.4 Factores de modificación por tamaño de la superficie de apoyo<sup>1</sup>,  $K_a$** 

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

<sup>1</sup> Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 80 mm del extremo del miembro.

#### 2.4.2 Factores de modificación para uniones

- $J_h$  factor por contenido de humedad (tabla 2.4.5).  
 $J_g$  factor por grupo de conectores para pernos y pijas (tabla 2.4.6).  
 $J_d$  factor por duración de carga (tabla 2.4.7).  
 $J_{gp}$  factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 2.4.8).  
 $J_{di}$  factor para clavos para diafragmas igual a 1.3.  
 $J_{gc}$  factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 2.4.9).  
 $J_a$  factor para clavos lanceros (tabla 2.4.10).  
 $J_p$  factor para clavos hincados paralelamente a la fibra igual a 0.6.  
 $J_n$  factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 2.4.11).  
 $J_{dp}$  factor por doblado de la punta en clavos (tabla 2.4.12).

**Tabla 2.4.5 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

#### 2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera y bambú

Siguiendo los criterios del Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, podrán utilizarse los siguientes valores de Q para estructuras cuya resistencia a fuerzas horizontales sea suministrada por sistemas estructurales a base de elementos de madera:

- a)  $Q = 3.0$  para diafragmas contrachapados con madera contrachapada, diseñados de acuerdo con lo indicado en los Capítulos 4 y 8 de estas Normas;
- b)  $Q = 2.0$  para diafragmas contrachapados con duelas inclinadas y para sistemas de muros con duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza; y

c)  $Q = 1.5$  para marcos y armaduras de madera maciza.

Para estructuras de madera del grupo B podrá utilizarse el método de análisis estático indicado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo calculando los valores de las fuerzas de cortante con los métodos descritos en las secciones 7.2 y 7.3 de dichas Normas. Las fuerzas sísmicas podrán reducirse si se cumplen los criterios señalados en las secciones 3.4 y 3.5 de las citadas Normas.

## 2.6 Encharcamiento en techos planos

Cada porción del techo debe diseñarse para sostener el peso del agua de lluvia que pudiera acumularse sobre ella cuando el sistema de drenaje no funcione correctamente.

**Tabla 2.4.7 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 2.4.6 Factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas<sup>1</sup>,  $J_g$**

a) Para piezas laterales de madera									
Relación de áreas <sup>2</sup>	La menor de $A_m$ o $A_s$ , $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )		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									
	$A_m$ , $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )		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

<sup>1</sup> Interpolarse para valores intermedios;

<sup>2</sup> Relación de áreas  $A_m/A_s$  o  $A_s/A_m$ , la que resulte menor, donde:

$A_m$  Área bruta del miembro principal; y

$A_s$  Suma de las áreas brutas de los miembros laterales.

**Tabla 2.4.8 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 <sup>1</sup>	$\geq 3.5D$	1.00
	2.0D	0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas		1.50

<sup>1</sup> Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal; donde **D** es el diámetro de la pija.

**Tabla 2.4.9 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera para clavos,  $J_{gc}$** 

Grosor de la pieza lateral <sup>1</sup>	$J_{gc}$
1/3	1.00
1/6	0.50

<sup>1</sup> Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal; donde **I** es el diámetro de la pija.

**Tabla 2.4.10 Factor de modificación para clavos lanceros,  $J_a$** 

Condición de carga	$J_a$
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

**Tabla 2.4.11 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 2.4.12 Factor de modificación por doblado de la punta de clavos,  $J_{dp}$** 

Condición	$J_{dp}$
Cortante simple	1.6
Cortante doble <sup>1</sup>	2.0

<sup>1</sup> Las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

### 3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

#### 3.1 Miembros en tensión

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:

$$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d K_c K_p \quad (\text{sección 2.4 e inciso 2.4.1})$$

$A_n$  = área neta; y

$F_R$  = factor de resistencia, igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

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 tresbolillo 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

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 el inciso 3.5.1. En vigas continuas, el claro de cálculo se mide desde los centros de los apoyos continuos.

##### 3.2.1.2 Recortes

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).

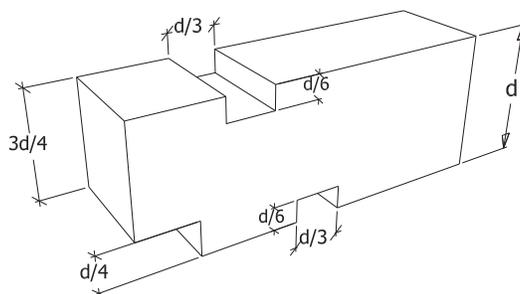


Figura 3.2.1 Recortes permitidos en elementos a flexión

#### 3.2.2 Resistencia a flexión

La resistencia de diseño,  $M_R$ , de miembros sujetos a flexión se obtiene por medio de la expresión

$$M_R = F_R f_{fu} S \phi \quad (3.2.1)$$

donde:

$f_{fu} = f_{fu}' K_h K_d K_c K_p$ , (sección 2.4 e inciso 2.4.1);

S módulo de sección;

$\phi$  factor de estabilidad lateral según el inciso 3.2.3; y

$F_R$  se tomará igual a 0.8 (tabla 2.3.1).

#### 3.2.3 Estabilidad lateral

##### 3.2.3.1 Requisitos generales

Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad lateral,  $\phi$ , 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  $\phi$  se determina de acuerdo con el inciso 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  $\phi$ . 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 <sup>1</sup>	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 $\leq 610$ mm	6.5
d) Cuando se cumplan las condiciones del inciso c, y además exista bloqueo o arrojamiento 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

<sup>1</sup> 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 Cálculo del factor de estabilidad lateral, $\phi$

#### a) Longitud sin soporte lateral, $L_u$

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.

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.

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

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{b^2}} \quad (3.2.3)$$

donde:

$L_a$  longitud sin soporte lateral, en mm, evaluada según tabla 3.2.2.  
 $L_u$   $L_u$  ( $L_a$ )

#### c) Determinación del factor de estabilidad lateral, $\phi$

El valor del factor de estabilidad lateral,  $\phi$ , se determina con la expresión:

$$\phi = \frac{1 + \left(\frac{f_{f,E}}{f_{fu}}\right)}{1.9} - \sqrt{\left[ \frac{1 + \left(\frac{f_{f,E}}{f_{fu}}\right)}{1.9} \right]^2 - \frac{\left(\frac{f_{f,E}}{f_{fu}}\right)}{0.95}} \quad (3.2.4)$$

donde:

$$f_{f,E} = \frac{C_{fE} * E_{0.05}}{C_s^2}$$

$C_{fE} = 0.439$  para madera aserrada

= 0.610 para madera laminada

No se admiten vigas cuyo factor de esbeltez,  $C_s$ , sea superior a 50.

### 3.2.4 Resistencia a cortante

#### 3.2.4.1 Sección crítica

La sección crítica para cortante de vigas se toma a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

#### 3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño

La resistencia a cortante de diseño,  $V_R$ , en las secciones críticas de vigas se obtiene por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} bd}{1.5} \quad (3.2.7)$$

donde:

$$f_{vu} = f_{vu}' K_h K_d K_c \text{ (sección 2.4 e inciso 2.4.1); y}$$

$F_R$  se toma igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

Puede considerarse  $K_v = 2$  en los siguientes casos:

- a) En las secciones críticas de apoyos continuos; y
- b) En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos  $K_v = 1.0$ .

**Tabla. 3.2.2. Longitudes efectivas para cálculo de estabilidad lateral en vigas**

Condición de carga	Soporte lateral en el punto de carga	Longitud efectiva, $L_a$
<b>Vigas con un solo claro</b>		
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 carga 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	1.84La < Lu < 2.06La
	Sí	Lu = 1.84La
Ocho o más cargas concentradas @ separaciones iguales	No	1.84La < Lu < 2.06La
	Sí	Lu = 1.84La
Momentos iguales en los extremos (rotación opuesta)	-	Lu = 1.84La
Momentos iguales en los extremos (rotación igual)	-	1.84La < Lu < 2.06La
<b>Vigas en voladizo</b>		
Carga uniformemente distribuida	No	Lu = 0.90La + 3d
Carga concentrada en el extremo libre	No	Lu = 1.44La + 3d

Para cualquier condición de carga no considera en esta tabla, se tomará la condición más desfavorable:  
1.84La < Lu < 2.06La

### 3.2.4.3 Factor de recorte, $K_r$

El factor de recorte,  $K_r$ , se calcula de acuerdo con las siguientes expresiones:

a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_r = \left(1 - \frac{d_r}{d}\right)^2 \quad (3.2.8)$$

b) Recorte en el apoyo en la cara de compresión y  $e_r \geq d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d} \quad (3.2.9)$$

c) Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando  $e_r < d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r e_r}{d(d - d_r)} \quad (3.2.10)$$

## 3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

### 3.3.1 Requisito general

Toda columna debe dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

### 3.3.2 Fórmula de interacción para flexión uniaxial

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deben satisfacer la siguiente condición

$$\left(\frac{f_{uc}}{f_{cr}}\right)^2 + \frac{f_{uf}}{f_{ju} \left[1 - \left(\frac{f_{uc}}{f_{c,E}}\right)\right]} \leq 1 \quad (3.3.1)$$

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/cm<sup>2</sup>)

$f_{cr}$  =  $f_{cu}' K_h K_d K_e K_p$  (sección 2.4 e inciso 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, postes con sección transversal circular y elementos de bambú  
 = 0,855 para madera laminada

$K_e$  = factor de estabilidad de columnas calculado como sigue:

$$K_e = \frac{1 + \left(\frac{f_{c,E}}{f_{cu}}\right)}{2c} - \sqrt{\left[ \frac{1 + \left(\frac{f_{c,E}}{f_{c,E}}\right)}{2c} \right]^2 - \frac{f_{c,E}}{c}}$$

$c$  = 0,7 para elementos de bambú  
 $c$  = 0,8 para madera aserrada  
 $c$  = 0,85 para postes con sección transversal circular  
 $c$  = 0,9 para madera laminada

Cuando un miembro en compresión está soportado completamente a lo largo de su longitud para prevenir el desplazamiento lateral en todas direcciones,  $K_e = 1.0$ .

### 3.3.3 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 el inciso 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 rigidamente y espaciadores adecuados.

#### 3.3.3.1 Longitud sin soporte lateral

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.

#### 3.3.3.2 Longitud efectiva

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 arriostamiento contra desplazamientos laterales,  $k$  se determina por medio de un análisis.

#### 3.3.3.3 Limitaciones

a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si

$$\frac{k L_u}{r} \leq 40$$

donde:

$r$  = radio de giro mínimo de la sección.

b) Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si

$$\frac{k L_u}{r} \leq 60 - 20 \frac{M_1}{M_2}$$

donde:

$M_1, M_2$  momentos actuantes en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado;  
 $M_1$  momento menor y se considera negativo cuando  $M_1$  y  $M_2$  producen curvatura doble; y  
 $M_2$  momento mayor y siempre se considera positivo.

c) No se admiten valores de  $k L_u/r$  superiores a 120.

### 3.3.4 Momentos en los extremos

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; o
- 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.

### 3.3.5 Momentos debidos a encorvadura

Todos los miembros bajo compresión deben dimensionarse para una excentricidad

$$e_b = \frac{L_u}{300} \quad (3.3.2)$$

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 del inciso 3.3.6.

### 3.3.6 Fórmula de interacción para flexión biaxial

Cuando un miembro bajo compresión se encuentre sujeto a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento de diseño respecto a cada eje se amplifica multiplicando por  $\delta$ , calculada de acuerdo con las condiciones de restricción y rigidez a la flexión respecto al eje en cuestión.

Los miembros bajo compresión sujetos a flexión biaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\left(\frac{f_{uc}}{f_{cr}}\right)^2 + \frac{f_{uf}}{\left(1 - \frac{f_{uc}}{f_{c,Ex}}\right) f_{fu}} + \frac{f_{fy}}{\left[1 - \frac{f_{uc}}{f_{c,Ey}} - \left(\frac{f_{uf}}{f_{f,E}}\right)^2\right] f_{fu}} \leq 1.0 \quad (3.3.3)$$

$$y \quad \frac{f_{uc}}{f_{c,Ey}} + \left(\frac{f_{uf}}{f_{f,E}}\right)^2 \leq 1$$

donde:

$$f_{uc} < f_{c,Ex} = \frac{0.822E_{0.05}}{C_{sx}^2}$$

$$f_{uc} < f_{c,Ey} = \frac{0.822E_{0.05}}{C_{sy}^2}$$

$$f_{uf} < f_{f,E} = \frac{0.439E_{0.05}}{C_s^2}$$

### 3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión

#### 3.4.1 Momento uniaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deben satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1 \quad (3.4.1)$$

donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

#### 3.4.2 Momento biaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deben satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xu}}{M_{xR}} + \frac{M_{yu}}{M_{yR}} \leq 1 \quad (3.4.2)$$

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; y
- $M_{yR}$  momento resistente de diseño, respecto al eje Y.

### 3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo $\theta$ respecto a la fibra de la madera diferente de $0^\circ$

#### 3.5.1 Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ( $\theta = 90^\circ$ )

La resistencia de diseño,  $N_R$ , de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtiene por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (3.5.1)$$

donde:

- $f_{nu} = f_{nu}' = K_h K_d K_c K_a$  (sección 2.4 e inciso 2.4.1);
- $A_a$  área de la superficie de apoyo; y
- $F_R$  se toma igual a 0.9 (tabla 2.3.1).

#### 3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo

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 2.4.4 (inciso 2.4.1).

#### 3.5.3 Cargas aplicadas a un ángulo $\theta$ con respecto a la dirección de la fibra

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

$$N_R = F_R \frac{f_{cu} f_{nu}}{f_{cu} \sin^2 \theta + f_{nu} \cos^2 \theta} \quad (3.5.2)$$

donde  $F_R$  se toma igual a 0.9.

#### 4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS A BASE DE MADERA

##### 4.1 Requisitos del material

La manufactura de las placas de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-438-ONNCCE-2014 “Tableros contrachapados de madera de pino y otras coníferas - Clasificación y Especificaciones”.

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 la Administración. Cuando las placas se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberán ser del Tipo 3 definido en la norma NMX-C-438-ONNCCE-2014 “Tableros contrachapados de madera de pino y otras coníferas - Clasificación y Especificaciones” (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deben ser C o D de acuerdo con esa misma norma.

En el Apéndice A se presentan las propiedades de la sección para una serie de combinaciones adecuadas de chapas para placas 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

Las placas 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

La resistencia de diseño,  $T_R$ , a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$T_R = F_R f_{tu} A_1 \quad (4.3.1)$$

donde:

$f_{tu} = F_{tu} ' K_h K_d$  (sección 2.4 e inciso 2.4.1);

$A_1$  área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice A); y

$F_R$  se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

###### 4.3.2 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño,  $P_R$ , a compresión paralela al canto de una placa de madera contrachapada restringida contra el pandeo se calculará como

$$P_R = F_R f_{cu} A_1 \quad (4.3.2)$$

donde:

$f_{cu} = f_{cu} ' K_h K_d$  (sección 2.4 e inciso 2.4.1).

$A_1$  área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice A); y

$F_R$  se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

###### 4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo $\theta$ con la fibra de las chapas exteriores

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,  $t$ , de la placa.

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 Placas en flexión

##### 4.4.1 Flexión con cargas normales al plano de la placa

La resistencia de diseño,  $M_p$ , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas perpendiculares al plano de la placa se determinará con la ecuación

$$M_p = F_R f_{fu} S_1 \quad (4.4.1)$$

donde:

$f_{fu} = f_{fu}' K_h K_d$  (sección 2.4 e inciso 2.4.1);  
 $S_1$  módulo de sección efectivo de la placa (Apéndice A); y  
 $F_R$  se tomará igual a 0.9 (tabla 2.3.1).

##### 4.4.2 Flexión con cargas en el plano de la placa

La resistencia de diseño,  $M_Q$ , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano y que esté adecuadamente arriostrada para evitar pandeo lateral se calculará como

$$M_Q = F_R f_{tu} \frac{t_p d^2}{6} \quad (4.4.2)$$

donde:

$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d$  (sección 2.4 e inciso 2.4.1);  
 $t_p$  grosor efectivo de la placa de madera contrachapada (Apéndice A);  
 $d$  peralte del elemento; y  
 $F_R$  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

La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas,  $V_{R1}$ , para placas sujetas a flexión se calculará como

$$V_{R1} = F_R \frac{Ib}{Q} f_{ru} \quad (4.5.1)$$

donde:

$f_{ru} = f_{ru}' K_h K_d$  (sección 2.4 e inciso 2.4.1);  
 $\frac{Ib}{Q}$  constante para cortante por flexión (Apéndice A); y  
 $F_R$  se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

##### 4.5.2 Cortante a través del grosor

La resistencia de diseño a cortante a través del grosor,  $V_{R2}$ , de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$V_{R2} = F_R f_{vgu} A \quad (4.5.2)$$

donde:

$$f_{vgu} = f_{vgu}' K_h K_d \text{ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);}$$

A área total de la sección transversal de la placa; y  
 $F_R$  se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

#### 4.6 Aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas,  $N_R$ , se calculará como:

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (4.5.3)$$

donde:

$$f_{nu} = f_{nu}' K_h K_d \text{ (sección 2.4 e inciso 2.4.1);}$$

$A_a$  área de la superficie de apoyo; y  
 $F_R$  se tomará igual a 0.9 (tabla 2.3.1).

### 5. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MADERA LAMINADA

#### 5.1. Consideraciones generales

Para que se puedan emplear los valores de la Tablas 2.2.7 y 2.2.8, los elementos laminados deben cumplir con los siguientes requisitos mínimos:

- Las láminas que se empleen en la fabricación de los elementos 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.
- Las láminas de madera de coníferas mexicanas deberán ser clasificadas con la Norma Mexicana NMX-C-239-2014 "Clasificación visual para madera de pino de usos estructurales". 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 "Clasificación visual para maderas latifoliadas de uso estructural".
- Las láminas se encolarán con adhesivo del tipo de uso exterior (fenol-formaldehído, resorcinol, adhesivos de poliuretano o un adhesivo equivalente).
- Se formarán y prensarán 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.
- 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.

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 Administración.

### 6. RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS DE BAMBÚ

#### 6.1 Consideraciones generales

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

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

En vigas de bambú no se permiten recortes como los utilizados en vigas rectangulares de madera.

#### 6.3.2 Resistencia a flexión

La resistencia de diseño,  $M_R$ , de miembros sujetos a flexión se obtiene por medio de la expresión

$$M_R = F_R f_{fu} S \quad (6.3.1)$$

donde:

$f_{fu} = f_{fu}' K_h K_d K_c K_g$  (sección 2.4 e inciso 2.4.1);

$K_g = 0.8$  para elementos con una grieta mayor o igual al 7.5 % de la longitud total del culmo

$S = \frac{\pi (D_e^4 - D_i^4)}{32 D_e}$ , módulo de sección de la sección circular hueca

$F_R$  se tomará igual a 0.8 (tabla 2.3.1).

#### 6.3.3 Estabilidad lateral

##### 6.3.3.1 Requisitos generales

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

La resistencia a cortante de diseño,  $V_R$ , en las secciones críticas de vigas se obtiene por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R \pi f_{vu} (D_e^4 - D_i^4)}{4 (D_e + D_i)^2} \quad (6.3.2)$$

donde:

$D_e$  Diámetro exterior del culmo

$D_i$  Diámetro interior del culmo

$f_{vu} = f_{vu}' K_h K_d K_c$  (sección 2.4 e inciso 2.4.1); y

$F_R$  se toma igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

### 6.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

#### 6.4.1 Requisito general

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 $\theta$ respecto al eje del culmo diferente a $0^\circ$

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.

## **7. DEFLEXIONES**

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, como se indica en la sección 4.1 de las Normas Técnicas Complementaras sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

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).

### **7.1 Madera maciza**

Las deflexiones inmediatas de vigas se calcularán utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

### **7.2 Madera contrachapada**

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 2.2.5 puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos de la sección 5.1. El mismo valor es aplicable independientemente de la dirección de la fibra en las chapas exteriores.

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.

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.

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.

Los efectos diferidos se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

## **8. ELEMENTOS DE UNIÓN**

### **8.1 Consideraciones generales**

#### **8.1.1 Alcance**

Este capítulo proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

#### **8.1.2 Resistencia a cortante**

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 el inciso 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.

## 8.2 Clavos

### 8.2.1 Alcance

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-CANACERO- 2011 “Clavos – Especificaciones y Métodos de prueba”.

Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por la Administración.

### 8.2.2 Configuración de las uniones

Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos.

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.

La longitud de penetración en el miembro principal deberá ser igual a por lo menos la mitad de la longitud del clavo.

El grosor de la pieza lateral,  $t_1$ , 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  $J_{gc}$ .

### 8.2.3 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza

La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendicularmente a la fibra deberá calcularse de acuerdo con el inciso 8.2.3.1.

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en el inciso 8.2.3.2.

#### 8.2.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada,  $N_{ru}$ , deberá ser mayor que o igual a la carga actuante de diseño, y se obtendrá por medio de la expresión

$$N_{ru} = F_R N_u n \quad (8.2.1)$$

donde:

$N_u = N_u' J_h J_d J_{gc} J_a J_{dp} J_p J_{di}$  (inciso 2.4.2);

$N_u'$  valor especificado de resistencia por clavo, se calcula utilizando las ecuaciones:

$N_u' = 50.53D^{2.01}$ , para coníferas de origen nacional y extranjero (especies definidas en Tablas 2.2.3 y 2.2.4)

$N_u' = 88.07 D^{1.97}$ , para Grupo I de latifoliadas

$N_u' = 80.16 D^{1.96}$ , para Grupo II de latifoliadas

$N_u' = 81.97 D^{1.82}$ , para Grupo III de latifoliadas

$N_u' = 53.94 D^{1.83}$ , para Grupo IV de latifoliadas

D diámetro real del clavo, mm

n número de clavos; y

$F_R$  se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

#### 8.2.3.2 Resistencia a extracción de clavos lanceros

La resistencia a la extracción de clavos lanceros,  $T_r$ , se calculará con la expresión

$$T_r = 0.10 N_{ru} \quad (8.2.2)$$

donde:

$N_{ru}$  deberá ser calculada de acuerdo con el inciso 8.2.4.

#### 8.2.4 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada

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 el inciso 8.2.3.1 utilizando el valor de  $N_u'$  especificado en la tabla 8.2.1.

**Tabla 8.2.1 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)

### 8.3 Pernos y pijas

#### 8.3.1 Requisitos comunes

##### 8.3.1.1 Contacto entre las piezas unidas

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.

##### 8.3.1.2 Agujeros

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.

##### 8.3.1.3 Grupos de elementos de unión

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.

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; o
- b) Una o más pijas de las mismas características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga.

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.

##### 8.3.1.4 Rondanas

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 8.3.2. 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.

### 8.3.2 Requisitos particulares para pernos

#### 8.3.2.1 Consideraciones generales

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 “Tornillos con cabeza hexagonal”.

Los valores tabulados de capacidades corresponden a un solo plano de cortante.

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.

#### 8.3.2.2 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.

#### 8.3.2.3 Espaciamiento entre pernos

En las figuras 8.3.1 y 8.3.2 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:

**Tabla 8.2.2 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 <sub>0</sub> , mm	Grosor t <sub>0</sub> , 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

1) Para cargas paralelas a la fibra, cuatro veces el diámetro de los pernos (Fig. 8.3.3).

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. 8.3.4).

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. 8.3.3).

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. 8.3.4).

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. 8.3.3).

2) Cinco veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos I y II en tensión (Fig. 8.3.3).

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. 8.3.4).

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. 8.3.3 y 8.3.4).

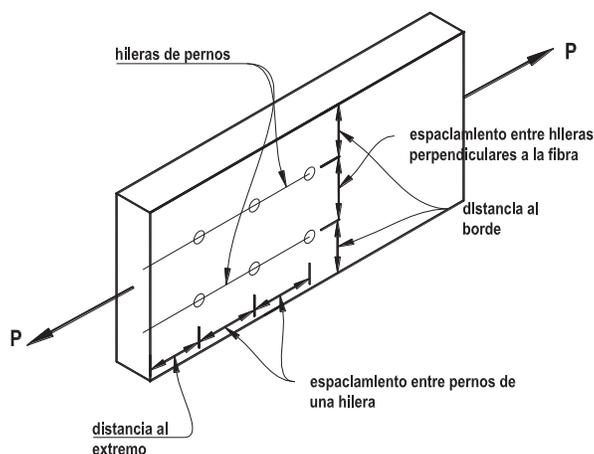


Figura 8.3.1. Descripción de las separaciones de los pernos en uniones con cargas paralelas a la fibra.

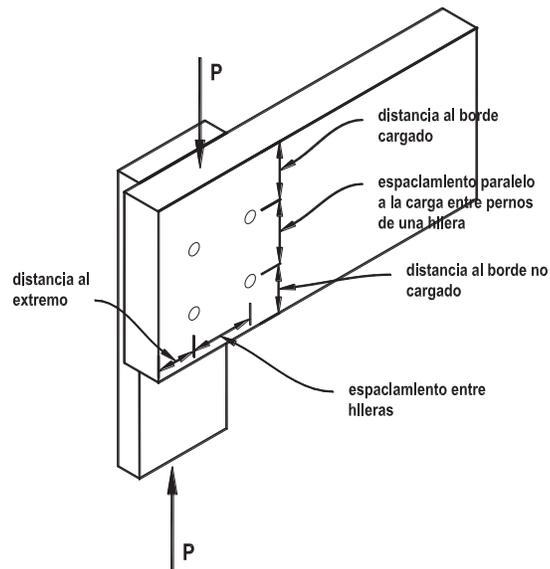


Figura 8.3.2 Descripción de las separaciones de los pernos en uniones con cargas perpendiculares a la fibra.

### 8.3.3 Resistencia de uniones con pernos

#### 8.3.3.1 Resistencia lateral

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:

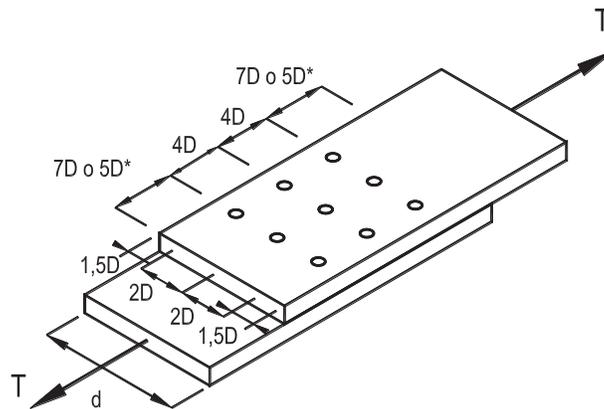
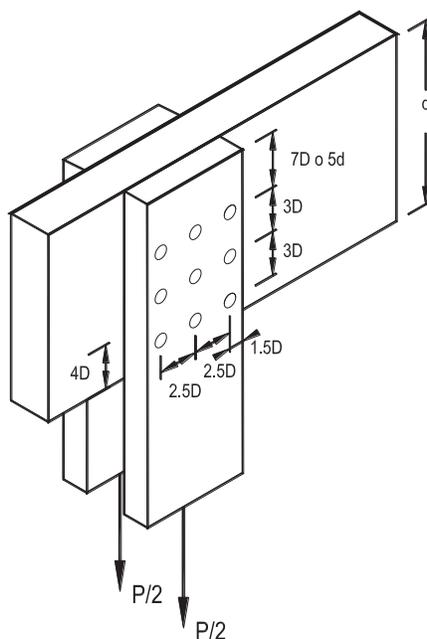


Figura 8.3.3 Espaciado entre pernos de uniones con cargas paralelas a la fibra.



**Figura 8.3.4 Espaciamiento entre pernos de uniones con cargas perpendiculares a la fibra.**

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R n_p P_{pu} n \quad (8.3.1)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = F_R n_p Q_{pu} n \quad (8.3.2)$$

Para cargas a un ángulo  $\theta$  con respecto a las fibras

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \text{sen}^2 \theta + Q_{ru} \text{cos}^2 \theta} \quad (8.3.3)$$

donde:

$n_p$  número de planos de cortante;

$P_{pu} = P_{pu}' J_h J_g J_d$  (inciso 2.4.2);

$Q_{pu} = Q_{pu}' J_h J_g J_d$  (inciso 2.4.2);

$P_{pu}'$  resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 8.3.1);

$Q_{pu}'$  resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 8.3.2);

$n$  número de pernos en un grupo; y

$F_R$  se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

### 8.3.3.2 Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas

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.

### 8.3.4 Requisitos particulares para pijas

### 8.3.4.1 Consideraciones generales

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 “Tornillos, birlos y sujetadores rosados externamente de acero aleado, templados y revenidos”.

Los valores tabulados de capacidades corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

### 8.3.4.2 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 el inciso 8.3.2.3 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

### 8.3.4.3 Penetración de las pijas

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 8.3.1 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 8.3.2 Valores de Qpu' 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
	38	2580	263	4150	423	3532	360	1756	179	1422	145
19,1	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
	38	2992	305	4827	492	4110	419	2040	208	1658	169
22,2	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
	38	3424	349	5523	563	4699	479	2335	238	1893	193
25,4	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

### 8.3.5 Resistencia de uniones con pijas

#### 8.3.5.1 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 8.3.4 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$P_{re} = F_R Y_e l_p n \quad (8.3.4)$$

donde:

$$Y_e = Y_e' J_h J_d J_{gp} \text{ (inciso 2.4.2);}$$

$Y_e'$  = resistencia especificada de extracción por unidad de longitud de penetración calculada con las siguientes ecuaciones de acuerdo con el tipo de madera:

Para coníferas:

$$Y_e' = -0.0601 D^2 + 9.322 D - 22.679$$

Para latifoliadas:

Grupo I:

$$Y_e' = -0.1318 D^2 + 19.566 D - 0.670$$

Grupo II:

$$Y_e' = -0.0893 D^2 + 13.557 D - 13.40$$

Grupo III:

$$Y_e' = -0.0697 D^2 + 10.16 D - 22.29$$

Grupo IV:

$$Y_e' = -0.0401 D^2 + 6.679 D - 26.77$$

donde:

$Y_e'$  = Resistencia especificada a la extracción de pijas en N/mm

D Diámetro de la pija en 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; y

$F_R$  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.

### 8.3.5.2 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 8.3.3.

**Tabla 8.3.3 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

$$P_{ru} = Fr A_l n Y_u \quad (8.3.5)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = P_{ru} J_n \quad (8.3.6)$$

Para carga a un ángulo  $\theta$  con respecto a la fibra

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \text{sen}^2 \theta + Q_{ru} \text{cos}^2 \theta} \quad (8.3.7)$$

donde:

$Y_u$  =  $Y_u' J_n J_d J_{gp} J_g$  (inciso 2.4.2);

$Y_u'$  = valor especificado (tabla 8.3.4);

$J_n$  = factor de modificación por la carga perpendicular a la fibra (tabla 2.2.20);

$A_l$  = superficie de apoyo de la pija, igual a  $D1_p$ ;

$n$  = número de pijas en un grupo; y

$F_R$  = se tomará igual a 0.7 (tabla 2.3.1).

**Tabla 8.3.4 Valores especificados de resistencia lateral para cargas paralelas a la fibra en pijas,  $Y_u'$ , MPa (kg/cm<sup>2</sup>)**

$Y_u'$	Coníferas	Latifoliadas			
		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,  $J_{gp}$ .

## 8.4 Uniones con placas dentadas o perforadas

### 8.4.1 Consideraciones generales

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.

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".

Las uniones deberán detallarse de manera que las placas en los lados opuestos de cada unión sean idénticas y estén colocadas en igual posición.

Cuando se trate de placas clavadas deberá entenderse el término "clavo" en lugar de "diente".

Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de las siguientes secciones deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

- Que la placa no se deforme durante su instalación;
- Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de la madera;
- Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de "cola de pescado"; y
- Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

### 8.4.2 Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

- 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.
- 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.

### 8.5 Uniones con bambú

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 8.5.1, 8.5.2 y 8.5.3. 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.

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.

#### 8.5.1 Dimensionamiento

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.

## 9. EJECUCIÓN DE OBRAS

### 9.1 Consideraciones generales

Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en estas Normas.

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.

Se podrá usar madera de coníferas o de latifoliadas que estén clasificadas para su uso estructural y el bambú que u con lo establecido en el Apéndice B.

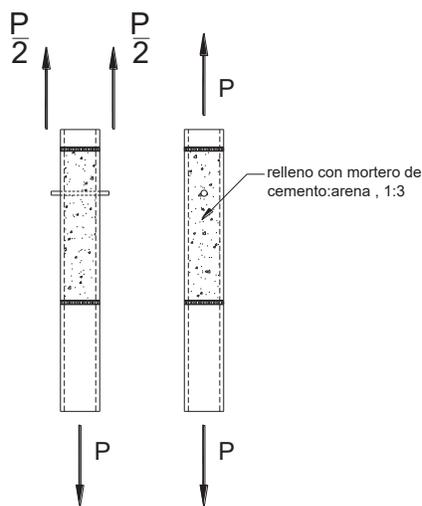


Figura 8.5.1 Unión de bambú con cargas a tensión paralelas a la fibra, tipo P.

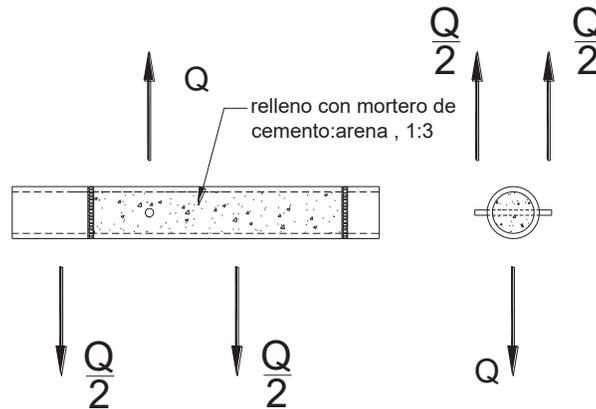


Figura 8.5.2 Unión de bambú con cargas a tensión perpendiculares a la fibra, tipo Q.

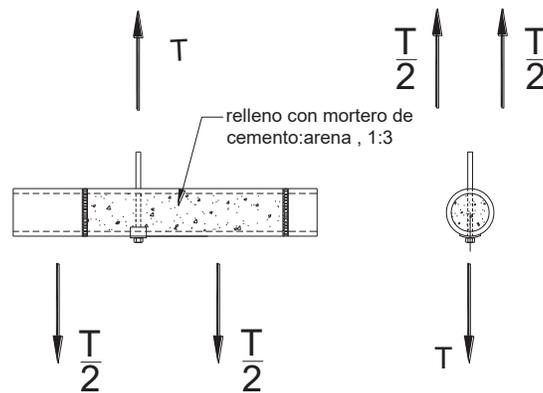


Figura 8.5.3 Unión de bambú con cargas a compresión perpendiculares a la fibra, tipo T.

## 9.2 Normas de calidad

La calidad de la madera de coníferas se regirá por la norma NMX-C-239-ONNCCE-2014 “Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales”. Para madera de especies latifoliadas deberá utilizarse norma NMX-C-409-ONNCCE-1999 “Clasificación visual para maderas latifoliadas de uso estructural”.

## 9.3 Contenido de humedad

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.

La tabla 9.3.1 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 la misma.

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 9.3.1 Contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas<sup>1</sup> 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

<sup>1</sup> 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.

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.

#### 9.4 Protección a la madera

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 protegérseles ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño y construcción adecuadas.

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 “Preservadores para madera - Clasificación y requisitos”.

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 “Madera Preservada a Presión - Clasificación y Requisitos”.

#### 9.5 Pendiente mínima de los techos

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.

#### 9.6 Tolerancias

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 “Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción”. 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.

#### 9.7 Transporte y montaje

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.

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.

### 10. RESISTENCIA AL FUEGO

#### 10.1 Medidas de protección contra fuego

### **10.1.1 Especificaciones de diseño en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera**

Las especificaciones de diseño relacionadas con esta sección, deberán tomar como base las indicaciones de la norma ISO 16732-1:2012: "Fire safety engineering - Fire risk assessment - Part 1: General".

### **10.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos**

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 "Resistencia al fuego de elementos y componentes".

### **10.1.3 Características de quemado superficial de los materiales de construcción**

Las características de quemado superficial de los materiales utilizados como recubrimiento se deberán determinar de acuerdo a lo indicado en la norma ISO/TS 3814:2014 Standard tests for measuring reaction-to-fire of products and materials - Their development and application".

## **10.2 Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones**

### **10.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados**

En el diseño de elementos aislados deberá proporcionarse una resistencia mínima de 30 minutos a fuego, de acuerdo a lo especificado en la norma NMX-C-307-ONNCCE-2009 "Resistencia al fuego de elementos y componentes", pudiendo emplearse métodos de tratamiento, recubrimientos, o considerando la reducción de sección de las piezas.

### **10.2.2 Ejecución de uniones**

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.

## **APÉNDICE A – PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCIÓN PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.**

### **A.1. Aplicación**

En este apéndice se presentan las propiedades efectivas de la sección que pueden ser utilizadas en el diseño estructural con placas de madera contrachapada.

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.

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.

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**

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.

El cálculo de las propiedades de esta sección se realizó utilizando el siguiente procedimiento:

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

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

## APÉNDICE B – CLASIFICACIÓN DEL BAMBÚ ESTRUCTURAL.

### B.1. Alcance

El bambú para fines estructurales debe cumplir con un mínimo de requisitos de calidad para garantizar la seguridad de las construcciones.

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

- La edad del bambú estructural debe ser entre 4 y 6 años o la edad que aplique en particular para cada especie.
- Los culmos no deberán tener una desviación longitudinal (arqueamiento) mayor a 0.33 % de la longitud del elemento.
- Las piezas de bambú no deberán presentar una conicidad mayor a 1%.
- 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.
- La longitud total permisible de la grieta más larga no debe ser mayor del 30 %.
- 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.

## APÉNDICE C – PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE VIGAS DE MADERA LAMINADA DE CONÍFERAS.

**Tabla A.3 Grososres de las chapas y propiedades efectivas de la sección para placas de madera contrachapada sin pulir**

Grosor nominal	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
	Número de chapas	Chapas exteriores	Chapas transversales	Centros							
mm	mm	mm	mm	mm	T	$t_p$	$A_1$	$S_1$	$I_1$	$I_b/Q$	
9	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	3.18	3.18	—	—	8.74	5.6	5 566 (55.66)	12 140 (12.14)	53 100 (5.31)	6 396 (63.96)	
9	3.18	1.59	2.54	2.54	8.10	4.9	4 926 (49.26)	7 440 (7.44)	30 200 (3.02)	6 117 (61.17)	
9	2.12	2.12	1.59	1.59	9.27	5.0	5 036 (50.36)	10 850 (10.85)	50 300 (5.03)	7 377 (73.77)	
12	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	2.54	2.54	1.59	1.59	10.95	5.9	5 874 (58.74)	15 550 (15.55)	85 200 (8.52)	8 730 (87.30)	
12	2.54	2.12	2.54	2.54	11.06	6.8	6 826 (68.26)	15 960 (15.96)	88 300 (8.83)	8 519 (85.19)	
12	3.18	2.12	1.59	1.59	11.39	7.2	7 156 (71.56)	18 810 (18.81)	107 200 (10.72)	8 711 (87.11)	
16	2.54	3.18	3.97	3.97	14.61	8.3	8 256 (82.56)	23 750 (23.75)	173 600 (17.36)	11 318 (113.18)	
16	2.54	3.97	2.54	2.54	14.76	6.8	6 826 (68.26)	23 530 (23.53)	173 700 (17.37)	12 123 (121.23)	
16	3.18	3.97	1.59	1.59	15.08	7.2	7 156 (71.56)	28 470 (28.47)	214 900 (21.49)	12 315 (123.15)	
16	3.18	3.97	3.18	3.18	15.08	8.7	8 746 (87.46)	28 810 (28.81)	217 600 (21.76)	11 818 (118.18)	
19	3.97	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	2.54	2.54	3.18	3.18	18.26	10.6	10 646 (106.46)	36 960 (36.96)	337 600 (33.76)	14 886 (148.86)	
19	2.54	3.18	2.54	2.54	18.90	9.4	9 366 (93.66)	36 710 (36.71)	347 000 (34.70)	13 756 (137.56)	
19	3.18	2.54	3.18	3.18	19.54	11.9	11 926 (119.26)	46 250 (46.25)	452 000 (45.20)	13 941 (139.41)	
22	2.54	5.56	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	3.18	4.76	6.35	6.35	21.43	11.9	11 916 (119.16)	47 500 (47.50)	509 100 (50.91)	16 424 (164.24)	
22	3.18	2.54	3.97	3.97	21.12	13.5	15 306 (153.06)	53 620 (53.62)	566 400 (56.64)	14 731 (147.31)	
22	2.54	3.97	2.54	2.54	21.27	9.4	9 366 (93.66)	42 340 (42.34)	450 500 (45.05)	15 657 (156.57)	
25	3.18	6.35	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	2.54	4.76	3.18	3.18	24.92	10.6	10 646 (106.46)	57 230 (57.23)	663 400 (66.34)	17 913 (179.13)	
25	3.18	3.97	3.18	3.18	23.83	11.9	11 926 (119.26)	59 320 (59.32)	707 000 (70.70)	17 386 (173.86)	
25	3.18	3.18	4.76	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.) Grososres de las chapas y propiedades efectivas de la sección para placas de madera contrachapada sin pulir

Grosor nominal	Número de chapas	Grosor de las chapas				Grosor neto T	Grosor efectivo $t_p$	Área efectiva $A_1$	Módulo de Sección efectivo		Momento de inercia efectivo $I_1$	Constante para cortante por flexión $I b/Q$
		Chapas exteriores	Chapas transversales	Centros	$S_1$				$I_1$			
		mm	mm	mm	mm <sup>3</sup> (cm <sup>3</sup> )				Mm <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> )	mm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )		
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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	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)	17 880 (178.80)	

Tabla C.1 Propiedades geométricas de vigas de madera laminada<sup>1</sup>

Clase estructural	Ancho b mm	Peralte d mm	No. láminas n	Secciones			
				d/b	Área A mm <sup>2</sup> x10 <sup>3</sup>	Módulo de sección S mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	Momento de Inercia Ix-xx mm <sup>4</sup> x10 <sup>6</sup>
24F		225	6	2.53	20.03	737.62	82.98
	89	263	7	2.95	23.36	983.59	129.10
		300	8	3.37	26.70	1253.75	188.06
		263	7	2.30	30.06	1259.88	165.36
	114	300	8	2.62	34.29	1605.93	240.89
		338	9	2.95	38.58	1986.43	335.21
		300	8	2.15	41.91	1972.19	295.83
	140	338	9	2.42	47.15	2439.63	411.69
		375	10	2.68	52.39	2941.94	551.61
		338	9	2.04	55.72	2875.28	485.20
		375	10	2.27	61.91	3467.28	650.12
165	375	10	2.27	61.91	3467.28	650.12	
	413	11	2.50	68.10	4100.16	845.66	
20F		225	6	2.53	20.03	733.89	81.31
	89	263	7	2.95	23.36	977.24	126.26
		300	8	3.37	26.70	1243.79	183.66
		263	7	2.30	30.06	1251.74	161.72
	114	300	8	2.62	34.29	1593.17	235.25
		338	9	2.95	38.58	1968.60	327.12
		300	8	2.15	41.91	1956.53	288.90
	140	338	9	2.42	47.15	2417.74	401.76
		375	10	2.68	52.39	2913.29	538.13
		338	9	2.04	55.72	2849.48	473.50
		375	10	2.27	61.91	3433.51	634.22
165	375	10	2.27	61.91	3433.51	634.22	
	413	11	2.50	68.10	4057.94	824.93	
16F		225	6	2.53	20.03	724.30	77.21
	89	263	7	2.95	23.36	965.64	119.92
		300	8	3.37	26.70	1224.22	173.83
		263	7	2.30	30.06	1236.88	153.61
	114	300	8	2.62	34.29	1568.10	222.66
		338	9	2.95	38.58	1932.15	309.07
		300	8	2.15	41.91	1925.74	273.44
	140	338	9	2.42	47.15	2372.98	379.58
		375	10	2.68	52.39	2853.26	508.02
		338	9	2.04	55.72	2796.73	447.37
		375	10	2.27	61.91	3362.77	598.74
165	375	10	2.27	61.91	3362.77	598.74	
	413	11	2.50	68.10	3968.01	778.66	

<sup>1</sup> Para otras dimensiones deben ser calculadas las propiedades geométricas de las vigas.

## NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

### ÍNDICE

### NOTACIÓN

#### 1. CONSIDERACIONES GENERALES

- 1.1 Alcance
- 1.2 Figuras
- 1.3 Unidades
- 1.4 Otros tipos de piezas y otras modalidades de refuerzo y construcción de muros
- 1.5 Clasificación de las estructuras de mampostería
- 1.6 Normas aplicables

#### 2. MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA

- 2.1 Piezas
  - 2.1.1 Tipos de pieza
    - 2.1.1.1 Piezas macizas
    - 2.1.1.2 Piezas huecas
  - 2.1.2 Resistencia a compresión
- 2.2 Cementantes
  - 2.2.1 Cemento hidráulico
  - 2.2.2 Cemento de albañilería
  - 2.2.3 Cal hidratada
- 2.3 Agregados pétreos
- 2.4 Agua de mezclado
- 2.5 Morteros
  - 2.5.1 Resistencia a compresión
  - 2.5.2 Clasificación
  - 2.5.3 Mortero para pegar piezas
  - 2.5.4 Morteros de relleno y concretos de relleno
- 2.6 Aditivos
- 2.7 Acero de refuerzo
- 2.8 Mampostería
  - 2.8.1 Resistencia a compresión
    - 2.8.1.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra
    - 2.8.1.2 A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero
    - 2.8.1.3 Resistencia de la mampostería para edificaciones Tipo I
  - 2.8.2 Resistencia a compresión diagonal
    - 2.8.2.1 Ensayes de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra
    - 2.8.2.2 Resistencia a compresión diagonal para diseño de edificaciones Tipo I
  - 2.8.3 Resistencia al aplastamiento
  - 2.8.4 Resistencia a tensión
  - 2.8.5 Módulo de elasticidad
    - 2.8.5.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra
    - 2.8.5.2 Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería
  - 2.8.6 Módulo de cortante
    - 2.8.6.1 Ensayes de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra
    - 2.8.6.2 Determinación a partir del módulo de elasticidad de la mampostería

#### 3. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

- 3.1 Criterios de diseño
  - 3.1.1 Estado límite de falla
  - 3.1.2 Estado límite de servicio
  - 3.1.3 Diseño por durabilidad
  - 3.1.4 Factores de resistencia
    - 3.1.4.1 En muros sujetos a compresión axial
    - 3.1.4.2 En muros sujetos a flexocompresión en su plano o a flexocompresión fuera de su plano
    - 3.1.4.3 En muros sujetos a fuerza cortante
  - 3.1.5 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales
  - 3.1.6 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexocompresión

- 3.1.7 Resistencia de la mampostería a cargas laterales
- 3.1.8 Revisión del cortante resistente de entrepiso
  - 3.1.8.1 Cortante de diseño de entrepiso
  - 3.1.8.2 Resistencia a corte de entrepiso
- 3.1.9 Factor de comportamiento sísmico
- 3.1.10 Distorsión lateral inelástica
- 3.1.11 Limitación en el uso de sistemas estructurales y condiciones de regularidad según la zona sísmica
- 3.1.12 Diseño de cimentaciones
- 3.1.13 Diseño de sistemas de piso y techo
- 3.1.14 Diseño de muros sobre vigas
  - 3.1.14.1 Revisión del esfuerzo de compresión
  - 3.1.14.2 Revisión por desplazamientos
  - 3.1.14.3 Peralte mínimo
  - 3.1.14.4 Muros con aberturas
- 3.2 Métodos de análisis
  - 3.2.1 Criterio general
  - 3.2.2 Análisis por cargas verticales
    - 3.2.2.1 Criterio básico
    - 3.2.2.2 Fuerzas y momentos de diseño
    - 3.2.2.3 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez
    - 3.2.2.4 Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales
  - 3.2.3 Análisis por cargas laterales
    - 3.2.3.1 Criterio básico
  - 3.2.4 Análisis por temperatura
- 3.3 Detallado del refuerzo
  - 3.3.1 General
  - 3.3.2 Tamaño del acero de refuerzo
    - 3.3.2.1 Diámetro del acero de refuerzo longitudinal
    - 3.3.2.2 Diámetro del acero de refuerzo horizontal
  - 3.3.3 Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal
    - 3.3.3.1 Distancia libre entre barras
    - 3.3.3.2 Paquetes de barras
    - 3.3.3.3 Espesor del mortero de relleno y refuerzo
    - 3.3.3.4 Tamaño y cantidad máxima de barras para refuerzo vertical por celda
  - 3.3.4 Protección del acero de refuerzo
    - 3.3.4.1 Recubrimiento en castillos y dalas
    - 3.3.4.2 Recubrimiento en castillos internos y en muros con refuerzo interior expuesto a tierra
    - 3.3.4.3 Recubrimiento del refuerzo horizontal
  - 3.3.5 Dobleces del refuerzo
    - 3.3.5.1 En barras rectas
    - 3.3.5.2 En estribos
    - 3.3.5.3 En grapas
  - 3.3.6 Anclaje
    - 3.3.6.1 Requisitos generales
    - 3.3.6.2 Barras rectas a tensión
    - 3.3.6.3 Barras a tensión con dobleces a 90 o 180 grados
    - 3.3.6.4 Refuerzo horizontal en juntas de mortero
    - 3.3.6.5 Mallas de alambre soldado
  - 3.3.7 Traslape de barras
    - 3.3.7.1 Traslape de barras verticales en castillos de muros confinados
    - 3.3.7.2 Traslape de barras verticales en muros con refuerzo interior
    - 3.3.7.3 Traslape de mallas de alambre soldado

#### **4. MUROS DIAFRAGMA**

- 4.1 Alcance
- 4.2 Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma
  - 4.2.1 Fuerza cortante de diseño en muros diafragma
  - 4.2.2 Geometría de la diagonal equivalente en muros diafragma
- 4.3 Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma
- 4.4 Fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma
- 4.5 Fuerza cortante resistente a tensión diagonal en muros diafragma
- 4.6 Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso

- 4.7 Volteo del muro diafragma
- 4.8 Interacción marco–muro diafragma en el plano

## **5. MAMPOSTERÍA CONFINADA**

- 5.1 Alcance
  - 5.1.1 Castillos y dalas
  - 5.1.2 Muros con castillos internos
  - 5.1.3 Muros con aberturas
  - 5.1.4 Espesor y relación altura a espesor de los muros
- 5.2 Fuerzas y momentos de diseño
- 5.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro
  - 5.3.1 Resistencia a compresión de muros confinados
  - 5.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro
    - 5.3.2.1 Método general de diseño
    - 5.3.2.2 Método optativo
- 5.4 Resistencia a cargas laterales
  - 5.4.1 Consideraciones generales
  - 5.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería
  - 5.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal
    - 5.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo
    - 5.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal
    - 5.4.3.3 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal
    - 5.4.3.4 Diseño del refuerzo horizontal
  - 5.4.4 Fuerza cortante resistida por malla de alambre soldado recubierta de mortero
    - 5.4.4.1 Tipo de refuerzo y de mortero
    - 5.4.4.2 Cuantías mínima y máxima de refuerzo
    - 5.4.4.3 Diseño de la malla
  - 5.4.5 Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I
    - 5.4.5.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería
    - 5.4.5.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal
    - 5.4.5.3 Fuerza cortante resistida por mallas de acero soldado

## **6. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE**

- 6.1 Alcance
  - 6.1.1 Cuantías de refuerzo horizontal y vertical
  - 6.1.2 Tamaño, colocación y separación del refuerzo
    - 6.1.2.1 Refuerzo vertical
    - 6.1.2.2 Refuerzo en los extremos de muros
  - 6.1.3 Mortero de relleno y concreto de relleno
  - 6.1.4 Anclaje del refuerzo horizontal y vertical
  - 6.1.5 Muros transversales
  - 6.1.6 Muros con aberturas
  - 6.1.7 Espesor y relación altura a espesor de los muros
  - 6.1.8 Pretilas
  - 6.1.9 Supervisión
- 6.2 Fuerzas y momentos de diseño
- 6.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro
  - 6.3.1 Resistencia a compresión de mampostería con refuerzo interior
  - 6.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro
    - 6.3.2.1 Método general de diseño
    - 6.3.2.2 Método optativo
- 6.4 Resistencia a cargas laterales
  - 6.4.1 Consideraciones generales
  - 6.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería
  - 6.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal
    - 6.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo
    - 6.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal
    - 6.4.3.3 Factor de área neta del muro
    - 6.4.3.4 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal
    - 6.4.3.5 Diseño del refuerzo horizontal
  - 6.4.4 Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I
    - 6.4.4.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería

6.4.4.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

## **7. MUROS NO ESTRUCTURALES**

7.1 Alcance

7.2 Diseño

## **8. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES**

8.1 Alcance

8.2 Materiales

8.2.1 Piedras

8.2.2 Morteros

8.3 Diseño

8.3.1 Esfuerzos resistentes de diseño

8.3.2 Determinación de la resistencia

8.4 Cimientos

8.5 Muros de contención

## **9. CONSTRUCCIÓN**

9.1 Planos de construcción

9.2 Construcción de mampostería de piedras artificiales

9.2.1 Materiales

9.2.1.1 Piezas

9.2.1.2 Morteros

9.2.1.3 Concretos

9.2.2 Procedimientos de construcción

9.2.2.1 Juntas de mortero

9.2.2.2 Aparejo

9.2.2.3 Unión vertical de la mampostería con castillos externos

9.2.2.4 Mortero de relleno y concreto de relleno

9.2.2.5 Refuerzo

9.2.2.6 Tuberías y ductos

9.2.2.7 Tuberías y ductos en piezas macizas (sin huecos)

9.2.2.8 Tuberías y ductos en piezas multiperforadas

9.2.2.9 Tuberías en muros reforzados interiormente

9.2.2.10 Construcción de muros

9.2.2.11 Tolerancias

9.2.2.12 Muros no estructurales

9.2.2.13 Acabados de muros

9.3 Construcción de mampostería de piedras naturales

9.3.1 Piedras

9.3.2 Mortero

9.3.3 Procedimiento constructivo

9.4 Construcción de cimentaciones

## **10. INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA**

10.1 Inspección

10.1.1 Antes de la construcción de muros de mampostería

10.1.2 Durante la construcción

10.2 Control de obra

10.2.1 Alcance

10.2.2 Muestreo y ensayos

10.2.2.1 Mortero para pegar piezas

10.2.2.2 Mortero de relleno y concreto de relleno

10.2.2.3 Mampostería

10.2.2.4 Penetración del mortero en piezas multiperforadas

10.2.3 Criterio de aceptación

10.2.3.1 De morteros y mampostería

10.2.3.2 De la penetración del mortero en piezas multiperforadas

10.3 Inspección y control de obra de edificaciones en rehabilitación

## **11. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN**

11.1 Evaluación

- 11.1.1 Necesidad de evaluación
- 11.1.2 Proceso de evaluación
- 11.1.3 Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron
  - 11.1.3.1 Información básica
  - 11.1.3.2 Determinación de las propiedades de los materiales
- 11.1.4 Clasificación del daño en los elementos de la edificación
  - 11.1.4.1 Modo de comportamiento
  - 11.1.4.2 Magnitud de daño
- 11.1.5 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación
  - 11.1.5.1 Impacto del daño
  - 11.1.5.2 Edificación sin daño estructural
  - 11.1.5.3 Capacidad remanente
  - 11.1.5.4 Cálculo de la capacidad estructural
  - 11.1.5.5 Consideraciones para evaluar la seguridad estructural
- 11.1.6 Determinación de la necesidad de rehabilitación
  - 11.1.6.1 Daño ligero
  - 11.1.6.2 Daño mayor
- 11.2 Evaluación de mampostería no reforzada
  - 11.2.1 Alcance
  - 11.2.2 Fuerzas y momentos para revisión
  - 11.2.3 Resistencia a compresión
  - 11.2.4 Resistencia a flexocompresión
  - 11.2.5 Resistencia a cargas laterales
- 11.3 Rehabilitación
  - 11.3.1 Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición
    - 11.3.1.1 Control del acceso
    - 11.3.1.2 Rehabilitación temporal
    - 11.3.1.3 Seguridad durante la rehabilitación
  - 11.3.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos
  - 11.3.3 Reparación de elementos
    - 11.3.3.1 Alcance
    - 11.3.3.2 Reemplazo de piezas, mortero, barras y concreto dañados
    - 11.3.3.3 Reparación de grietas
    - 11.3.3.4 Reparación de daños debidos a corrosión
  - 11.3.4 Refuerzo
    - 11.3.4.1 Generalidades
    - 11.3.4.2 Encamisado de elementos de concreto y de mampostería
    - 11.3.4.3 Adición de elementos confinantes de concreto reforzado
    - 11.3.4.4 Adición o retiro de muros
  - 11.3.5 Construcción, supervisión y control de calidad

#### **APÉNDICE NORMATIVO A. CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO**

- A.1 Definiciones
- A.2 Notación
- A.3 Alcance
- A.4 Criterio de diseño de los especímenes
- A.5 Especímenes de pruebas
- A.6 Laboratorio
- A.7 Protocolo de ensayo
- A.8 Informe de pruebas
- A.9 Criterio de aceptación

#### **APÉNDICE NORMATIVO B. MODELACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA**

- B.1 Modelos con columna ancha
- B.2 Modelos con elementos finitos

#### **APÉNDICE NORMATIVO C. GLOSARIO NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA**

## NOTACIÓN

$A_s$	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, $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$A_{sc}$	área del acero de refuerzo transversal de los castillos o dadas colocada a una separación $s$ , $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$A_{sh}$	área del acero de refuerzo horizontal colocada a una separación $s_h$ , $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$A_{st}$	área de acero de los dispositivos o conectores, colocados a una separación $s$ , necesaria para dar continuidad a muros transversales que lleguen a tope, $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$A_{sv}$	área del acero de refuerzo vertical colocada a una separación $s_v$ , $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$A_T$	área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos, $\text{mm}^2$ ( $\text{cm}^2$ )
$a$	$L/L_v$ , longitud del muro que se desplanta en una viga entre la longitud de la viga
$b$	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 de 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 en una viga, de modo que uno de sus bordes coincida con el extremo de la viga, mm (cm)
$c_p$	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 barras de refuerzo, mm (cm)
$E_c$	módulo de elasticidad del concreto, MPa ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$E_f$	módulo de elasticidad del material del marco, MPa ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$E_m$	módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas, MPa ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$E_s$	módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, MPa ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$e$	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)
$e'$	excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, mm (cm)
$F_{CE}$	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
$F_R$	factor de resistencia
$f$	factor que toma en cuenta la relación de aspecto del muro para calcular la resistencia al agrietamiento por tensión diagonal.
$f_{an}$	cociente entre área neta y el área bruta de las piezas
$f_{nm}$	cociente entre el área neta y área bruta de un muro con refuerzo interior, considerando a las celdas rellenas de mortero como macizas.
$f_{CM}$	esfuerzo de compresión máximo en el extremo de un muro desplantado sobre una viga, MPa ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$f'_c$	resistencia especificada del concreto en compresión, MPa ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$f_l$	factor de corrección del momento de inercia de una viga que soporta un muro
$\bar{f}_j$	resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f'_j$	resistencia a compresión para diseño del mortero o de cilindros de concreto de relleno, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\bar{f}_m$	resistencia media a compresión de pilas de mampostería, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f'_m$	resistencia a compresión para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\bar{f}_p$	resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f'_p$	resistencia de diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f_y$	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$f_{yh}$	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$G_m$	módulo de cortante de la mampostería, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$H$	altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral, mm (cm)
$H_0$	longitud mínima, medida en los extremos de los castillos, sobre la cual se deben colocar estribos con una separación menor, mm (cm)
$H_k$	longitud característica de un muro, mm (cm)
$h_c$	dimensión 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 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> )
$K$	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
$k_f$	rigidez a flexión de un muro en voladizo, N/mm (kg/cm)
$k_v$	rigidez a cortante de un muro en voladizo, N/mm (kg/cm)
$k_0$	factor para determinar la resistencia a fuerza cortante de la mampostería que depende de la relación de aspecto
$k_1$	factor de reducción de la resistencia a fuerza cortante de la mampostería que depende de la cuantía de refuerzo
$L$	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 las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, mm (cm)
$L_{dh}$	longitud de desarrollo de barras a tensión con doblez, 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)
$\ell_c$	longitud de contacto entre la columna del marco y el muro diafragma, mm (cm)
$\ell_d$	longitud de la diagonal de un muro diafragma, mm (cm)
$\ell_v$	longitud de contacto entre la viga del marco y el muro diafragma, mm (cm)
$M_R$	momento flexionante resistente de diseño, aplicado en el plano, en un muro sujeto a flexocompresión, N·mm (kg·cm)
$M_{au}$	momento de diseño en el extremo superior de un muro, N·mm (kg·cm)

$M_0$	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en 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)
$P_{dR}$	resistencia axial de diseño en la diagonal de un muro diafragma, N (kg)
$P_u$	carga axial de diseño, N (kg)
$P_1$	componente vertical de la fuerza en el puntal de compresión en la diagonal de un muro diafragma, 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 las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por 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)
$V_{Ri}$	resistencia a cortante del $i$ -ésimo entrepiso, N (kg)
$V_{mR}$	fuerza cortante de diseño que toma la mampostería, N (kg)
$V_{sR}$	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado, N (kg)
$V_{ui}$	fuerza cortante de diseño en el $i$ -ésimo entrepiso, N (kg)
$v'_m$	resistencia a compresión diagonal para diseño de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\overline{v}_m$	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 <sup>2</sup> )
$W_p$	carga característica por unidad de longitud en una viga, N/mm (kg/m)
$w_u$	carga distribuida uniformemente de diseño sobre una viga, N/mm (kg/m)
$z'$	resistencia de diseño de interés, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\bar{z}$	resistencias medias de las muestras, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\alpha$	reducción de la resistencia a fuerza cortante normalizada por unidad de $P_h f_{yh}$ , MPa <sup>-1</sup> , ((kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>-1</sup> )
$\beta_1$	coeficiente que afecta la longitud de anclaje en función del diámetro de la barra
$\beta_2$	recubrimiento mínimo del mortero, mm (cm)
$\Delta$	desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen (Apéndice Normativo A), mm (cm)
$\delta_h$	holgura horizontal de muros no estructurales, mm (cm)
$\delta_v$	holgura vertical de muros no estructurales, mm (cm)
$\gamma_{fr}$	distorsión lateral calculada con fuerzas laterales reducidas
$\gamma_{li}$	distorsión lateral inelástica
$\gamma_{max}$	distorsión inelástica máxima de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo
$\eta$	factor de eficiencia del refuerzo horizontal
$\eta_s$	factor parcial de eficiencia del refuerzo horizontal que depende de la resistencia a compresión de la mampostería
$\kappa$	factor de cortante de una sección transversal
$\sigma$	esfuerzo normal promedio en los muros de un entrepiso debido a carga vertical, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
$\sigma_m$	esfuerzo normal en el muro, calculado como $P_u/A_T$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )

- $\theta$  distorsión (Apéndice Normativo A)
- $\theta_d$  ángulo que forma la diagonal equivalente con la horizontal.

## 1. CONSIDERACIONES GENERALES

### 1.1 Alcance

Estas Normas contienen requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería.

Estas normas sólo permiten el diseño y construcción de estructuras nuevas de piezas artificiales a base de mampostería confinada o reforzada interiormente. Solo se acepta mampostería sin refuerzo en mampostería de piedra.

Los Capítulos 0 a 0 de estas disposiciones se aplican al análisis, diseño, construcción e inspección de estructuras de mampostería con muros constituidos por piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o huecas, o por piedras naturales unidas por un mortero aglutinante. Incluyen muros reforzados con armados interiores, castillos, cadenas o contrafuertes y muros no estructurales.

Los Capítulos 0 a 0 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 0 se aplica al diseño de muros no estructurales.

El Capítulo 0 se aplica al diseño de estructuras hechas con piedras naturales.

Los Capítulos 0 y 0 se refieren a la construcción y a la inspección y control de obra.

El Capítulo 0 se aplica a la evaluación y rehabilitación de estructuras de mampostería.

En el Apéndice Normativo A se presenta un criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñados por sismo.

En el Apéndice Normativo B se establecen requisitos para la modelación de estructuras para fines de análisis.

En el Apéndice Normativo C se incluye un glosario de los términos más empleados en las Normas.

### 1.2 Figuras

Las figuras aclaran la aplicación correcta de algunas de las especificaciones de estas Normas, sin que por ello deba entenderse que el caso ilustrado sea la única posibilidad permitida.

### 1.3 Unidades

Las disposiciones de estas Normas se presentan en unidades del sistema internacional y, entre paréntesis, en sistema métrico decimal usual (cuyas unidades básicas son metro, kilogramo fuerza y segundo).

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.

### 1.4 Otros tipos de piezas y otras modalidades de refuerzo y construcción de muros

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 estas Normas.

### 1.5 Clasificación de las estructuras de mampostería

Para efectos de estas normas técnicas una estructura de mampostería se clasificará como estructura Tipo I si cumple simultáneamente con los requisitos siguientes:

- a) tiene una superficie construida no mayor que 250 m<sup>2</sup>;
- b) tiene hasta dos niveles, incluyendo niveles de estacionamiento;
- c) la estructura es de los siguientes géneros: habitación unifamiliar o plurifamiliar, servicios, industria, infraestructura o agrícola, pecuario y forestal;
- d) si es de género habitacional plurifamiliar, no deberá haber más de diez viviendas en el predio, incluyendo a las existentes; y
- e) las estructuras del grupo A, de acuerdo con la clasificación de las estructuras de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, no podrán ser del Tipo I.

Una estructura que no cumpla los requisitos para ser Tipo I se clasificará como estructura Tipo II.

### 1.6 Normas aplicables

Se listan a continuación las normas mexicanas aplicables que deberán cumplirse. En caso de haber conflicto entre estas Normas y alguna de las normas mexicanas serán aplicables los requisitos prescritos en este documento.

NMX-B-072-CANACERO

Industria Siderúrgica –Varilla corrugada de acero, grado 60, laminada en frío para refuerzo de concreto –Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-253-CANACERO

Industria Siderúrgica – Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-290-CANACERO

Industria Siderúrgica – Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-456-CANACERO

Industria Siderúrgica – Armaduras electrosoldadas de alambre de acero para castillos y dalas – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-457-CANACERO

Industria Siderúrgica –Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-365-CANACERO

Industria Siderúrgica – Alambón de acero al carbono para trefilación – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-B-506-CANACERO

Industria Siderúrgica – Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-C-003-ONNCCE

Industria de la Construcción – Cal hidratada – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-021-ONNCCE

Industria de la Construcción – Cemento para albañilería (mortero) – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-036-ONNCCE

Industria de la Construcción – Mampostería – Resistencia a la compresión de bloques, tabiques o ladrillos y tabicones y adoquines – Método de ensayo.

NMX-C-061-ONNCCE

Industria de la Construcción – Cementantes hidráulicos – Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos.

NMX-C-083-ONNCCE

Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes –Método de ensayo.

NMX-C-111-ONNCCE

Industria de la Construcción – Agregados para concreto hidráulico – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-122-ONNCCE

Industria de la Construcción – Agua para concreto – Especificaciones.

NMX-C-159-ONNCCE

Industria de la Construcción – Concreto – Elaboración y curado de especímenes de ensayo.

NMX-C-255-ONNCCE

Industria de la Construcción – Aditivos químicos para concreto – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-404-ONNCCE

Industria de la Construcción – Mampostería – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-405-ONNCCE

Industria de la Construcción – Paneles para uso estructural aplicados en sistemas constructivos – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-406-ONNCCE

Industria de la Construcción – Componentes para sistemas de losas prefabricadas de concreto – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-407-ONNCCE

Industria de la Construcción –Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba.

NMX-C-414-ONNCCE

Industria de la Construcción – Cementantes hidráulicos – Especificaciones y métodos de ensayo.

NMX-C-464-ONNCCE

Industria de la Construcción – 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

Industria de la Construcción – Mampostería – Mortero para uso estructural – Especificaciones y métodos de ensayo.

## **2. MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA**

### **2.1 PIEZAS**

#### **2.1.1 TIPOS DE PIEZA**

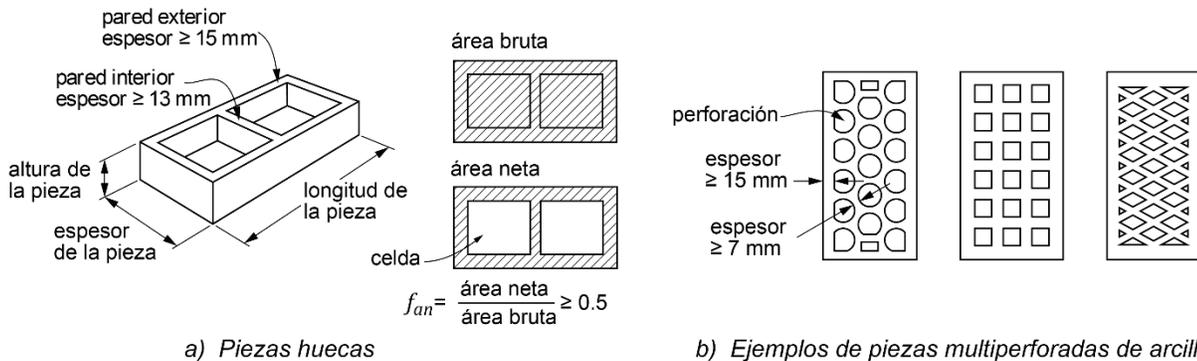
Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE, y con la resistencia mínima a compresión para diseño indicada en el inciso 0. Los diferentes tipos de pieza a los cuales se refieren estas Normas están definidos en la citada norma mexicana. Los bloques deben cumplir con la dimensión modular que se indica en el inciso 0.d. El peso volumétrico neto mínimo de las piezas, en estado seco, será el indicado en la tabla 0.1.

**Tabla 0.1 Peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco**

Tipo de pieza	Valores en kN/m <sup>3</sup> (kg/m <sup>3</sup> )
Tabique macizo de arcilla artesanal	13 (1300)
Tabique hueco de arcilla extruida o prensada	17 (1700)
Bloque de concreto	17 (1700)
Tabique macizo de concreto (tabicón)	15 (1500)

### 2.1.1.1 Piezas macizas

Para fines de aplicación del Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y de estas Normas, se considerarán como piezas macizas aquéllas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta, y cuyas paredes exteriores tienen espesores no menores que 20 mm.



### 2.1.1.2 Piezas huecas

Las piezas huecas a que hacen referencia estas Normas y el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo son las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, una área neta de por lo menos 50 por ciento del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm (figura 0.1). Para piezas huecas con dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multiperforadas, cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones y con distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm para piezas de arcilla y 10 mm para piezas de concreto. Se entiende como piezas multiperforadas aquéllas con más de siete perforaciones o alvéolos (figura 0.1). Se deberá cumplir, además, con los requisitos para el espesor de las paredes exteriores e interiores indicados en la NMX-C-404-ONNCCE para piezas huecas y multiperforadas.

Para fines de estas Normas sólo se permite usar piezas huecas con celdas o perforaciones ortogonales a la cara de apoyo.

### 2.1.2 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión se determinará, para cada tipo de pieza, de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-036-ONNCCE.

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 la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. La resistencia de diseño se calculará como:

$$f'_p = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5 c_p} \quad (0.1)$$

donde:

$\bar{f}_p$  resistencia media a compresión de las piezas, referida al área bruta; y

$c_p$  coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas, que en ningún caso será menor que 0.1.

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 evidencien un sistema de control de calidad como el requerido en la norma NMX-C-404-ONNCCE, 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.

Las resistencias de diseño  $f'_p$  y la resistencia media  $\overline{f}_p$  a compresión de las piezas no deberá ser menor que las indicadas en la tabla 0.2.

**Tabla 0.2 Valores mínimos permitidos de  $f'_p$  y  $\overline{f}_p$**

Tipo de pieza y material	$f'_p$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	$\overline{f}_p$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
Tabique macizo de arcilla artesanal	6 (60)	9 (90)
Tabique macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	10 (100)	15 (150)
Tabique hueco de arcilla o de concreto	6 (60)	9 (90)
Bloque macizo o multiperforado de arcilla o de concreto	10 (100)	15 (150)
Bloque hueco de arcilla o de concreto	6 (60)	9 (90)

## 2.2 Cementantes

### 2.2.1 Cemento hidráulico

En la elaboración del concreto y morteros se empleará cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE.

### 2.2.2 Cemento de albañilería

En la elaboración de morteros se podrá usar cemento de albañilería que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-021-ONNCCE.

### 2.2.3 Cal hidratada

En la elaboración de morteros se podrá usar cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-003-ONNCCE.

## 2.3 Agregados pétreos

Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-111-ONNCCE.

## 2.4 Agua de mezclado

El agua para el mezclado del mortero o del concreto debe cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-122-ONNCCE. El agua debe almacenarse en depósitos limpios y cubiertos.

## 2.5 Morteros

El mortero para pegar piezas cuyo objetivo sea construir muros estructurales debe cumplir con los requisitos que establece la norma mexicana NMX-C-486-ONNCCE.

### 2.5.1 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión del mortero, sea para pegar piezas o de relleno, se determinará de acuerdo con el ensayo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

La resistencia a compresión del concreto de relleno se determinará del ensayo de cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-159-ONNCCE y NMX-C-083-ONNCCE.

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. La resistencia de diseño se calculará a partir de muestras del mortero, para pegar piezas o de relleno, o del concreto de relleno por utilizar.

En caso de mortero, 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.

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 antes citadas.

La resistencia de diseño será:

$$f'_j = \frac{\bar{f}_j}{1 + 2.5c_j} \quad (0.1)$$

donde:

- $\bar{f}_j$  resistencia media a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno; y  
 $c_j$  coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno, que se tomará igual a 0.10 cuando su producción sea industrializada de tipo seco o premezclado, o igual a 0.20 en el caso de ser dosificado y elaborado en obra.

### 2.5.2 Clasificación

Los morteros se clasificarán por su resistencia de diseño a compresión,  $f'_j$ , en los siguientes tipos:

- Tipo I con resistencia a compresión mayor o igual que 12.5 MPa (125 kg/cm<sup>2</sup>)  
 Tipo II con resistencia a compresión menor que la del Tipo I y mayor o igual que 7.5 MPa (75 kg/cm<sup>2</sup>)

Para el control de la resistencia en obra se utilizará la resistencia media de acuerdo con lo indicado en la NMX-C-486-ONNCCE.

### 2.5.3 Mortero para pegar piezas

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- Su resistencia a compresión será por lo menos de 7.5 MPa (75 kg/cm<sup>2</sup>).
- Siempre deberán contener cemento hidráulico Portland en la cantidad mínima indicada en la tabla 0.1.
- El volumen de arena no será mayor que tres veces la suma de los cementantes y se medirá en estado suelto.
- Se empleará la mínima cantidad 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 0.1.

**Tabla 0.1 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero dosificado en obra<sup>1</sup>**

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena <sup>2</sup>
I	1	—	0 a ¼	3
	1	½	—	4½
II	1	—	0 a ½	4½
	1	1	—	6

<sup>1</sup> 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 el inciso 0 independientemente de la dosificación que se utilice.

<sup>2</sup> El volumen de arena se medirá en estado suelto.

### 2.5.4 Morteros de relleno y concretos de relleno

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/cm<sup>2</sup>).
- El tamaño máximo del agregado no excederá de 10 mm.
- 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, en el caso de que se cuente con refuerzo interior. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.
- En la tabla 0.2 se incluyen revenimientos nominales recomendados para morteros de relleno y concretos de relleno según la absorción de las piezas.

Para rellenar celdas de castillos internos de muros confinados deberá cumplirse lo establecido en el inciso 0.d.

En la tabla 0.3 se muestran las relaciones volumétricas recomendadas de los agregados para morteros de relleno y concretos de relleno.

**Tabla 0.2 Revenimiento recomendado para los morteros de relleno y concretos de relleno, en función de la absorción de la pieza**

Absorción de la pieza, %	Revenimiento nominal <sup>1</sup> , mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

<sup>1</sup>Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de  $\pm 25$  mm.

**Tabla 0.3 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para morteros de relleno y concretos de relleno en elementos estructurales**

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cal hidratada	Partes de arena <sup>1</sup>	Partes de grava
Mortero	1	0 a 0.25	2.25 a 3	—
Concreto	1	0 a 0.1	2.25 a 3	1 a 2

<sup>1</sup>El volumen de arena se medirá en estado suelto.

## 2.6 Aditivos

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. No deberán usarse aditivos que aceleren el fraguado.

## 2.7 Acero de refuerzo

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. Las barras corrugadas deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-457-CANACERO y NMX-B-506-CANACERO; los alambres laminados en frío deben cumplir con la norma NMX-B-072-CANACERO o NMX-B-253-CANACERO; la malla de alambre soldado debe cumplir con la norma NMX-B-290-CANACERO; y las armaduras de alambre soldado para castillos y dalas deben cumplir con la norma NMX-B-456-CANACERO.

Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambón, únicamente en estribos, en mallas de alambre soldado o en conectores. El alambón debe cumplir con la norma NMX-B-365-CANACERO y contar con un esfuerzo de fluencia mínimo,  $f_y$ , de 210 MPa (2100 kg/cm<sup>2</sup>). 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.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario,  $E_s$ , se supondrá igual a  $2 \times 10^5$  MPa ( $2 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>).

Para diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo,  $f_y$ , establecido en las normas citadas.

## 2.8 Mampostería

### 2.8.1 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión para diseño de la mampostería,  $f'_m$ , sobre área bruta, se determinará con alguno de los tres procedimientos indicados en los incisos 0 a 0. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según el inciso 0.

#### 2.8.1.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Las pilas (figura 0.1) estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relación altura a espesor de la pila estará comprendida entre dos y seis; las pilas se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE, salvo lo que se indique en este inciso y que difiera de dicha norma.

La determinación 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.

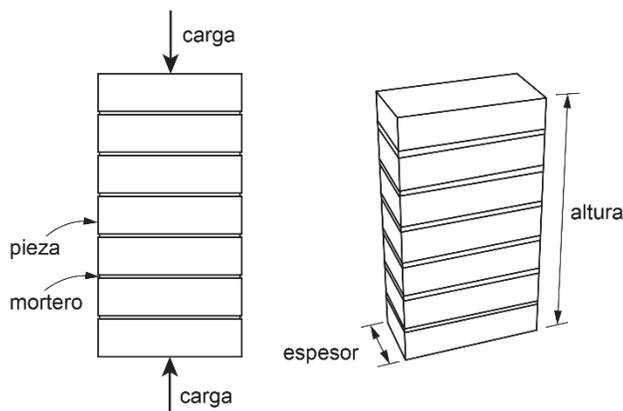


Figura 0.1 Pila para prueba en compresión

Tabla 0.1 Factores correctivos para las resistencias de pilas con diferentes relaciones altura a espesor

Relación altura a espesor de la pila <sup>1</sup>	2	3	4	5	6
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05	1.06

<sup>1</sup>Para relaciones altura a espesor intermedias se interpolará linealmente.

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla 0.1. La resistencia a compresión para diseño se calculará como:

$$f'_m = \frac{\overline{f}_m}{1 + 2.5c_m} \quad (0.1)$$

donde:

$\overline{f}_m$  resistencia media a compresión de las pilas, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta; y

$c_m$  coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15.

2.8.1.2 A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero

Para bloques con  $f'_p \geq 6$  MPa (60 kg/cm<sup>2</sup>) y para tabiques y tabicones con  $f'_p \geq 10$  MPa (100 kg/cm<sup>2</sup>) se podrá emplear como resistencia de diseño a compresión la que indica la tabla 0.2.

Tabla 0.2 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de concreto, , sobre área bruta

$f'_p$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>1</sup>	$f'_m$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	
	Mortero I	Mortero II
6 (60) <sup>2</sup>	2.5 (25)	2 (20)
7.5 (75) <sup>2</sup>	4 (40)	3.5 (35)
10 (100)	5 (50)	4.5 (45)
15 (150)	7.5 (75)	6 (60)
$\geq 20$ (200)	10 (100)	9 (90)

<sup>1</sup>Para valores intermedios de  $f'_p$  se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

<sup>2</sup>Sólo para el caso de piezas huecas.

**Tabla 0.3 Resistencia a compresión para diseño de la mampostería de piezas de arcilla, sobre área bruta**

$f'_p$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>1</sup>	$f'_m$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	
	Mortero I	Mortero 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)

<sup>1</sup>Para valores intermedios de  $f'_p$  se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

Para piezas de arcilla, la resistencia a compresión para diseño de la mampostería se podrá obtener de la tabla 0.3.

Para hacer uso de los valores de resistencia de diseño,  $f'_m$  dados por las tablas 0.2 y 0.3 de este inciso, se deberán cumplir los requisitos siguientes:

- las piezas deberán cumplir los requisitos de la sección 0 y el mortero los de la sección 0;
- la relación altura a espesor de las piezas no debe ser menor que 0.5;
- la mampostería deberá tener espesores de 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; y
- la resistencia a compresión de las piezas,  $f'_p$ , se debe obtener a partir de los ensayos indicados en el inciso 0.

Para otros casos, la resistencia de la mampostería se obtendrá de acuerdo con el inciso 0.

#### 2.8.1.3 Resistencia de la mampostería para edificaciones Tipo I

Para el diseño de edificaciones de mampostería Tipo I (sección 0) podrán emplearse los valores de  $f'_m$  que se presentan en la tabla 0.4, en donde el mortero debe satisfacer los requisitos de la sección 0.

Para hacer uso de los valores de resistencia de diseño,  $f'_m$ , dados en la tabla 0.4 se deberán cumplir los apartados a), b) y c) del inciso 0. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo al inciso 0.

**Tabla 0.4 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, para algunos tipos de piezas, sobre área bruta**

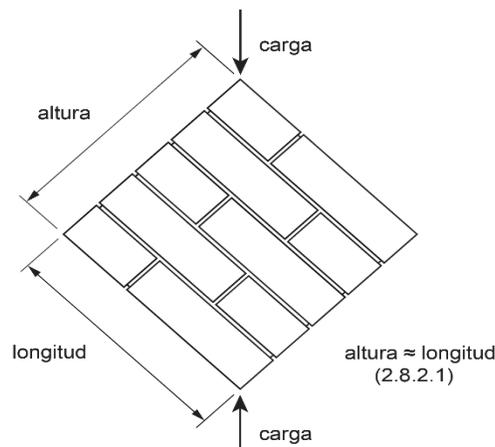
Tipo de pieza	$f'_m$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
Tabique macizo de arcilla artesanal	1.5 (15)
Tabique de arcilla extruido	2.0 (20)
Bloque de concreto	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón)	1.5 (15)

#### 2.8.2 Resistencia a compresión diagonal

La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería  $v'_m$ , para diseño, se determinará con alguno de los dos procedimientos indicados en los incisos 0 y 0. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá evaluar la resistencia para el tiempo estimado según el inciso 0.

##### 2.8.2.1 Ensayos de muretes construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Los muretes (figura 0.2) tendrán 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 aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.



**Figura 0.2 Murete para prueba en compresión diagonal**

Los muretes se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE salvo lo que se indique en este inciso y que difiera de dicha norma.

La determinación se hará en un mínimo de nueve muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes del mismo producto. Cada murete debe usar piezas del mismo lote.

La resistencia a compresión diagonal para diseño,  $v'_m$ , será igual a

$$v'_m = \frac{\overline{v}_m}{1 + 2.5c_v} \quad (0.2)$$

donde:

$\overline{v}_m$  resistencia media a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga; y  
 $c_v$  coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20.

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 al menos 2 m de lado.

#### 2.8.2.2 Resistencia a compresión diagonal para diseño de edificaciones Tipo I

Para edificaciones de mampostería Tipo I se podrán emplear los valores de  $v'_m$  que se presentan en la tabla 0.5, en donde el mortero debe satisfacer la sección 0.

Para hacer uso de los valores de resistencia para diseño,  $v'_m$ , de este inciso se deberán cumplir los apartados a), b) y c) del inciso 0. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con el inciso 0.

**Tabla 0.5 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta**

Pieza	$v'_m$ : MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
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)

#### 2.8.3 Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de  $0.6f'_m$ .

#### 2.8.4 Resistencia a tensión

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

El módulo de elasticidad de la mampostería,  $E_m$ , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en los incisos 0 y 0.

#### 2.8.5.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Se ensayarán pilas del tipo, a la edad y en la cantidad indicados en el inciso 0. El módulo de elasticidad para cargas de corta duración se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE.

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.

#### 2.8.5.2 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

$$E_m = 800f_m^2 \quad (0.3)$$

para cargas sostenidas

$$E_m = 350f_m^2 \quad (0.4)$$

b) Para mampostería de tabique de arcilla y otras piezas, excepto las de concreto:

para cargas de corta duración

$$E_m = 600f_m^2 \quad (0.5)$$

para cargas sostenidas

$$E_m = 350f_m^2 \quad (0.6)$$

### 2.8.6 Módulo de cortante

El módulo de cortante de la mampostería,  $G_m$ , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en los incisos 0 y 0. Se aplicará lo estipulado en el inciso 0 si el módulo de elasticidad se determinó según el inciso 0.

Para efectos de considerar  $G_m$  en el análisis utilizando un programa de cómputo comercial, 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  $G_m/(0.4E_m)$ .

#### 2.8.6.1 Ensayes de muretes construidos 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 el inciso 0. El módulo de cortante se determinará según lo especificado en la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE.

#### 2.8.6.2 Determinación a partir del módulo de elasticidad de la mampostería

Si se opta por usar el inciso 0 para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería, el módulo de cortante de la mampostería se tomará como:

$$G_m = 0.2E_m \quad (0.7)$$

Para utilizar este valor en el análisis de la estructura usando programas comerciales deberán aplicarse los lineamientos descritos en el inciso 0 y en el Apéndice Normativo B de estas Normas.

## 3. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

### 3.1 Criterios de diseño

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 de Construcciones para el D. F. y en estas Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Título Sexto. Adicionalmente, se diseñarán las estructuras por durabilidad.

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la sección 0.

### 3.1.1 Estado límite de falla

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben 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.

Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia,  $F_R$ , prescrito en el inciso 0.

Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F. y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

### 3.1.2 Estado límite de servicio

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.

### 3.1.3 Diseño por durabilidad

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad para que la expectativa de vida útil sea de al menos 50 años.

Los requisitos mínimos establecidos en estas Normas 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 las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Si el elemento estará expuesto a ambientes más agresivos, se deberán aplicar los criterios de diseño por durabilidad de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

### 3.1.4 Factores de resistencia

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 siguientes:

3.1.4.1 En muros sujetos a compresión axial

$F_R = 0.6$  para muros confinados (Capítulo 5), muros reforzados interiormente (Capítulo 6) o la diagonal equivalente de muros diafragma (Capítulo 4).

$F_R = 0.3$  para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 0).

3.1.4.2 En muros sujetos a flexocompresión en su plano o a flexocompresión fuera de su plano

Para muros confinados (Capítulo 5) o reforzados interiormente (Capítulo 6):

$$F_R = 0.8 \text{ si } P_u \leq P_R/3$$

$$F_R = 0.6 \text{ si } P_u > P_R/3$$

Para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 0):

$$F_R = 0.3$$

3.1.4.3 En muros sujetos a fuerza cortante

$F_R = 0.7$  para muros diafragma (Capítulo 4), muros confinados (Capítulo 5) y muros con refuerzo interior (Capítulo 6).

$F_R = 0.4$  para muros no confinados ni reforzados interiormente (sección 0).

### 3.1.5 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales

La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dalas (Capítulo 5) o del refuerzo interior (Capítulo 6) se considerará de acuerdo con los incisos 0 y 0.

### 3.1.6 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexocompresión

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:

a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.

- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- f) 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.

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.

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 seis veces el espesor de la mampostería del muro,  $t$ .

### 3.1.7 Resistencia de la mampostería a cargas laterales

La fuerza cortante que resiste la mampostería, según las modalidades descritas en los Capítulos 4 a 7 y sección 0, se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño que, en estas Normas, es proporcional a la resistencia a compresión diagonal,  $v'_m$ .

### 3.1.8 Revisión del cortante resistente de entrepiso

Toda estructura de mampostería se analizará y diseñará como se describe en estas Normas.

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 el inciso 0, sea mayor que el 80 por ciento de la fuerza cortante de diseño en el  $i$ -ésimo entrepiso,  $V_{ui}$ , obtenida según el inciso 0.

$$V_{Ri} \geq 0.8V_{ui} \quad i = 1, \dots, n \text{ entrepisos} \quad (0.1)$$

#### 3.1.8.1 Cortante de diseño de entrepiso

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 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

#### 3.1.8.2 Resistencia a corte de entrepiso

Para efectos de la revisión del inciso 0, la resistencia a corte de entrepiso en cada dirección de análisis, debe evaluarse como

$$V_{Ri} = F_R (0.5v'_m + 0.3\sigma_i + \eta p_h f_{yh}) \sum A_T \quad \sigma_i \leq 3.33v'_m \quad (0.2)$$

donde la sumatoria se refiere a los muros en la dirección de análisis;  $\sigma_i$  es el esfuerzo normal promedio en los muros del entrepiso  $i$ , calculado como el peso total arriba del entrepiso, dividido entre la suma de las áreas transversales de todos los muros del entrepiso.

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  $\sigma_i$  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.

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.

Para el cálculo,  $\sigma_i$  no se tomará mayor que  $3.33v'_m$  y el producto  $p_h f_{yh}$  no será mayor que  $0.1f_{an}f'_m$  para muros confinados o  $0.1f_{nm}f'_m$  para muros reforzados interiormente. Si el producto  $p_h f_{yh}$  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  $\eta$  se define en el inciso 0 o 0 según se trate de muros confinados (Capítulo 0) o reforzados interiormente (Capítulo 0) respectivamente.

Cuando existan muros de concreto se deberá incluir su resistencia, calculada de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

### 3.1.9 Factor de comportamiento sísmico

Para diseño por sismo, se usará el factor de comportamiento sísmico,  $Q$  indicado en el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. El factor de comportamiento sísmico depende del tipo de pieza usado en los muros (inciso 0), de la modalidad del refuerzo (Capítulos 0 a 0 o sección 0), así como de la estructuración del edificio.

### 3.1.10 Distorsión lateral inelástica

Se revisará que la distorsión lateral inelástica,  $\gamma_{li}$ , calculada con el conjunto de fuerzas horizontales reducidas,  $Y_{fr}$ , multiplicada por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , y por el factor de sobrerresistencia,  $R$ , obtenidos de acuerdo con los Capítulos 4 y 3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, respectivamente, no exceda del valor máximo indicado en el Capítulo 4 de dichas Normas, esto es,

$$\gamma_{li} = Y_{fr} QR \leq \gamma_{max} \quad (0.3)$$

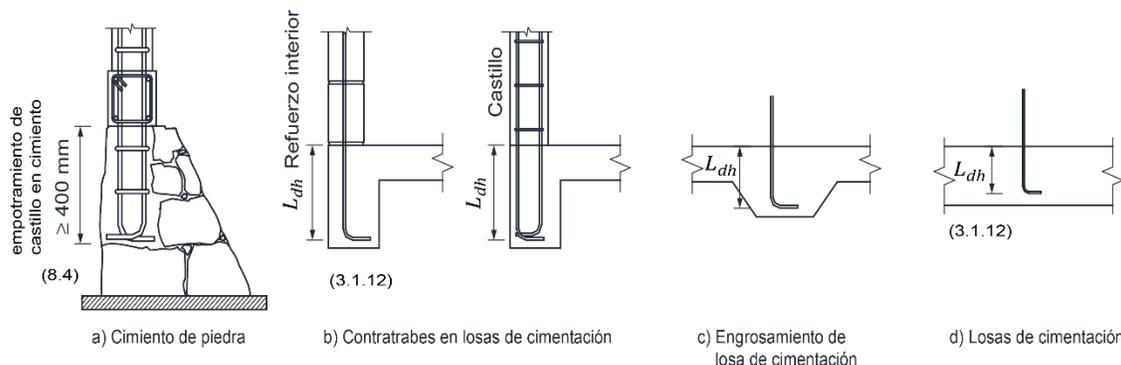
### 3.1.11 Limitación en el uso de sistemas estructurales y condiciones de regularidad según la zona sísmica

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 las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

### 3.1.12 Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones de estructuras de mampostería se dimensionarán y detallarán de acuerdo con lo especificado en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F., en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y en la sección 0 de estas Normas, según corresponda.

Los elementos de la cimentación deben 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.



**Figura 0.1 Anclaje del refuerzo vertical en cimientos**

El refuerzo vertical de muros y otros elementos deberá extenderse dentro de los elementos de la cimentación, tales como zapatas, losas, contratabes, etc., y deberá anclarse de modo que pueda alcanzarse el esfuerzo especificado de fluencia a tensión. El anclaje se revisará según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

El refuerzo vertical podrá anclarse como barra recta o con dobleces 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 vertical (figura 0.1).

### 3.1.13 Diseño de sistemas de piso y techo

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 de Construcciones para el D. F.. Asimismo, deberá cumplir los requisitos aplicables de las Normas Técnicas Complementarias correspondientes, según el material del que se trate.

En todo caso, la transmisión de fuerzas y momentos internos 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.

Si los sistemas de piso o techo transmiten fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a los o entre los elementos resistentes a fuerzas laterales, se deberán cumplir los requisitos correspondientes a diafragmas, según el material del que se trate.

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.

Si se usan sistemas de vigueta y bovedilla se deberá cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-406-ONNCCE. Cuando las bovedillas se apoyen en muros paralelos a las viguetas, la longitud de apoyo será al menos de 50 mm. En ningún caso, las bovedillas y las viguetas deberán obstruir el paso de las dalas de confinamiento.

### 3.1.14 Diseño de muros sobre vigas

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 los incisos 0 y 0. El peralte de la viga de soporte deberá cumplir lo prescrito en el inciso 0. Cuando los muros posean aberturas, se revisará el inciso 0.

#### 3.1.14.1 Revisión del esfuerzo de compresión

Este inciso será aplicable sólo 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.

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 (ecuación 0.4)

$$f_{CM} \leq F_R f'_m \quad (0.4)$$

donde:

$$f_{CM} = F_{CE} P_u / A_T \quad (0.5)$$

$P_u$  es la carga axial de diseño debida a la combinación de cargas verticales; y  $F_{CE}$  es el factor de concentración de esfuerzos en el muro. Para muros cuya longitud relativa a la de la viga sea  $L/L_v = 1.0$

$$F_{CE} = 1.6K - 3.9 \quad (0.6)$$

y para muros con  $L/L_v < 0.9$

$$F_{CE} = (3.2K - 7.8)k_c \quad (0.7)$$

donde:

$$k_c = \begin{cases} 0.7 & \text{si } c/c_{\max} = 0.0 \\ 1.0 & \text{si } c/c_{\max} = 0.5 \\ 0.5 & \text{si } c/c_{\max} = 1.0 \end{cases} \quad (0.8)$$

$c$  es la distancia del eje del muro al centro de la viga (figura 0.2) 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 ecuación 0.9

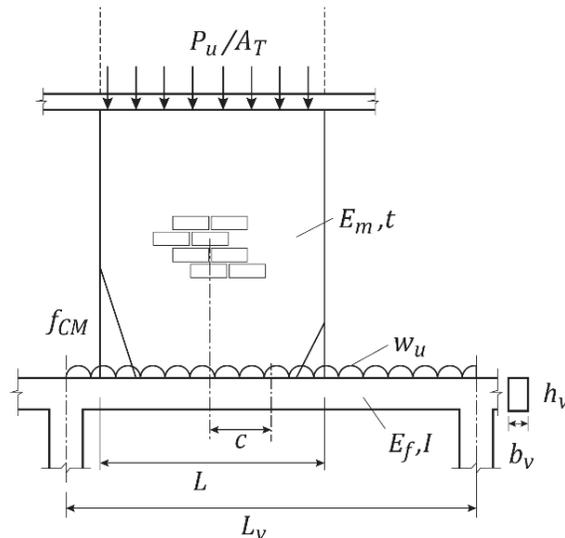


Figura 0.2 Muro sobre viga

$$K = \left[ \frac{E_m t L_v^3}{E_c I f_1} \right]^{1/4} \quad (0.9)$$

donde:

$$f_1 = \frac{W_p}{W_p + 5W_u} \quad (0.10)$$

$$W_p = \frac{P_u}{A_T} t (a^4 - 4a^3 + 8a) \quad (0.11)$$

$E_f$ ,  $I$  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,  $a = L/L_v$  y  $w_u$  es la carga vertical de diseño por unidad de longitud sobre la viga (figura 0.2).

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 ecuaciones 0.6 y 0.7.

#### 3.1.14.2 Revisión por desplazamientos

Para cumplir con lo que establece el inciso 4.1.a de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, se verificará que, para la condición de cargas permanentes, la relación  $L_v/h_v$  de vigas rectangulares cumpla con la ecuación 0.12.

$$L_v/h_v \leq \left[ \frac{1}{15} \cdot \frac{E_f b_v}{W_p + 5W_u} \right]^{1/3} \quad (0.12)$$

o bien que el momento de inercia de la sección transversal de la viga sea mayor que la dada por la ecuación 0.13.

$$I \geq \frac{5}{4} \cdot \frac{L_v^3}{E_f} (W_p + 5W_u) \quad (0.13)$$

#### 3.1.14.3 Peralte mínimo

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  $\text{mm}^4$ ,  $L_v$  en mm) ( $I \geq L_v^3/1600$ ,  $I$  en  $\text{cm}^4$ ,  $L_v$  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.

#### 3.1.14.4 Muros con aberturas

Cuando el muro tenga aberturas que requieren refuerzo según lo dispuesto en el inciso 0, se revisarán los esfuerzos normales en cada segmento de muro, a cada lado de la abertura, tomados por separado.

### 3.2 Métodos de análisis

#### 3.2.1 Criterio general

La determinación de las fuerzas y momentos internos en los muros se hará, en general, por medio de un análisis elástico de primer orden. En 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.

Los módulos de elasticidad del acero de refuerzo y de la mampostería, así como el módulo de cortante de la mampostería, se tomarán como se indica en la sección 0, y en los incisos 0 y 0, respectivamente. Para el concreto se usará el valor supuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

#### 3.2.2 Análisis por cargas verticales

##### 3.2.2.1 Criterio básico

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 supone 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.

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 de los incisos 0 y 0 respectivamente.

### 3.2.2.2 Fuerzas y momentos de diseño

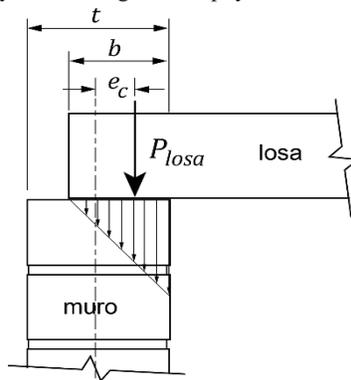
Será admisible determinar las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias.

Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos flexionantes siguientes:

- Los momentos flexionantes que deben 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:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \quad (0.1)$$

donde  $t$  es el espesor de la mampostería del muro y  $b$  es la longitud de apoyo de una losa soportada por el muro (figura 0.1).



**Figura 0.1 Excentricidad de la carga vertical en muros extremos**

### 3.2.2.3 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

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  $F_E$ .

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 que:

- 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;
- La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que  $t/6$  y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y
- La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro,  $H/t$ , no excede de 20.

b) Cuando no se cumplan las condiciones del inciso 0.a, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en el inciso 0.a, y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad (0.2)$$

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.

### Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En el caso de que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o a castillos (que cumplan con la sección 0) que restrinjan su deformación lateral, el factor  $F_E$  se calculará como:

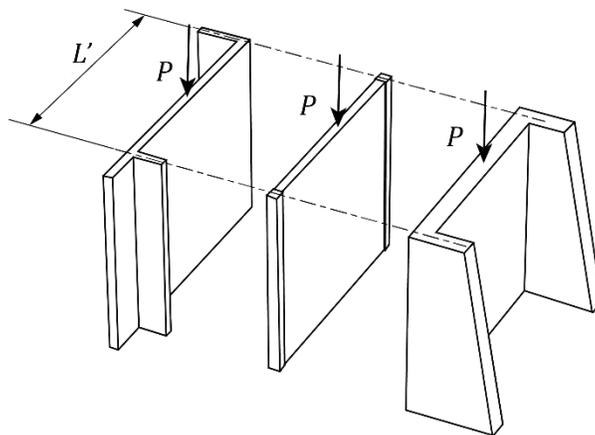


Figura 0.2 Restricción a la deformación lateral

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \times \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9 \quad (0.3)$$

donde  $L'$  es la separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro (figura 0.2).

### 3.2.3 Análisis por cargas laterales

#### 3.2.3.1 Criterio básico

Para determinar las fuerzas 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 las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Se deberá considerar el efecto de aberturas en la rigidez y resistencia laterales.

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. 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. 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 tensiones verticales.

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 pretiles.

La estructura podrá modelarse utilizando el método de la columna ancha o con elementos finitos de acuerdo con las especificaciones del Apéndice Normativo B de estas Normas o como diagonal equivalente en el caso de muros diafragma (Capítulo 0).

### 3.2.4 Análisis por temperatura

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.

## 3.3 Detallado del refuerzo

### 3.3.1 General

Los planos de construcción deberán tener especificaciones, figuras y notas con los detalles del refuerzo (sección 0). 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 el inciso 0.

### 3.3.2 Tamaño del acero de refuerzo

#### 3.3.2.1 Diámetro del acero de refuerzo longitudinal

El diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de la cuarta parte de la menor dimensión libre de una celda. En castillos y dalas, el diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de un sexto de la menor dimensión (figura 0.1).

### 3.3.2.2 Diámetro del acero de refuerzo horizontal

El diámetro del refuerzo horizontal no será menor que 3.5 mm ni mayor que tres cuartas partes del espesor de la junta (ver inciso 0) (figura 0.1).

### 3.3.3 Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal

#### 3.3.3.1 Distancia libre entre barras

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 (figura 0.1).

#### 3.3.3.2 Paquetes de barras

Se aceptarán paquetes de dos barras como máximo.

#### 3.3.3.3 Espesor del mortero de relleno y refuerzo

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 (figura 0.1).

#### 3.3.3.4 Tamaño y cantidad máxima de barras para refuerzo vertical por celda

El diámetro y la cantidad máxima de barras que pueden alojarse en una celda se indican en la tabla 0.1.

### 3.3.4 Protección del acero de refuerzo

#### 3.3.4.1 Recubrimiento en castillos y dalas

En muros en el interior de edificios, las barras de refuerzo longitudinal de castillos y dalas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 20 mm (figura 0.1), y los estribos un mínimo de 10 mm.

**Tabla 0.1 Número máximo de barras en una celda**

Espesor de muro, cm	Tipo de pieza	Designación de la barra <sup>2</sup>				
		No. 3	4	5	6	8
10	A o C <sup>1</sup>	2	1	-	-	-
12	C	2	2	1	-	-
12	A	4	2	2	1	-
14	C	4	2	2	1	-
20	C	4	4	2	2	1

<sup>1</sup> A indica pieza de arcilla u otro material, C pieza de concreto

<sup>2</sup> Indica diámetro de la barra en octavos de pulgada

En muros exteriores el recubrimiento mínimo de las barras longitudinales y estribos se aumentará en 10 mm a menos que el concreto tenga una resistencia a compresión no menor que 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>) o bien se proteja el elemento de concreto con una capa de mortero de al menos 15 mm de espesor si es hecho en obra o de al menos 5 mm si es predosificado con propiedades para dar esta protección.

Los requisitos anteriores se deben satisfacer también en las juntas entre castillos y dalas.

#### 3.3.4.2 Recubrimiento en castillos internos y en muros con refuerzo interior expuesto a tierra

Si la cara del muro está expuesta a tierra, el recubrimiento será de 35 mm para barras no mayores del No. 5 (15.9 mm de diámetro) o de 50 mm para barras más gruesas (figura 0.1).

#### 3.3.4.3 Recubrimiento del refuerzo horizontal

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 (figura 0.1).

### 3.3.5 Dobleces del refuerzo

El radio interior de un doblez será el especificado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

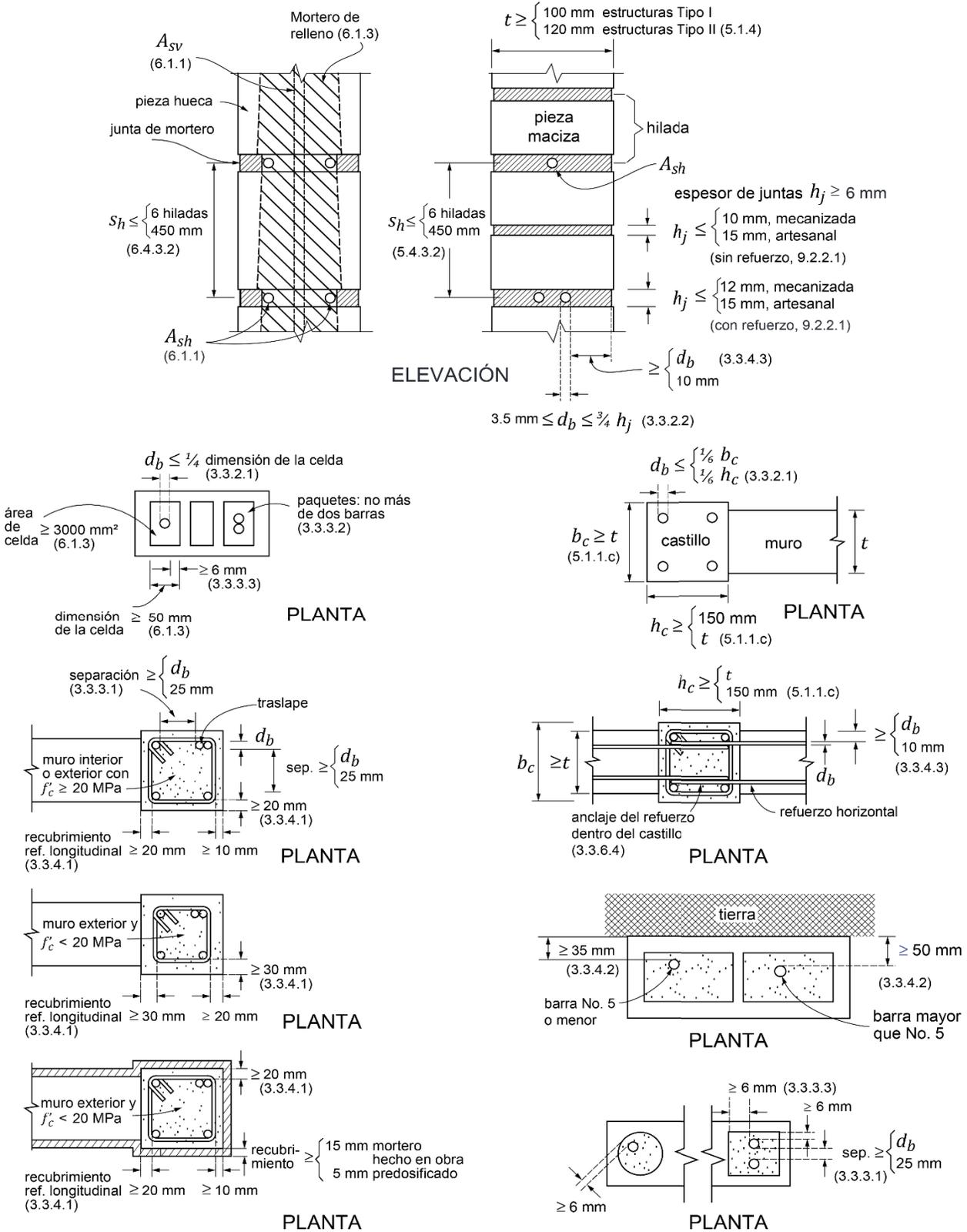


Figura 0.1 Tamaño, colocación y protección del refuerzo

### 3.3.5.1 En barras rectas

Las barras a tensión podrán terminar con un doblez a 90 o 180 grados. El tramo recto después del doblez no será menor que  $12d_b$  para dobleces a 90 grados, ni menor que  $4d_b$  para dobleces a 180 grados, donde  $d_b$  es el diámetro de la barra (figura 0.2).

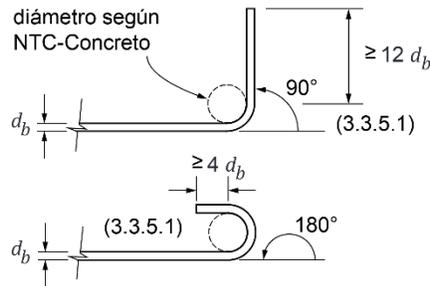


Figura 0.2 Dobleces del refuerzo

### 3.3.5.2 En estribos

Los estribos deberán ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de  $6d_b$  de largo ni de 35 mm (figura 0.3).

Alternativamente, para facilitar la colocación y la compactación del concreto de castillos, podrán colocarse estribos “vuelta un cuarto” rematados con un doblez a 90° alrededor de las barras longitudinales del castillo. Los estribos “vuelta un cuarto” son aquellos en los que el refuerzo se traslapa en uno de los lados del estribo. En el caso de estribos para castillos externos el lado que debe traslaparse es el que está contiguo al muro. El remate del estribo será por medio de un doblez a 90° alrededor de las barras longitudinales que limitan el lado que se traslapa

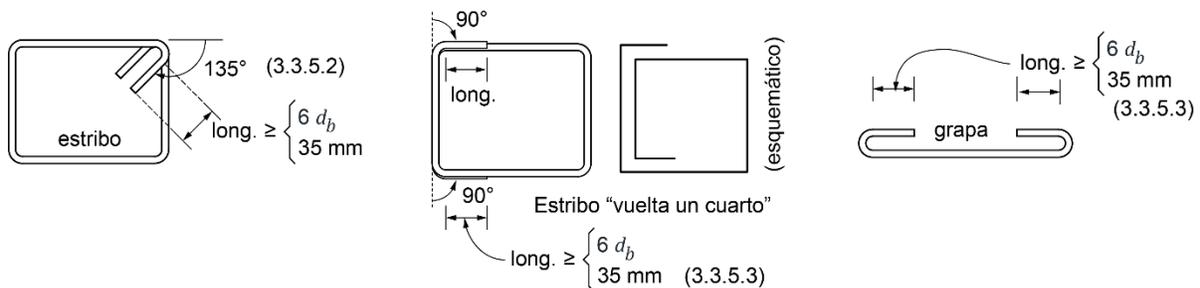


Figura 0.3 Estribos y grapas

seguido de un tramo recto con una longitud no menor que  $6d_b$  ni que 35 mm (figura 0.3).

### 3.3.5.3 En grapas

Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de  $6d_b$  de largo ni de 35 mm (figura 0.3).

## 3.3.6 Anclaje

### 3.3.6.1 Requisitos generales

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,  $L_d$ .

Para determinar la longitud de desarrollo, se aplicará lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

### 3.3.6.2 Barras rectas a tensión

La longitud de desarrollo,  $L_d$ , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que alcance su esfuerzo de fluencia especificado, será la requerida para concreto reforzado.

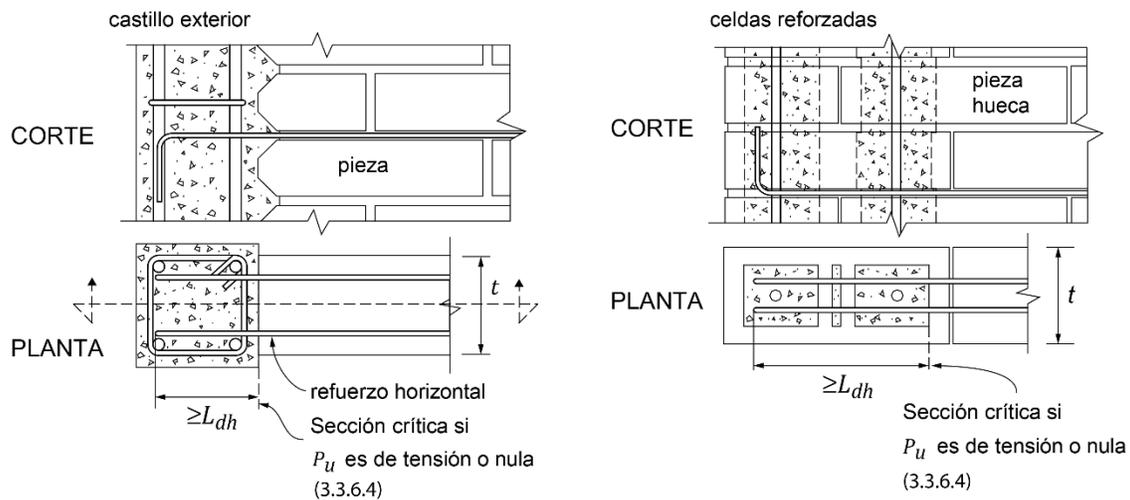
### 3.3.6.3 Barras a tensión con dobleces a 90 o 180 grados

La revisión de la longitud de anclaje de barras a tensión con dobleces a 90 o 180 grados,  $L_{dh}$ , se hará siguiendo las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

### 3.3.6.4 Refuerzo horizontal en juntas de mortero

El refuerzo horizontal colocado en juntas de mortero (0 y 0) 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. Si se requiere, se podrán anclar dos o más barras o alambres en el mismo castillo o celda que refuercen muros colineales o transversales. No se admitirá el traslape de alambres o barras de refuerzo horizontal en ningún tramo.

El refuerzo horizontal deberá anclarse en los castillos, ya sean externos o internos, o en las celdas rellenas reforzadas (figura 0.4), 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 0.4 Anclaje de refuerzo horizontal**

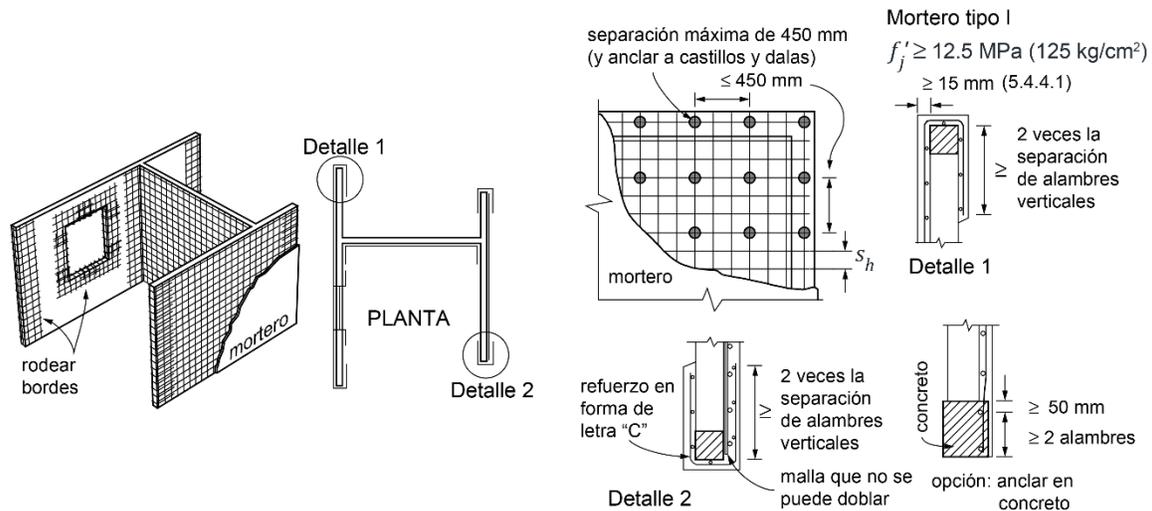
Si la carga axial de diseño,  $P_u$ , que obra sobre el muro es de tensión o nula, la longitud de anclaje deberá satisfacer lo señalado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

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 (figura 0.4).

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 al centro del muro.

### 3.3.6.5 Mallas de alambre soldado

Las mallas de alambre soldado se deberán anclar a la mampostería, así como a los castillos y dadas si existen, de manera que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia (figura 0.5).



**Figura 0.5 Refuerzo con malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero**

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 (figura 0.5). Si para fijar la malla de alambre soldado se usan conectores instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada o clavos de acero, la separación máxima será de 450 mm.

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.

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 el inciso 0.

Se admitirá que la malla se fije en contacto con la mampostería.

### 3.3.7 Traslape de barras

La longitud de traslape y posición de los traslapes del refuerzo longitudinal en castillos de muros confinados se hará de acuerdo con el inciso 0 y en muros con refuerzo interior de acuerdo con el inciso 0. Para el traslape de mallas de alambre soldado se seguirá lo señalado en el inciso 0.

En dalas, no se admite traslape más del 50% del refuerzo en una sola sección.

La longitud de traslapes de barras en concreto se determinará según lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en los incisos 0 y 0.

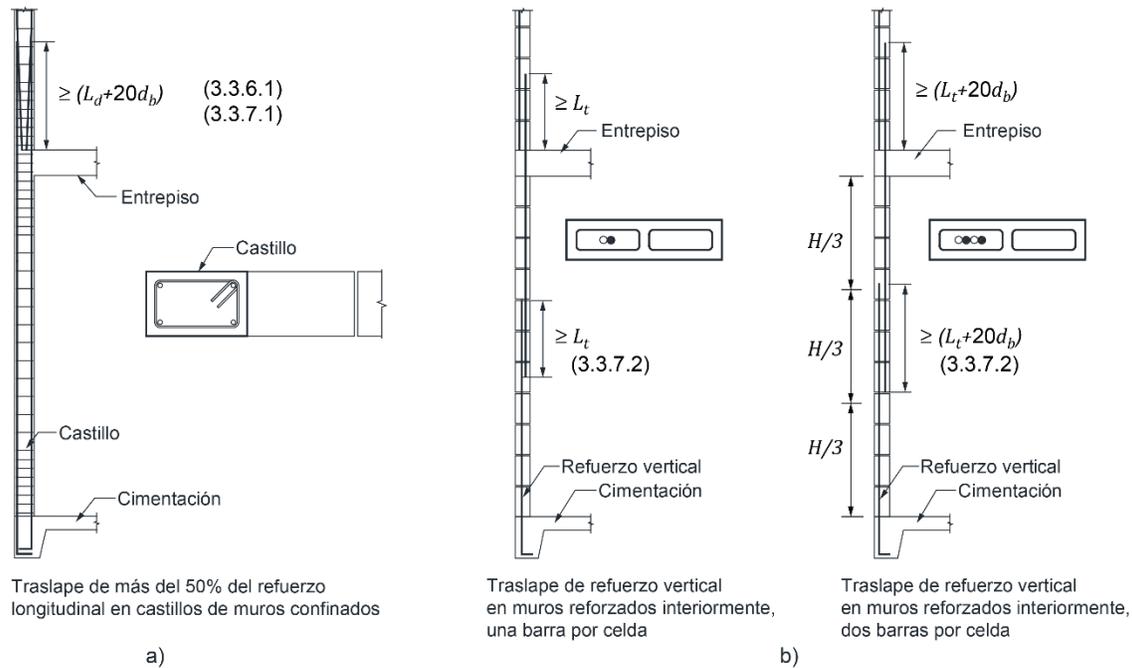
No se aceptan uniones de barras soldadas.

#### 3.3.7.1 Traslape de barras verticales en castillos de muros confinados

La longitud de traslape del acero longitudinal en castillos internos o externos de mampostería confinada se calculará de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en este inciso.

En el primer nivel de mampostería de la estructura, el refuerzo longitudinal se podrá traslape sólo en el tercio medio del entrepiso y los estribos en toda la longitud del traslape tendrán una separación menor o igual que  $h_c/2$ .

Cuando se requiera traslape más del 50% del refuerzo en una sola sección del castillo, la longitud de traslape calculada se incrementará en  $20d_b$  (figura 0.6.a).



**Figura 0.6 Longitudes de traslape de barras, a) en castillos de muros confinados y b) en muros reforzados interiormente**

### 3.3.7.2 Traslape de barras verticales en muros con refuerzo interior

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 ecuación 0.1.

$$L_t = 1.56 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f'_j}} \geq 40d_b \quad \left( L_t = 0.49 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f'_j}} \geq 40d_b \right) \quad (0.1)$$

$d_b$  diámetro de la barra de refuerzo;

$\beta_1$  =1 para barras de menor diámetro que las del No 5 o  
=1.3 para barras del No. 5 o de mayor diámetro;

$\beta_2$  recubrimiento mínimo del mortero. En bloques de concreto se debe tomar el recubrimiento del mortero más la mitad del espesor de la pared de la pieza. Este valor en ningún caso se tomará mayor que  $5d_b$ ; y

En ningún caso la longitud de traslape será menor que  $40d_b$ .

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 estructura de mampostería, en el cual se podrán ubicar sólo en el tercio medio.

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  $20d_b$  (figura 0.6.b).

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.

### 3.3.7.3 Traslape de mallas de alambre soldado

Las mallas de alambre soldado deberán ser continuas, sin traslape, a lo largo del muro. Si la altura del muro así lo demanda, se aceptará unir las mallas. El traslape se colocará en una zona donde los esfuerzos esperados en los alambres sean bajos. 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.

## 4. MUROS DIAFRAGMA

### 4.1 Alcance

Son los que se encuentran 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 0) o reforzada interiormente (Capítulo 0).

Los muros diafragma deberán cumplir con lo siguiente:

- El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm en edificaciones Tipo I, ni que 120 mm para edificaciones Tipo II.
- Se revisará que las resistencias de diseño por aplastamiento, por deslizamiento y a tensión diagonal calculadas en las secciones 0 a 0, respectivamente, sean iguales o superiores a la fuerza cortante de diseño. La fuerza cortante de diseño se calculará de acuerdo con el inciso 4.2.1.
- Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 0 y 0, respectivamente.
- Los muros diafragma deberán construirse de modo de garantizar su contacto con las columnas y vigas del marco, a todo lo largo de la junta.

### 4.2 Determinación de las fuerzas laterales de diseño de muros diafragma

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 3.2.1. Optativamente, podrá utilizarse el modelo de la diagonal equivalente. En este caso, el muro se sustituye por un elemento diagonal biarticulado a compresión cuya geometría se define en el inciso 0.

#### 4.2.1 Fuerza cortante de diseño en muros diafragma

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 diagonal multiplicada por el factor de carga correspondiente.

#### 4.2.2 Geometría de la diagonal equivalente en muros diafragma

La sección transversal de la diagonal equivalente tendrá un espesor igual al del muro y una anchura igual a (figura 0.1):

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \quad (0.1)$$

donde  $\ell_c$  y  $\ell_v$  son las longitudes de contacto del muro con la columna y con la viga, respectivamente, cuando la estructura se deforma lateralmente, y  $l_d$  es la longitud de la diagonal. Las longitudes  $\ell_c$ ,  $\ell_v$  y  $l_d$  se determinarán como:

$$\ell_c = \frac{\pi}{2} \left( \frac{4E_f I_c H}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (0.2)$$

$$\ell_v = \pi \left( \frac{4E_f I_v L}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (0.3)$$

$$l_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}} \quad (0.4)$$

donde:

$E_f, E_m$	módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, del material del marco y de la mampostería, respectivamente, MPa (kg/cm <sup>2</sup> );
$I_c, I_v$	momentos de inercia de la sección transversal bruta de la columna y de la viga, mm <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> );
H	altura libre del muro, mm (cm);
L	longitud del muro, mm (cm); y

$\theta_d = \tan^{-1} H/L$  ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal.

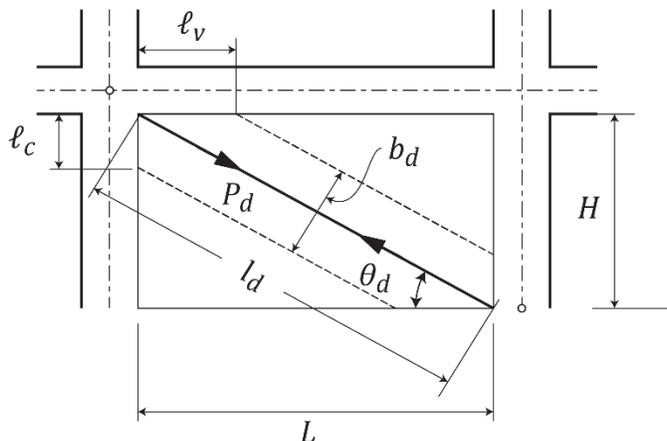


Figura 0.1 a) Geometría de la diagonal equivalente; b) Geometría de un muro diafragma

#### 4.3 Resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma

La resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal de un muro diafragma se calculará como:

$$V_R = 0.4F_R f'_m b_d t \cdot \cos \theta_d \quad (0.1)$$

donde  $b_d$  y  $\theta_d$  se calculan de acuerdo con el inciso 0 y  $F_R = 0.6$  (inciso 0).

#### 4.4 Fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma

La fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma con  $H/L \leq 1.0$  se calculará como:

$$V_R = \frac{0.5F_R v'_m A_T}{1 - 0.9F_R \tan \theta_d} \quad (0.1)$$

donde  $\theta_d$  se calcula de acuerdo con el inciso 0 y  $F_R = 0.7$  (inciso 0). Si  $H/L > 1$  no será necesario revisar para este modo de falla.

#### 4.5 Fuerza cortante resistente a tensión diagonal en muros diafragma

La fuerza cortante resistente a tensión diagonal en el plano del muro diafragma se calculará de acuerdo con los capítulos 0 o 0 dependiendo de la modalidad de mampostería usada, ya sea mampostería confinada o reforzada interiormente, respectivamente.

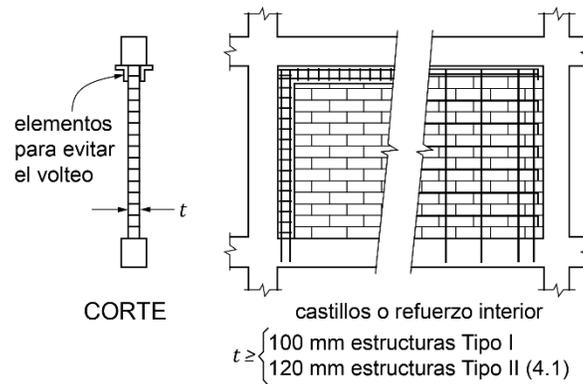
En todos los casos, se supondrá que  $P = 0$ .

#### 4.6 Rigidez reducida de muros diafragma para el cálculo de distorsiones de entrepiso

Para calcular las distorsiones de entrepiso ante cargas inducidas por sismo y compararlas con las distorsiones límite señaladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por 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.

#### 4.7 Volteo del muro diafragma

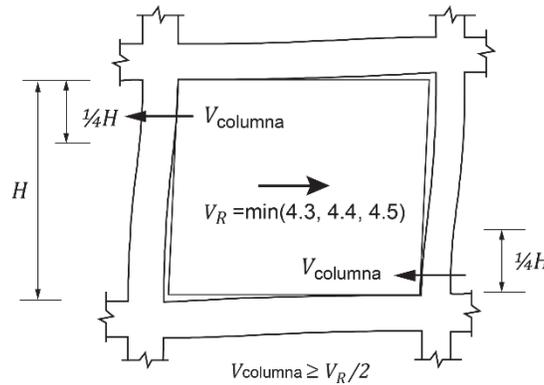
Se deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano. Para lograrlo, se diseñará y detallará la unión entre el marco y el muro diafragma y se reforzará el muro con castillos o refuerzo interior (figura 0.1). La resistencia a flexión perpendicular al plano del muro se calculará de acuerdo con el inciso 0.



**Figura 0.1 Ejemplos esquemáticos de detallado de muros diafragma**

#### 4.8 Interacción marco–muro diafragma en el plano

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 (figura 0.1).



**Figura 0.1 Interacción marco–muro diafragma**

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 0, 0 y 0 con  $F_R = 1.0$ .

## 5. MAMPOSTERÍA CONFINADA

### 5.1 Alcance

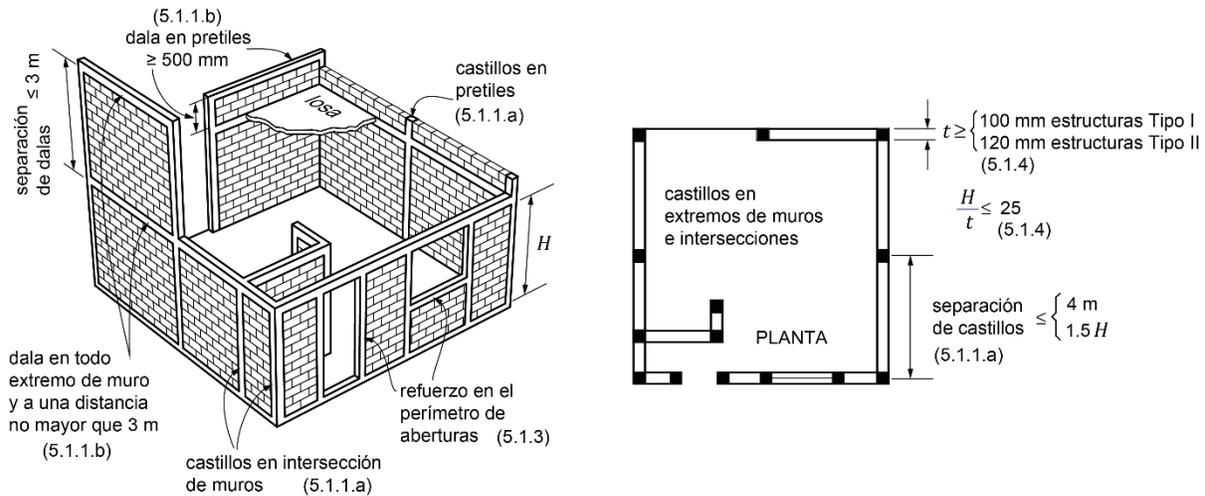
Es la que está reforzada con castillos y dalas. Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los requisitos 0 a 0 (figuras 0.1, 0.2 y 0.3). En esta modalidad, los castillos o porciones de ellos se cuelan una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

Los castillos serán externos si se construyen por fuera de la mampostería; los castillos internos son los que se construyen dentro de piezas huecas, de modo que no son visibles desde el exterior.

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 0 y 0, respectivamente.

#### 5.1.1 Castillos y dalas

Los castillos y dalas deberán cumplir con lo siguiente: (figuras 0.1 y 0.2):



**Figura 0.1 Requisitos para mampostería confinada**

- a) 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 pretilos o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m.
- b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm (figura 0.2). Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como lo establecen los incisos 0.e y 0.g. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor que 3 m y en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm.
- c) Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro,  $t$ . En el caso de los castillos, la dimensión paralela al muro no será menor que 150 mm.
- d) El concreto de castillos y dalas de muros interiores y exteriores en ambientes no agresivos tendrá una resistencia a compresión,  $f'_c$ , no menor que 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>).
- e) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla 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 ecuación 0.1:

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c \quad (0.1)$$

donde  $A_s$  es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala,  $h_c$  es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro y  $b_c$  la dimensión perpendicular al plano del muro.

- f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.
- g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversal-mente por estribos cerrados y con un área,  $A_{sc}$ , al menos igual a la calculada con la ecuación 0.2:

$$A_{sc} = \frac{10000s}{f_y h_c} \quad \left( A_{sc} = \frac{1000s}{f_y h_c} \right) \quad (0.2)$$

La separación de los estribos,  $s$ , no excederá de  $1.5t$  ni de 200 mm.

h) En estructuras Tipo II, se suministrará refuerzo transversal con área igual a la calculada con la ecuación 0.2, con una separación no mayor que  $h_c/2$  dentro de una longitud  $H_0$  en cada extremo de los castillos. La longitud  $H_0$  se tomará como el mayor de  $H/6$  y 400 mm.

i) Para facilitar la colocación y compactación del concreto en castillos se podrán utilizar estribos “vuelta un cuarto” (inciso 0).

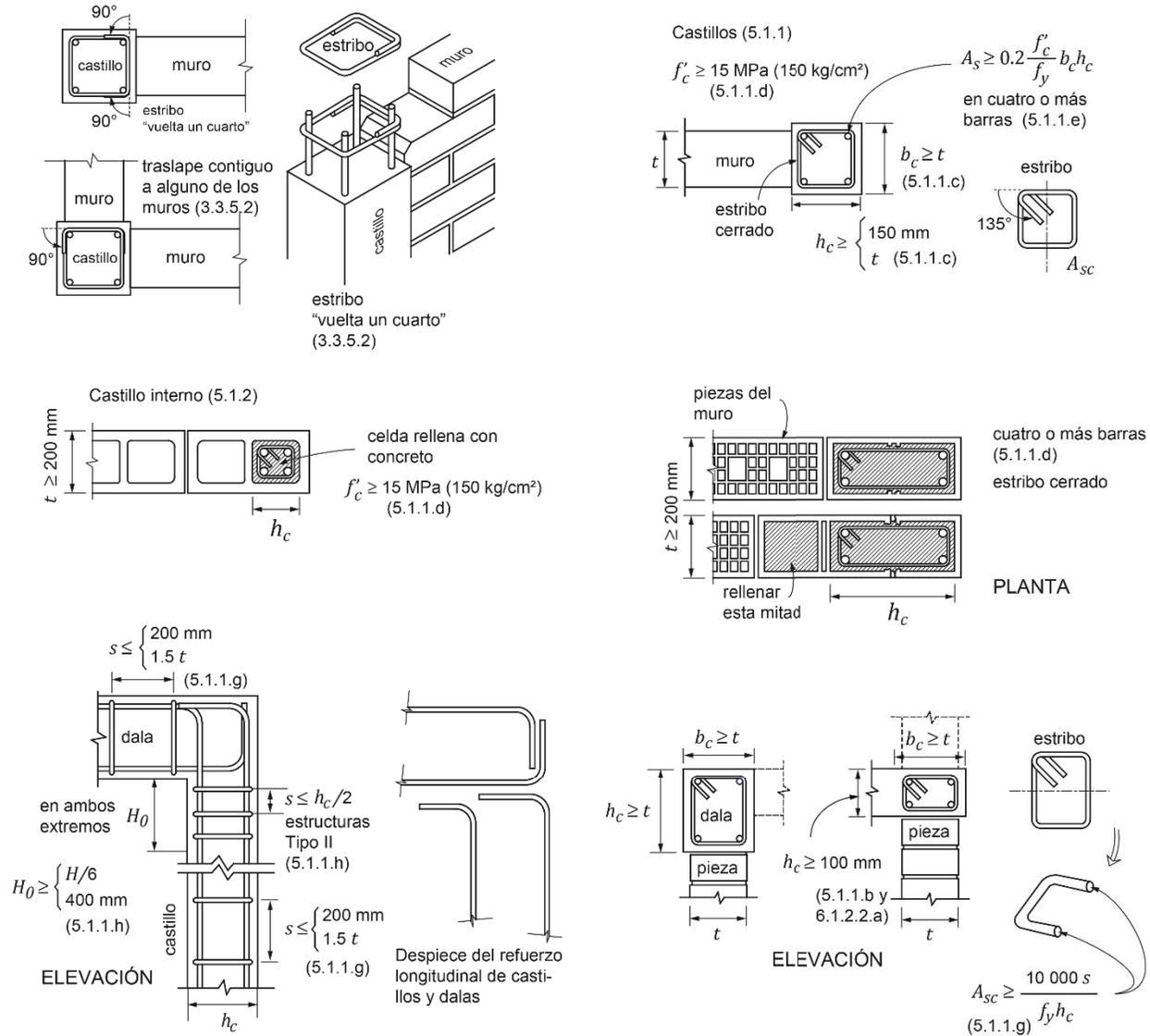
### 5.1.2 Muros con castillos internos

Se acepta 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 apartados del inciso 0, con excepción del apartado 0.c.

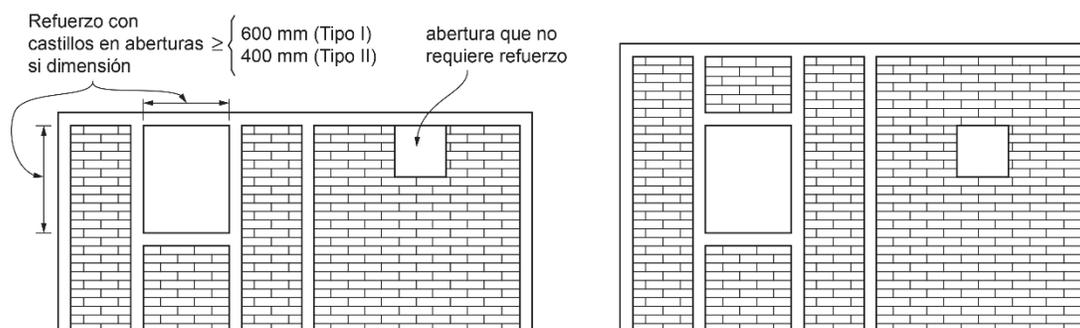
El concreto de relleno de las celdas deberá satisfacer el inciso 0.d. Se deberán colocar estribos o grapas en los extremos de los castillos como se indica en el inciso 0.h, para estructuras Tipo I y Tipo II.

**5.1.3 Muros con aberturas**

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuyas dimensiones horizontal o vertical excedan de 400 mm en estructuras Tipo I o 600 mm en estructuras Tipo II (figura 0.3). También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro (figura 0.1)



**Figura 0.2 Castillos y dalas**



**Figura 0.3 Refuerzo en el perímetro de aberturas**

En muros con castillos internos, se aceptará sustituir a la dala de la parte inferior de una abertura por acero de refuerzo horizontal anclado en los castillos internos que confinan a la abertura. El refuerzo consistirá de barras capaces de alcanzar en conjunto una tensión a la fluencia de 29 kN (2950 kg).

#### 5.1.4 Espesor y relación altura a espesor de los muros

En estructuras Tipo I, el espesor de los muros de mampostería,  $t$ , no será menor que 100 mm, ni que 120 mm en estructuras Tipo II. En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro,  $H/t$ , excederá de 25.

#### 5.2 Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 0, 0 y 0, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

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. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 0.

#### 5.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

##### 5.3.1 Resistencia a compresión de muros confinados

La carga vertical resistente,  $P_R$ , se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \quad (0.1)$$

donde:

$F_E$  se obtendrá de acuerdo con el inciso 0; y

$F_R$  se tomará igual a 0.6.

##### 5.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

###### 5.3.2.1 Método general de diseño

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 el inciso 0. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia indicado en el inciso 0.

###### 5.3.2.2 Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean éstos externos o internos, las fórmulas simplificadas siguientes (ecuaciones 0.2 y 0.3) dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección,  $M_R$ , se calculará de acuerdo con las ecuaciones (figura 0.1):

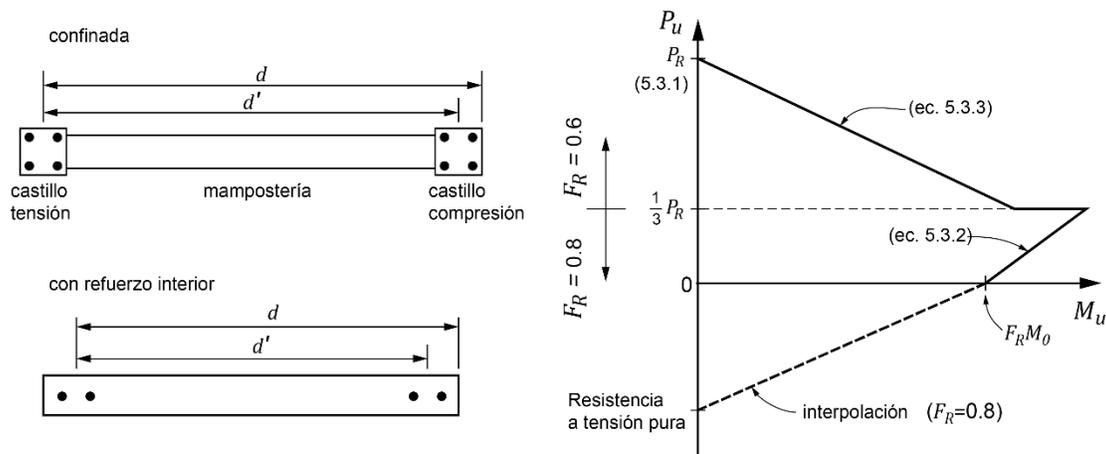


Figura 0.1 Diagrama de interacción carga axial-momento flexionante resistente de diseño con el método optativo

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (0.2)$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 F_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (0.3)$$

donde:

$M_0 = A_s f_y d'$  resistencia a flexión pura del muro;

$A_s$  área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro;

$d'$  distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;

$d$  distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;

$P_u$  carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones 0.2 y 0.3; y

$F_R$  se tomará igual a 0.8, si  $P_u \leq P_R/3$  e igual a 0.6 en caso contrario.

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente  $M_0$ , afectando el resultado por  $F_R = 0.8$ .

## 5.4 Resistencia a cargas laterales

### 5.4.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales,  $V_R$  será proporcionada por la mampostería,  $V_{mR}$ . Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado,  $V_{sR}$ , de modo que:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \quad (0.1)$$

La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería se calculará con el procedimiento del inciso 0. La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se determinará según el inciso 0. La fuerza cortante resistida por mallas de alambre soldado se calculará cumpliendo con el inciso 0. Para estructuras Tipo I se podrá utilizar el procedimiento optativo del inciso 0 para calcular  $V_{mR}$  y  $V_{sR}$ , si se usa acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado.

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.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados.

El factor de resistencia,  $F_R$ , se tomará igual a 0.7 (inciso 0).

### 5.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería  $V_{mR}$ , se calculará con la ecuación 0.2:

$$V_{mR} = F_R [(0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f] \leq 1.5 F_R v'_m A_T f \quad (0.2)$$

donde  $A_T$  es el área transversal del muro incluyendo a los castillos pero sin transformar su área transversal.

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 como

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \quad (0.3)$$

para los casos intermedios de  $H/L$ , se interpolará linealmente.

### 5.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

#### 5.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo

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.

No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica ("escaleras") para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

El esfuerzo especificado de fluencia para diseño,  $f_{yh}$ , no deberá ser mayor que 600 MPa (6 000 kg/cm<sup>2</sup>).

El refuerzo horizontal se detallará como se indica en los incisos 0, 0, 0 y 0.

#### 5.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal,  $s_h$ , no excederá de cuatro hiladas ni de 450 mm.

#### 5.4.3.3 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

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/cm<sup>2</sup>).

El valor máximo de  $p_h f_{yh}$  será  $0.15 f_{an} f'_m$  pero no menor que 0.3 MPa (3 kg/cm<sup>2</sup>) ni mayor que  $0.05 h_j f_{yh} / s_h$ , donde  $h_j$  es el espesor de la junta horizontal.

#### 5.4.3.4 Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante resistente debida al refuerzo horizontal,  $V_{sR}$ , se calculará con

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (0.4)$$

El valor de  $\eta$  se determinará como sigue:

a) Si el muro está sujeto a una carga axial  $P$  de compresión,

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s \quad (0.5)$$

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t} \quad (0.6)$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases} \quad (0.7)$$

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh} \quad (0.8)$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa } \left( 90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa } \left( 60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \end{cases} \quad (0.9)$$

El valor de  $k_1$  no será menor que  $(1 - 0.1f_{an}f'_m\alpha)$ .

Para casos intermedios de  $H/L$  y  $f'_m$ , se interpolará linealmente para obtener los valores de  $k_0$  y  $\eta_s$ , respectivamente;  $\alpha = 0.45 \text{ MPa}^{-1}$  ( $0.045 \text{ (kg/cm}^2\text{)}^{-1}$ ).

Cuando el valor de  $p_h f_{yh} > 0.1f_{an}f'_m$ , el valor de  $\eta_s$  se multiplicará por  $0.1f_{an}f'_m/(p_h f_{yh})$ .

b) Si el muro está sujeto a una carga axial  $P$  en tensión,

$$\eta = k_1 \eta_s \quad (0.10)$$

El valor de  $k_1$  y  $\eta_s$  se calcularán de acuerdo con el apartado a) de este inciso.

#### 5.4.4 Fuerza cortante resistida por malla de alambre soldado recubierta de mortero

##### 5.4.4.1 Tipo de refuerzo y de mortero

Se permitirá el uso de mallas de alambre soldado para resistir la fuerza cortante. Las mallas deberán tener, en ambas direcciones, la misma área de refuerzo por unidad de longitud.

El esfuerzo de fluencia para diseño,  $f_{yh}$ , no deberá ser mayor que 500 MPa (5 000 kg/cm<sup>2</sup>).

Las mallas se anclarán y se detallarán como se señala en las secciones 0 y 0.

Las mallas deberán ser recubiertas por una capa de mortero tipo I (tabla 0.3) con espesor mínimo de 15 mm.

##### 5.4.4.2 Cuantías mínima y máxima de refuerzo

Para fines de cálculo, sólo se considerará la cuantía de los alambres horizontales. Si la malla se coloca con los alambres inclinados, en el cálculo de la cuantía se considerarán las componentes horizontales.

En el cálculo de la cuantía sólo se incluirá el espesor de la mampostería del muro,  $t$ .

Las cuantías mínima y máxima serán las prescritas en el inciso 0.

##### 5.4.4.3 Diseño de la malla

La fuerza cortante que resistirá la malla se obtendrá como se indica en el inciso 0. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero. En las ecuaciones 0.5 y 0.10, se debe usar  $\eta_s = 0.5$ .

#### 5.4.5 Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I

Este procedimiento sólo podrá utilizarse en el diseño de estructuras Tipo I.

##### 5.4.5.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño,  $V_{mR}$ , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T \quad (0.11)$$

donde  $P$  se deberá tomar positiva en compresión. En el área  $A_T$  se debe incluir a los castillos pero sin transformar el área transversal.

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  $P$  es de tensión, se despreciará la contribución de  $V_{mR}$ .

##### 5.4.5.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

Se deberán satisfacer los incisos 0, 0 y 0.

La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se calculará como:

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (0.12)$$

donde el factor  $\eta$  se determinará como

$$\eta = k_1 \eta_s \quad (0.13)$$

$k_1$  y  $\eta_s$  se determinarán de conformidad con el inciso 0.

#### 5.4.5.3 Fuerza cortante resistida por mallas de acero soldado

Se deberán satisfacer los incisos 0 y 0.

La fuerza cortante resistida por la malla se calculará como se indica en el inciso 0. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero. En la ecuación 0.13, se debe usar  $\eta_s = 0.5$ .

## 6. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

### 6.1 Alcance

Es aquella con 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. 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 0 a 0 (figuras 0.1 a 0.3).

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 0 y 0, respectivamente.

#### 6.1.1 Cuantías de refuerzo horizontal y vertical

La suma de las cuantías multiplicadas por el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal y vertical, no será menor que 0.84 MPa (8.4 kg/cm<sup>2</sup>) y ninguna de las dos cuantías multiplicada por el esfuerzo de fluencia será menor que 0.3 MPa (3 kg/cm<sup>2</sup>), tal que:

$$\begin{aligned} p_h f_{yh} + p_v f_{yv} &\geq 0.84 \text{ MPa} \\ (p_h f_{yh} + p_v f_{yv} &\geq 8.4 \text{ kg/cm}^2) \\ p_h f_{yh} &\geq 0.3 \text{ MPa y } p_v f_{yv} \geq 0.3 \text{ MPa} \\ (p_h f_{yh} &\geq 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } p_v f_{yv} \geq 3 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned} \quad (0.1)$$

donde:

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t} \quad (0.2)$$

$A_{sh}$  área de acero de refuerzo horizontal colocada a una separación  $s_h$  (figura 0.1);

$A_{sv}$  área de acero de refuerzo vertical colocada a una separación  $s_v$ ;

$f_{yh}$  esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal; y

$f_{yv}$  esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo vertical.

En las ecuaciones 0.1 y 0.2 no se deberá incluir el refuerzo en los extremos del muro requerido en el inciso 0.

#### 6.1.2 Tamaño, colocación y separación del refuerzo

Se deberá cumplir con las disposiciones aplicables de la sección 0, adicionalmente a lo establecido en este inciso.

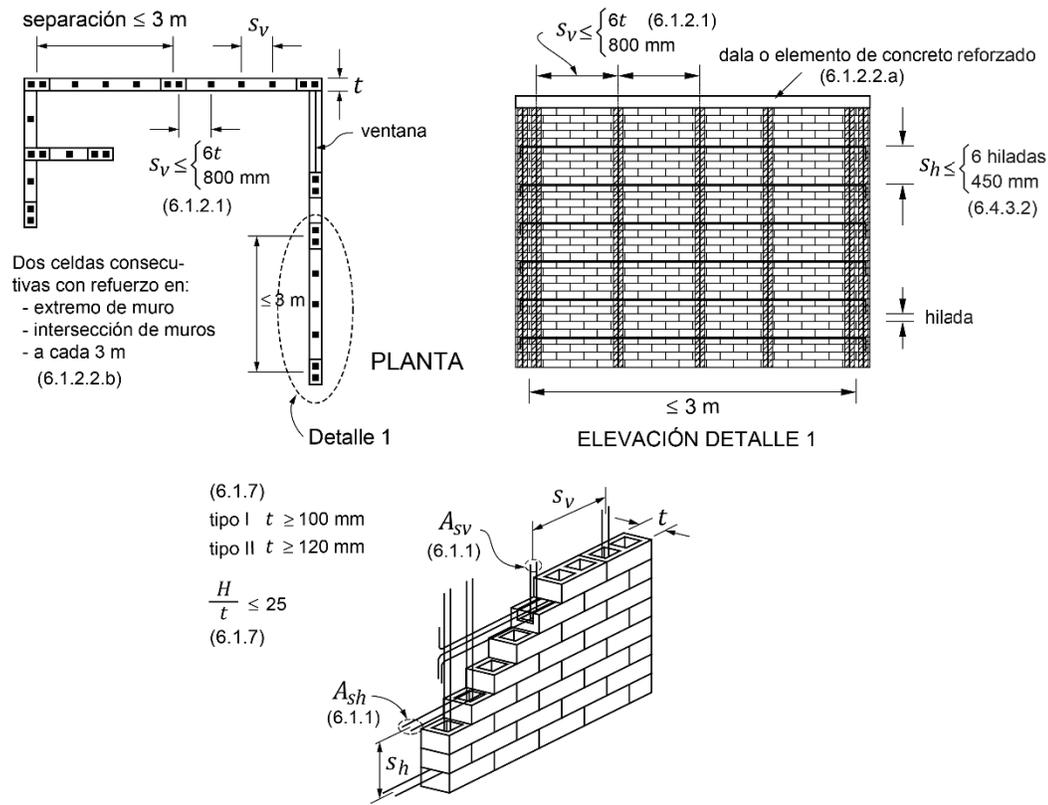


Figura 0.1 Requisitos para mampostería con refuerzo interior

6.1.2.1 Refuerzo vertical

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 (figura 0.1).

6.1.2.2 Refuerzo en los extremos de muros

a) Deberá colocarse, por lo menos, una barra vertical del No. 3 (9.5 mm de diámetro) con esfuerzo de fluencia especificado de 412 MPa (4200 kg/cm<sup>2</sup>), o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en la intersecciones entre muros o a cada 3 m (figura 0.1).

b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm. Aún en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal (ver figura 0.2).

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 ecuación 0.3:

$$A_s \geq 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c \tag{0.3}$$

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 ecuación 0.4:

$$A_{sc} = \frac{10\,000 s}{f_y h_c} \quad \left( A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c} \right) \tag{0.4}$$

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.

### 6.1.3 Mortero de relleno y concreto de relleno

Para el colado de las celdas donde se aloje el refuerzo vertical podrán emplearse los morteros de relleno y concretos de relleno especificados en el inciso 0, o se podrá usar el mismo mortero que se usa para pegar las piezas (inciso 0), si el mortero es del Tipo I y se rellena hilada por hilada. El hueco de las piezas (celda) tendrá una dimensión mínima igual o mayor que 50 mm y una área no menor que 3000 mm<sup>2</sup>.

### 6.1.4 Anclaje del refuerzo horizontal y vertical

El anclaje de las barras de refuerzo horizontal y vertical deberá cumplir con el inciso 0.

### 6.1.5 Muros transversales

Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura (figura 0.2). Los dispositivos deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño a fuerza cortante del muro transversal dividida por el factor de resistencia correspondiente. En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal.

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

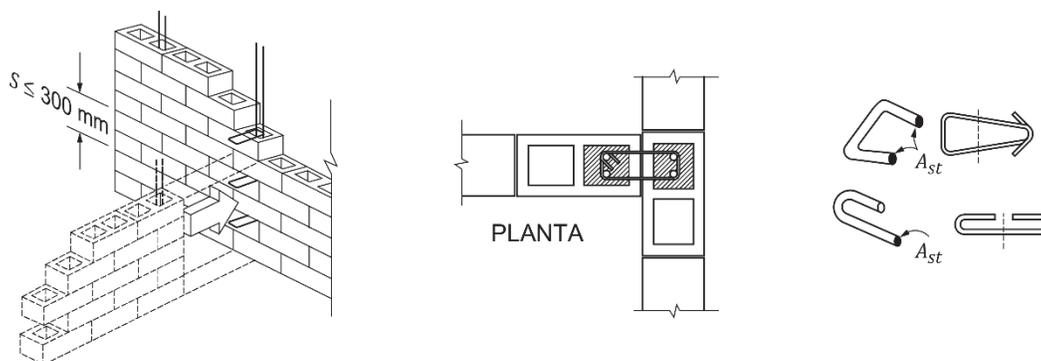


Figura 0.2 Conectores entre muros sin traslape de piezas

$$A_{st} = \frac{2.5(V_{mR} + V_{sR}) t s}{F_R L f_y} \quad \left( A_{st} = \frac{V_{mR} + V_{sR} t s}{4F_R L f_y} \right) \quad (0.5)$$

donde  $A_{st}$  está en mm<sup>2</sup> (cm<sup>2</sup>),  $V_{mR}$  y  $V_{sR}$ , en N (kg), son las fuerzas cortantes resistidas por la mampostería y el refuerzo horizontal, si aplica,  $F_R$  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<sup>2</sup>). La separación  $s$  no deberá exceder de 300 mm.

### 6.1.6 Muros con aberturas

Existirán elementos de refuerzo vertical y horizontal en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda 600 mm en estructuras Tipo I y 400 mm en estructuras Tipo II (figura 0.3). Los elementos de refuerzo vertical y horizontal serán como los señalados en el inciso 0.

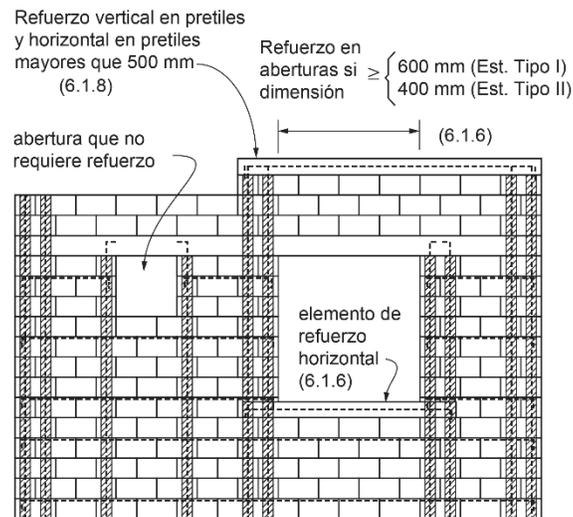


Figura 0.3 Refuerzo en aberturas y pretiles

### 6.1.7 Espesor y relación altura a espesor de los muros

En estructuras Tipo I, el espesor de la mampostería de los muros,  $t$ , no será menor que 100 mm ni que 120 mm en estructuras Tipo II. En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro,  $H/t$ , excederá de 25.

### 6.1.8 Pretiles

Los pretiles o parapetos deberán reforzarse interiormente con barras de refuerzo vertical como las especificadas en el inciso 0.a. Se deberá proporcionar refuerzo horizontal en la parte superior de pretiles o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm de acuerdo con el inciso 0 (figura 0.3).

### 6.1.9 Supervisión

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.

## 6.2 Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 0, 0 y 0, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

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. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 0.

## 6.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

### 6.3.1 Resistencia a compresión de mampostería con refuerzo interior

La carga vertical resistente,  $P_R$ , se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \leq 1.25 F_R F_E f'_m A_T \quad (0.1)$$

donde:

$F_E$  se obtendrá de acuerdo con el inciso 0; y

$F_R$  se tomará igual a 0.6.

### 6.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

#### 6.3.2.1 Método general de diseño

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro reforzado interiormente se calculará con base en las hipótesis estipuladas en el inciso 0. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia indicado en el inciso 0.

#### 6.3.2.2 Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes (ecuaciones 0.2 y 0.3) dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección,  $M_R$ , se calculará de acuerdo con las ecuaciones:

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{F_R}{3} \quad (0.2)$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_u d) \times \left(1 - \frac{P_u}{F_R}\right) \quad \text{si } P_u \geq \frac{F_R}{3} \quad (0.3)$$

donde:

- $M_0$  =  $A_s f_y d'$  resistencia a flexión pura del muro;
- $A_s$  área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en los extremos del muro;
- $d'$  distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;
- $d$  distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;
- $P_u$  carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones 0.2 y 0.3; y
- $F_R$  se tomará igual a 0.8, si  $P_u \leq F_R/3$  e igual a 0.6 en caso contrario.

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente  $M_0$ , afectando el resultado por  $F_R = 0.8$  (ver figura 0.1).

### 6.4 Resistencia a cargas laterales

#### 6.4.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales,  $V_R$ , será proporcionada por la mampostería,  $V_{mR}$ . Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado,  $V_{sR}$ , de modo que:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \quad (0.1)$$

La resistencia a cargas laterales proporcionada por la mampostería se calculará con el procedimiento del inciso 0. La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se determinará según el inciso 0. Para estructuras Tipo I se podrá utilizar el procedimiento optativo del inciso 0 para calcular  $V_{mR}$  y  $V_{sR}$ .

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.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dadas, refuerzo vertical interior ni castillos internos de muros.

El factor de resistencia,  $F_R$ , se tomará igual a 0.7 (0).

#### 6.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería  $V_{mR}$ , se calculará con la ecuación 0.2:

$$V_{mR} = F_R [(0.5 v'_m A_T + 0.3P) \cdot f] \leq 1.5 F_R v'_m A_T f \quad (0.2)$$

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 como

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \quad (0.3)$$

para los casos intermedios de  $H/L$ , se interpolará linealmente.

#### 6.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

##### 6.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo

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.

No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica (“escaleras”) para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

El esfuerzo especificado de fluencia para diseño,  $f_{yh}$ , no deberá ser mayor que 600 MPa (6 000 kg/cm<sup>2</sup>).

El refuerzo horizontal se detallará como se indica en los incisos 0, 0, 0 y 0.

##### 6.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal,  $s_h$ , no excederá de cuatro hiladas ni de 450 mm.

##### 6.4.3.3 Factor de área neta del muro

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.

##### 6.4.3.4 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

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/cm<sup>2</sup>).

El valor máximo de  $p_h f_{yh}$  será  $0.15 f_{nm} f'_m$  pero no menor que 0.3 MPa (3 kg/cm<sup>2</sup>) ni mayor que  $0.05 h_j f_{yh} / s_h$ , donde  $h_j$  es el espesor de la junta horizontal.

##### 6.4.3.5 Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal,  $V_{sR}$ , se calculará con

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (0.4)$$

El valor de  $\eta$  se determinará como sigue:

a) Si el muro está sujeto a una carga axial  $P$  de compresión,

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s \quad (0.5)$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases} \quad (0.6)$$

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh} \quad (0.7)$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa } \left( 90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa } \left( 60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \end{cases} \quad (0.8)$$

El valor de  $k_1$  no será menor que  $(1 - 0.1 f_{nm} f'_m \alpha)$ .

Para casos intermedios de  $H/L$  y  $f'_m$ , se interpolará linealmente para obtener los valores de  $k_0$  y  $\eta_s$ , respectivamente;  $\alpha = 0.45 \text{ MPa}^{-1}$  ( $0.045 \text{ (kg/cm}^2\text{)}^{-1}$ ).

Cuando el valor de  $p_h f_{yh} > 0.1 f_{nm} f'_m$  el valor de  $\eta_s$  se multiplicará por  $0.1 f_{nm} f'_m / (p_h f_{yh})$ .

b) Si el muro está sujeto a una carga axial  $P$  en tensión,

$$\eta = k_1 \eta_s \quad (0.9)$$

El valor de  $k_1$  y  $\eta_s$  se calcularán de acuerdo con el apartado a) de este inciso.

#### 6.4.4 Procedimiento optativo para calcular la resistencia a corte en estructuras Tipo I

Este procedimiento sólo podrá utilizarse en el diseño de estructuras Tipo I.

##### 6.4.4.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño,  $V_{mR}$ , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T \quad (0.10)$$

donde  $P$  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  $P$  es de tensión, se despreciará la contribución de  $V_{mR}$ .

##### 6.4.4.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

Se deberán satisfacer los incisos 0, 0 y 0.

La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal se calculará como:

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (0.11)$$

donde el factor  $\eta$  se determinará como

$$\eta = k_1 \eta_s \quad (0.12)$$

$k_1$  y  $\eta_s$  se determinarán de conformidad con el inciso 0.

## 7. MUROS NO ESTRUCTURALES

### 7.1 Alcance

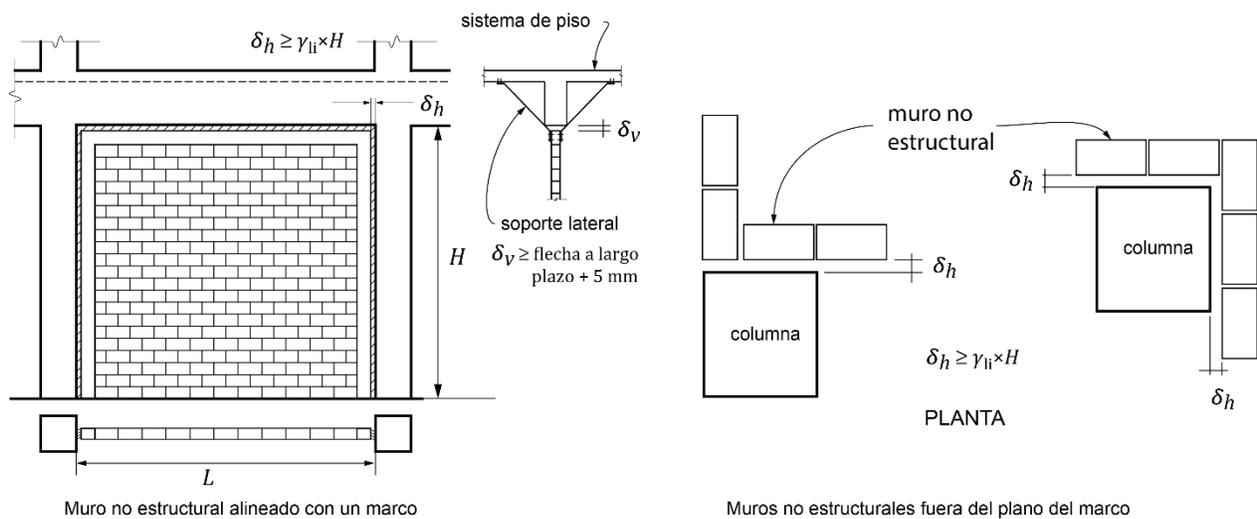
Son los que se construyen entre las vigas y columnas de un marco estructural y que no proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales ya que se construyen, intencionalmente, separados del marco, así como muros divisorios, pretilas, bardas etc., de los cuales no depende la seguridad de la estructura. Pueden ser de mampostería confinada (Capítulo 5), reforzada interiormente (Capítulo 6), o de otros materiales ligeros y cuya contribución a la resistencia y rigidez laterales sea poco significativa.

Los muros no estructurales deberán cumplir con lo siguiente:

- Deben diseñarse y construirse de modo de garantizar que no entren en contacto con el marco para las máximas distorsiones de entrepiso calculadas.
- El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm.
- Se revisará que resista las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano.
- Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 0 y 0, respectivamente.

### 7.2 Diseño

Los muros no estructurales se deberán diseñar de modo que la holgura lateral,  $\delta_h$ , entre un muro no estructural y un elemento estructural, columna o muro, no sea menor que el desplazamiento lateral inelástico del entrepiso (inciso 0) más 10 mm ( $\delta_h = \gamma_{li} \times H$ ). La holgura vertical no será menor que la flecha a largo plazo calculada al centro del claro de la viga más 5 mm. Cuando sea posible, de acuerdo con el proyecto arquitectónico, los muros deberán localizarse fuera del plano del marco (figura 0.1).



**Figura 0.1** Holguras entre muros no estructurales y columnas y vigas

Preferentemente, se deberán usar materiales ligeros tales que su rigidez y resistencia en el plano sean poco significativas.

En todos los casos, se revisará que los muros no estructurales puedan resistir las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano de conformidad con lo requerido en la sección 2.7.4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

## 8. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

### 8.1 Alcance

Esta sección 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.

### 8.2 Materiales

#### 8.2.1 Piedras

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>);
- Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 10 MPa (100 kg/cm<sup>2</sup>);
- La absorción máxima sea de 4 por ciento; y
- 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.

Las propiedades anteriores se determinarán de acuerdo con los procedimientos indicados en la Norma Mexicana correspondiente.

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará, en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. 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.

#### 8.2.2 Morteros

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo II (tabla 0.1), tal que la resistencia mínima en compresión sea de 7.5 MPa (75 kg/cm<sup>2</sup>).

La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

### 8.3 Diseño

#### 8.3.1 Esfuerzos resistentes de diseño

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:

$$F_R f'_m = 2.0 \text{ MPa (20 kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_R v'_m = 0.06 \text{ MPa (0.6 kg/cm}^2\text{)}$$

### 8.3.2 Determinación de la resistencia

Se verificará que, en cada sección, la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente de diseño dada por la expresión

$$F_R = F_R f'_m A_T \left(1 - \frac{2e}{t}\right) \quad (0.1)$$

donde  $t$  es el espesor de la sección y  $e$  es la excentricidad con que actúa la carga que incluye los efectos de empujes laterales si existen. 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 (inciso 0).

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 el inciso 0.

### 8.4 Cimientos

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) (figura 0.1).

En cimientos de mampostería de forma trapecial con un paramento vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión.

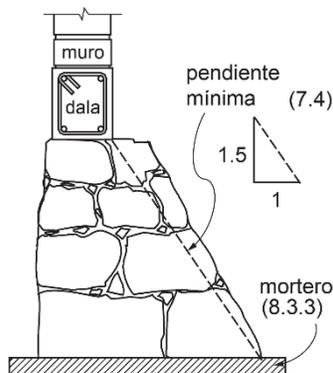


Figura 0.1 Cimiento de piedra

De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a separaciones no mayores que las señaladas en la tabla 0.1.

En la tabla 0.1, 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 0.1 Separación máxima de cimientos perpendiculares a cimientos donde no se revise la estabilidad a torsión**

Presión de contacto con el terreno, kPa (kg/m <sup>2</sup> )	Claro máximo, m
menos de 20 (2000)	10.0
más de 20 (2000) hasta 25 (2500)	9.0
más de 25 (2500) hasta 30 (3000)	7.5
más de 30 (3000) hasta 40 (4000)	6.0
más de 40 (4000) hasta 50 (5000)	4.5

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 deben empotrarse en los cimientos no menos de 400 mm (figura 0.1).

En el diseño se deberá considerar la pérdida de área debido al cruce de los cimientos.

### **8.5 Muros de contención**

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.

Los muros de contención se diseñarán con un sistema de drenaje adecuado. Además, se deberán cumplir las disposiciones del Capítulo 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

## **9. CONSTRUCCIÓN**

La construcción de las estructuras de mampostería cumplirá con lo especificado en el Título Séptimo del Reglamento de Construcciones para el D. F. y con lo indicado en este capítulo. El Director Responsable de Obra debe supervisar el cumplimiento de las disposiciones de este capítulo.

### **9.1 Planos de construcción**

Adicionalmente a lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el D. F., los planos de construcción deberán señalar, al menos:

- 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.
- b) El tipo de cementante a utilizar.
- c) Características y tamaño de los agregados.
- 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. Se incluirá el porcentaje de retención, fluidez, revenimiento y el consumo de mortero.
- 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) Tipo, diámetro y grado de las barras de acero de refuerzo.
- h) Resistencias a compresión y a compresión diagonal de diseño de la mampostería.
- i) El módulo de elasticidad y de cortante de diseño de la mampostería.
- j) Los detalles del refuerzo mediante figuras y/o notas, que incluyan colocación, anclaje, traslape, dobleces.
- k) Detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.
- l) Tolerancias de construcción.
- m) Si aplica, el tipo y frecuencia de muestreo de mortero y mampostería, como se indica en el inciso 0.

### **9.2 Construcción de mampostería de piedras artificiales**

#### **9.2.1 Materiales**

##### **9.2.1.1 Piezas**

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables en muros construidos con un mismo tipo de pieza. Si se combinan tipos de pieza, de arcilla, concreto o piedras naturales, se deberá deducir el comportamiento de los muros a partir de ensayos a escala natural.

Se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Condición de las piezas. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.
- b) Humedecimiento de las piezas. Todas las piezas de arcilla deberán saturarse al menos 2 h antes de su colocación. Las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse. Se aceptará un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero.
- c) Orientación de piezas huecas. Las piezas huecas se deberán colocar de modo que sus celdas y perforaciones sean ortogonales a la cara de apoyo (inciso 0).

d) Modulación de los bloques. Los bloques contarán con longitud modular de 400 mm, y altura modular de 200 mm, o mayores, en módulos de 100 mm, donde ambas dimensiones incluyan la junta de mortero.

#### 9.2.1.2 Morteros

Deberán cumplir con lo siguiente:

a) Mezclado del mortero. Se acepta el mezclado en seco de los sólidos hasta alcanzar un color homogéneo de la mezcla, la cual sólo se podrá usar en un lapso de 24 h. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor que 4 min, ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación.

b) Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua si es necesario. Sólo se aceptará un remezclado.

c) Los morteros a base de cemento portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 h a partir del mezclado inicial.

d) Revenimiento de morteros y concretos de relleno. Se deberán proporcionar de modo que alcancen el revenimiento señalado en los planos de construcción. Se deberán satisfacer los revenimientos y las tolerancias del inciso 0.

#### 9.2.1.3 Concretos

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. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad. El tamaño máximo del agregado será de 10 mm.

### 9.2.2 Procedimientos de construcción

#### 9.2.2.1 Juntas de mortero

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor,  $h_j$ , será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. Si se usan piezas de fabricación mecanizada, el espesor de las juntas horizontales no excederá de 12 mm si se coloca refuerzo horizontal en las juntas, ni de 10 mm sin refuerzo horizontal. Si se usan piezas de fabricación artesanal, el espesor de las juntas no excederá de 15 mm. El espesor mínimo será de 6 mm.

#### 9.2.2.2 Aparejo

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada (figura 0.1); para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural.

#### 9.2.2.3 Unión vertical de la mampostería con castillos externos

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 o bien, que se coloquen conectores metálicos o refuerzo horizontal. El colado del castillo se hará una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

#### 9.2.2.4 Mortero de relleno y concreto de relleno

Los huecos deberán estar libres de materiales extraños y de mortero de la junta. 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. 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:

a) 500 mm, si el área de la celda es de hasta 8000 mm<sup>2</sup>; o

b) 1.5 m, si el área de la celda es mayor que 8000 mm<sup>2</sup>.

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 (figura 0.1).

En muros con piezas huecas y multiperforadas sólo se rellenarán las celdas de las primeras (figura 0.1) y los huecos de las piezas multiperforadas, deberán rellenarse de acuerdo con el inciso 0.m

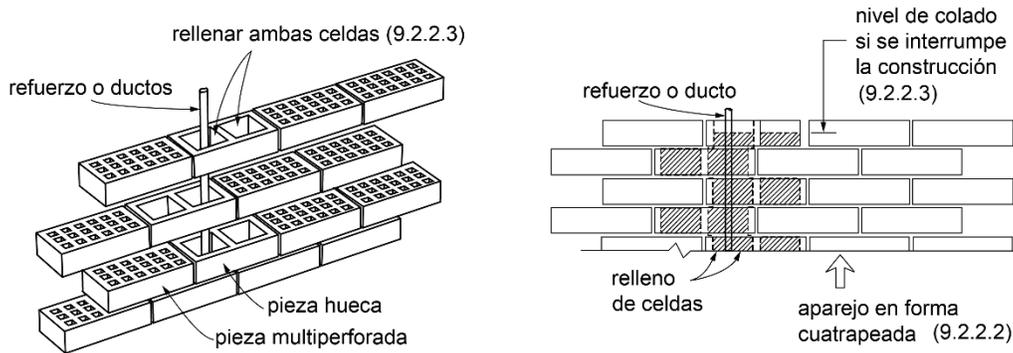


Figura 0.1 Relleno de piezas

9.2.2.5 Refuerzo

El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos, así como el refuerzo horizontal colocado en las juntas, serán los que se especifican en la sección 0. 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.

No se permite doblar el refuerzo una vez iniciada la colocación del mortero o concreto.

9.2.2.6 Tuberías y ductos

El Director Responsable de Obra o en su caso el Corresponsable en Instalaciones 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.

Para garantizar el cumplimiento del inciso 0, 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.

No se permite colocar tuberías y ductos en castillos que tengan función estructural, sean externos o internos, o en celdas reforzadas verticalmente como las dispuestas en los Capítulos 5 y 6, respectivamente.

Las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias se deberán colocar sin dañar los muros, de modo que la resistencia a flexocompresión y cortante se preserve.

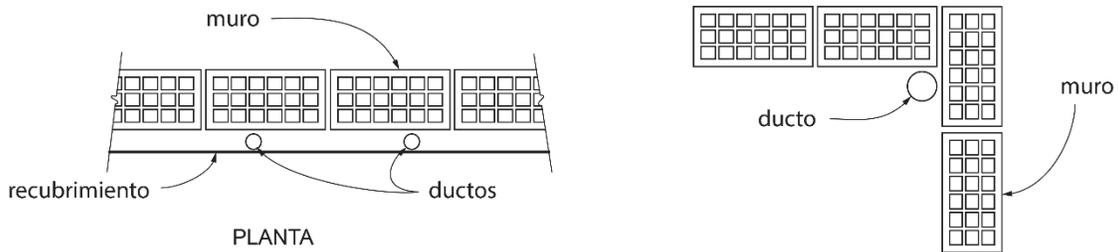


Figura 0.2 Ejemplos de ductos fuera del muro

Las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas dentro del muro, deberán satisfacer los incisos 0, 0 y 0. Si no pueden satisfacerse estos incisos, las instalaciones se deberán colocar fuera del muro o en un muro adosado que no tendrá fines estructurales (figura 0.2).

9.2.2.7 Tuberías y ductos en piezas macizas (sin huecos)

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 ( $t/4$ ) (figura 0.3);

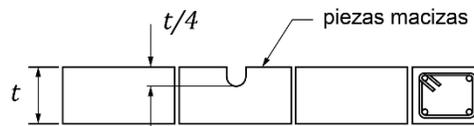
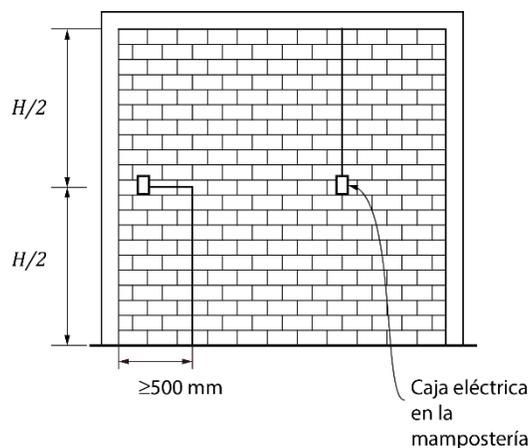


Figura 0.3 Profundidad de ranuras

- b) el recorrido sea vertical;
- c) el recorrido no sea mayor que la mitad de la altura libre del muro ( $H/2$ ); y
- d) la ranura se separe del castillo por lo menos 500 mm (figura 0.4).
- e) Las aberturas realizadas en muros para alojar instalaciones eléctricas deberán cumplir con lo especificado en el inciso 5.1.3.



**Figura 0.4 Ranuras en muros**

#### 9.2.2.8 Tuberías y ductos en piezas multiperforadas

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.

El diámetro del ducto no deberá ser mayor que una cuarta parte del ancho de la celda de la pieza.

#### 9.2.2.9 Tuberías en muros reforzados interiormente

En muros con piezas huecas no se podrán alojar tubos o ductos en celdas con refuerzo. Las celdas con tubos y ductos deberán ser rellenas con concreto o mortero de relleno (inciso 0).

#### 9.2.2.10 Construcción de muros

En la construcción de muros, además de los requisitos de las secciones anteriores, se cumplirán los siguientes:

- a) La dimensión de la sección transversal de un muro que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor que 100 mm, en estructuras del Tipo I, ni que 120 mm en estructuras del Tipo II.
- b) Todos los muros que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí (incisos 0, 0 y 0), salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.
- c) Las superficies de las juntas de construcción deberán estar limpias y rugosas. Se deberán humedecer en caso de usar piezas de arcilla.
- d) 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.
- e) 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.
- f) 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.

#### 9.2.2.11 Tolerancias

- a) En ningún punto, el eje de un muro que tenga función estructural distará más de 20 mm del indicado en los planos.
- b) El desplomo de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni 15 mm.

#### 9.2.2.12 Muros no estructurales

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 (figura 0.1).

#### 9.2.2.13 Acabados de muros

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.

### 9.3 Construcción de mampostería de piedras naturales

#### 9.3.1 Piedras

Las piedras que se emplean deberán estar limpias y sin rajaduras. No se emplearán piedras que presentan forma de laja. Las piedras se mojarán antes de usarlas.

#### 9.3.2 Mortero

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 del inciso 0.

#### 9.3.3 Procedimiento constructivo

La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana. En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos. Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones. Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero. 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. No deberán existir planos definidos de falla transversales al elemento. Se respetarán, además los requisitos del inciso 0 que sean aplicables.

### 9.4 Construcción de cimentaciones

Las cimentaciones se ejecutarán según lo especificado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Si la cimentación es de concreto, se cumplirá con lo indicado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Si la cimentación es de mampostería de piedras naturales se seguirá lo señalado en el inciso 0 de estas Normas.

## 10. INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA

### 10.1 Inspección

El Director Responsable de Obra deberá supervisar el cumplimiento de las disposiciones constructivas señaladas en este Capítulo.

#### 10.1.1 Antes de la construcción de muros de mampostería

Se deberá verificar que la cimentación se haya construido con las tolerancias señaladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, si la cimentación es de concreto, y con las especificaciones de la sección 0 de estas Normas, si la cimentación es de mampostería.

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 los incisos 0 y 0.

#### 10.1.2 Durante la construcción

En especial, se revisará que:

- a) Las piezas sean del tipo y tengan la calidad especificados en los planos de construcción.
- b) Las piezas de arcilla estén sumergidas en agua al menos 2 h antes de su colocación.
- 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 de hasta cuatro celdas 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 del muro no exceda 0.004H ni 15 mm.
- p) En castillos internos, el concreto o mortero de relleno haya penetrado completamente, sin dejar huecos.
- q) En muros hechos con tabique multiperforado y piezas huecas (estas últimas para alojar instalaciones o castillos internos), la pieza hueca esté llena con concreto o mortero de relleno.
- r) 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.
- s) Los muros transversales de carga que lleguen a tope estén conectados con el muro ortogonal.
- t) Las aberturas en muros, si así lo señalan los planos, estén reforzadas o confinadas en sus bordes.
- u) Los pretilos cuenten con castillos y dalas o refuerzo interior.

## **10.2 Control de obra**

### **10.2.1 Alcance**

Las disposiciones de control de obra son aplicables a cada edificación y a cada empresa constructora que participe en la obra. No será necesario aplicar estas disposiciones en estructuras Tipo I.

### **10.2.2 Muestreo y ensayos**

#### **10.2.2.1 Mortero para pegar piezas**

Se tomarán como mínimo seis muestras por cada lote de 3000 m<sup>2</sup> 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 entrepiso en edificios de más niveles.

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. 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 Federal sobre Metrología y Normalización.

#### **10.2.2.2 Mortero de relleno y concreto de relleno**

Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3000 m<sup>2</sup> 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 entrepiso en edificios de más niveles.

Para el control de la resistencia del mortero en obra, se utilizará la resistencia media conforme a lo indicado en las normas NMX-C-486-ONNCCE.

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 las normas NMX-C-486-ONNCCE.

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. La elaboración, curado y ensayo de cilindros de concreto de relleno se hará de acuerdo con las normas NMX-C-159 y NMX-C-083-ONNCCE. 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 Federal sobre Metrología y Normalización.

### 10.2.2.3 Mampostería

Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3000 m<sup>2</sup> o fracción de muro construido con cada tipo de pieza. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos una muestra será de la planta baja en edificios de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entrepiso si el edificio tiene más niveles. Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Las probetas se elaborarán con los materiales, mortero y piezas, usados en la construcción del lote. Cada muestra estará compuesta por una pila y un murete. 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 del lote. 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. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayes se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

### 10.2.2.4 Penetración del mortero en piezas multiperforadas

Se aceptará la aplicación de cualquiera de los procedimientos siguientes:

- 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 entrepiso si el edificio tiene más niveles.
- 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 entrepiso si el edificio tiene más niveles.

## 10.2.3 Criterio de aceptación

### 10.2.3.1 De morteros y mampostería

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

$$z' \geq \frac{\bar{z}}{1 + 2.5c_z} \quad (0.1)$$

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 el inciso 0; 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 0 y 0 para pilas y muretes, respectivamente.

### 10.2.3.2 De la penetración del mortero en piezas multiperforadas

Si se opta por el apartado 0.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.

Se aceptará si, aplicando el inciso 0.b, el consumo de mortero varía entre 0.8 y 1.2 veces el consumo indicado en los planos de construcción.

## 10.3 Inspección y control de obra de edificaciones en rehabilitación

Se debe cumplir con lo señalado en las secciones 0 y 0. Adicionalmente, será necesario respaldar con muestreo y pruebas de laboratorio las características de los materiales utilizados en la rehabilitación, incluyendo las de aquellos productos comerciales que las especifiquen al momento de su compra.

Se deberá verificar la correcta aplicación de las soluciones de proyecto, así como la capacidad, sea resistente o de deformación, de elementos o componentes, tales como los conectores.

La medición de las características dinámicas de una estructura proporciona información útil para juzgar la efectividad de la rehabilitación, cuando ésta incluye refuerzo, adición o retiro de elementos estructurales.

## 11. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN

### 11.1 Evaluación

#### 11.1.1 Necesidad de evaluación

Se deberá evaluar la seguridad estructural de una edificación cuando se tengan indicios de que ha sufrido algún daño, presente problemas de servicio o de durabilidad, vaya a sufrir alguna modificación, cambie su uso, o bien, cuando se requiera verificar el cumplimiento del nivel de seguridad establecido en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el D. F..

### 11.1.2 Proceso de evaluación

El proceso de evaluación deberá incluir:

- a) Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.
- b) Si es aplicable, clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural) según su severidad y modo de comportamiento.
- c) Si aplica, estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.
- d) Determinación de la necesidad de rehabilitar.

### 11.1.3 Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron

#### 11.1.3.1 Información básica

Se deberá recolectar información básica de la edificación y de las acciones que la dañaron; en particular se deberá:

- a) Recopilar memorias, especificaciones, planos arquitectónicos y estructurales, así como informes y dictámenes disponibles.
- b) Inspeccionar la edificación, así como reconocer su edad y calidad de la construcción.
- c) Estudiar el reglamento y normas de construcción en vigor a la fecha de diseño y construcción de la estructura.
- d) Determinar las propiedades de los materiales y del suelo.
- e) Definir el alcance y magnitud de los daños.
- f) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.
- g) Obtener información sobre las acciones que originaron el daño, tal como su magnitud, duración, dirección, espectros de respuesta u otros aspectos relevantes.

Al menos, se debe realizar una inspección en sitio con el fin de identificar el sistema estructural, su configuración y condición. Si es necesario, se deben retirar los recubrimientos y demás elementos que obstruyan la revisión visual.

#### 11.1.3.2 Determinación de las propiedades de los materiales

La determinación de las propiedades de los materiales podrá efectuarse mediante procedimientos no destructivos o destructivos, siempre que por estos últimos no se deteriore la capacidad de los elementos estructurales. En caso de que se tengan daños en la cimentación o modificaciones en la estructura que incidan en ella, será necesario verificar las características del subsuelo mediante un estudio geotécnico.

### 11.1.4 Clasificación del daño en los elementos de la edificación

#### 11.1.4.1 Modo de comportamiento

Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud 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 los distintos elementos mecánicos que actúen en él.

#### 11.1.4.2 Magnitud de daño

La magnitud o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en cinco niveles:

- a) Insignificante, que no afecta de manera relevante la capacidad estructural (resistente y de deformación). La reparación será de tipo superficial.
- b) Ligeramente, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación sencillas para la mayor parte de elementos y de modos de comportamiento.
- c) Moderado, cuando afecta medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento.
- d) Severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.
- e) Muy grave, cuando el daño ha deteriorado a la estructura al punto que su desempeño no es confiable. Abarca el colapso total o parcial. La rehabilitación involucra el reemplazo o refuerzo de la mayoría de los elementos, o incluso la demolición total o parcial.

### **11.1.5 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación**

#### 11.1.5.1 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.

#### 11.1.5.2 Edificación 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.

#### 11.1.5.3 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.

#### 11.1.5.4 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 estas Normas o de otras Normas Técnicas Complementarias. 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.

#### 11.1.5.5 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 y el uso al que se destine.

### **11.1.6 Determinación de la necesidad de rehabilitación**

#### 11.1.6.1 Daño ligero

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.

#### 11.1.6.2 Daño mayor

Si se concluye que no cumple con el Reglamento, se presentan daños estructurales moderados o de mayor nivel, 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.

## **11.2 Evaluación de mampostería no reforzada**

### **11.2.1 Alcance**

Esta sección aplica para muros de mampostería simple de piezas artificiales. Adicionalmente, se considerarán como muros no reforzados aquéllos que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento con castillos y dadas, no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las categorías descritas en los Capítulos 0 y 0.

Para el diseño de estructuras nuevas, no podrá utilizarse mampostería simple; los requisitos de esta sección se utilizarán solamente para la revisión de estructuras existentes.

No se considerará como muros estructurales a aquellos elementos con espesor,  $t$ , menor que 100 mm.

Para la revisión de esta modalidad de mampostería se usará el factor de comportamiento sísmico prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo.

### **11.2.2 Fuerzas y momentos para revisión**

Las fuerzas y momentos se obtendrán a partir de los análisis indicados en los incisos 0, 0 y 0, 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.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en el inciso 0.

### 11.2.3 Resistencia a compresión

La carga vertical resistente  $F_R$  de un muro de mampostería simple sin daño, se calculará como:

$$F_R = F_E F_E f'_m A_T \quad (0.1)$$

donde:

$F_E$  se obtendrá de acuerdo con el inciso 0.; y

$F_R$  se tomará igual a 0.3.

### 11.2.4 Resistencia a flexocompresión

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 según el inciso 0.

### 11.2.5 Resistencia a cargas laterales

La fuerza cortante resistente,  $V_{mR}$ , de un muro de mampostería simple sin daño, se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R (0.5 v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v'_m A_T \quad (0.2)$$

donde:

$F_R$  se tomará igual a 0.4 (inciso 0); y

$P$  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  $V_{mR} = 0$ .

## 11.3 Rehabilitación

### 11.3.1 Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición

#### 11.3.1.1 Control del acceso

Si se detectan daños en la estructura que puedan poner en peligro su estabilidad, deberá controlarse el acceso a la misma y proceder a su rehabilitación temporal en tanto se termina la evaluación. En aquellos casos en que los daños hagan inminente el derrumbe total o parcial, con riesgo para las construcciones o vías de comunicación vecinas, será necesario proceder a la demolición urgente de la estructura o de la zona que representa riesgo.

#### 11.3.1.2 Rehabilitación temporal

Cuando el nivel de daños observados en una edificación así lo requiera, será necesario rehabilitar temporalmente, o apuntalar, de modo que se proporcione la rigidez y resistencia provisionales necesarias para la seguridad de los trabajadores que laboren en el inmueble, así como de los vecinos y peatones en las zonas adyacentes. La rehabilitación temporal será igualmente necesaria cuando se efectúen modificaciones a una estructura que impliquen la disminución transitoria de la rigidez o capacidad resistente de algún elemento estructural.

#### 11.3.1.3 Seguridad durante la rehabilitación

Las obras de rehabilitación temporal, o apuntalamiento, deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad de la estructura. Antes de iniciar las obras de rehabilitación, deberá demostrarse que el edificio cuenta con la capacidad de soportar simultáneamente las acciones verticales estimadas (cargas muerta y viva) y 30 por ciento de las accidentales obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con las acciones permanentes previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha capacidad será necesario, en los casos que se requiera, recurrir a la rigidización temporal de algunas partes de la estructura.

### 11.3.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deben 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).

### 11.3.3 Reparación de elementos

#### 11.3.3.1 Alcance

Cuando se requiera recuperar la capacidad original de un elemento será necesaria su reparación o restauración. Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes.

Conviene hacer notar que el éxito de una reparación, por ejemplo de inyección de grietas depende, entre otros factores, de la magnitud del daño y de la calidad de la ejecución. Por tanto, se debe considerar en el análisis y en la evaluación, el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar para el modo de comportamiento, magnitud de daño y calidad de ejecución de la edificación.

#### 11.3.3.2 Reemplazo de piezas, mortero, barras y concreto dañados

En elementos con daño severo y muy grave, puede ser necesario sustituir a los materiales dañados por materiales nuevos, previo apuntalamiento del elemento por reparar. Se deberá promover una buena adherencia entre los materiales existentes y los nuevos, así como pequeños 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.

#### 11.3.3.3 Reparación de grietas

##### a) Inyección de fluidos.

Se podrá recurrir a la inyección de resinas o fluidos a base de polímeros o cementos hidráulicos. No se admitirán inyecciones por el método de vacío.

Los fluidos a base de cementos hidráulicos (lechadas) deberán dosificarse de modo de asegurar que fluyan a través de grietas y vacíos, pero sin aumentar la segregación, sangrado y contracción plástica.

La viscosidad y tipo de la resina epóxica se determinarán en función del ancho de las grietas por obturar y de la absorción de las piezas.

Cuando las grietas tengan un ancho significativo (del orden de 5 mm), se podrán rellenar mediante pedazos de piezas, denominadas rajuelas. Las rajuelas deben acuñarse debidamente y deben pegarse con mortero tipo I.

En todos los casos, se debe retirar el acabado del muro cuando menos en los 300 mm adyacentes a la grieta.

##### b) Inserción de piezas metálicas

Se aceptará insertar placas, grapas, pernos u otros elementos metálicos que crucen las grietas. Los elementos metálicos deberán anclarse en la mampostería o en el concreto de modo que puedan desarrollar la fuerza de diseño. Los refuerzos deben dejarse cubiertos de mortero impermeable para protegerlos del intemperismo. Si esta técnica se aplica para reparar daño debido a sismo, se deberán tomar precauciones para evitar el pandeo de las grapas durante los ciclos de desplazamiento.

Se podrá insertar barras metálicas en perforaciones previamente realizadas en la mampostería y que se adhieren a ella mediante lechada que ha sido inyectada en los huecos. La perforación deberá realizarse con equipo que no dañe la mampostería. Las barras podrán ser presforzadas.

##### c) Aplanado sobre malla

Las grietas se podrán reparar por medio de bandas hechas de malla de alambre soldado, conectadas a la mampostería y recubiertas con un aplanado de mortero de algunos centímetros de espesor. Las bandas de malla se deberán anclar a la mampostería de modo que puedan alcanzar la fuerza de diseño.

#### 11.3.3.4 Reparación de daños debidos a corrosión

Se deberá retirar el concreto o la mampostería agrietada y exponer totalmente las barras de refuerzo corroídas y sanas que estén dentro de la zona afectada. Para asegurar la adherencia entre los materiales nuevos, las barras de refuerzo y el concreto o mampostería viejos, se deberán limpiar las barras y las superficies del material existente. Si las barras corroídas han perdido más de un 25 por ciento de su sección transversal, se deben reemplazar o bien colocar barras suplementarias ancladas adecuadamente. El concreto o mampostería nueva que se coloque deberá tener una menor permeabilidad que la de los materiales existentes. Se deberá considerar la conveniencia de proteger de la corrosión al refuerzo expuesto a través de medidas activas o pasivas.

### 11.3.4 Refuerzo

#### 11.3.4.1 Generalidades

Cuando se requiera modificar las capacidades resistente o de deformación de un elemento estructural, será necesario recurrir a su refuerzo. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se debe revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen, prematuramente, estados límite de servicio o de falla, que puedan conducir a comportamientos desfavorables y no estables. El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran.

#### 11.3.4.2 Encamisado de elementos de concreto y de mampostería

Los elementos de concreto y de mampostería se pueden rehabilitar colocando mallas metálicas o plásticas recubiertas con mortero o bien, encamisando a los elementos con ferrocemento o con materiales plásticos adheridos con resinas.

En el diseño, detallado y construcción de encamisados con mortero o ferrocemento se aplicará lo indicado en los incisos 0, 0 o 0 y en el Capítulo 8.

Cuando el refuerzo de un elemento estructural se realice mediante encamisado con elementos hechos con fibras de materiales plásticos, deberá prepararse la superficie del elemento para que sea lisa y se deben retirar los recubrimientos que afecten la adherencia de los materiales plásticos y las resinas. Las aristas de los elementos deben redondearse para evitar la rotura de las fibras. Se debe garantizar la compatibilidad entre las resinas y fibras usadas. Se deberán recubrir con un material protector aquellos elementos que estén expuestos directamente a la radiación solar y que en su encamisado se hayan usado resinas degradables con los rayos ultravioleta.

#### 11.3.4.3 Adición de elementos confinantes de concreto reforzado

Se pueden construir en aquellas edificaciones que no tengan castillos o dalas, o bien cuando los castillos o dalas no cumplan con los requisitos señalados en las secciones 0 y 0. En el diseño, detallado y construcción de los nuevos castillos y dalas se deberá seguir lo indicado en las secciones 0, 0 y el Capítulo 8. Se deberá anclar el refuerzo longitudinal de manera que alcance su esfuerzo de fluencia especificado.

#### 11.3.4.4 Adición o retiro de muros

Será necesario adicionar o retirar muros cuando se requiera corregir irregularidades o defectos en la estructuración, reforzar la edificación en su conjunto o efectuar una modificación del proyecto original. En el diseño deberá cuidarse que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la de la estructura original si se desea un trabajo conjunto. Requiere especial atención, el diseño de las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original. Asimismo, deberá revisarse la transmisión de las cargas a la cimentación, lo que frecuentemente puede llevar también a la necesidad de modificarla.

Si se colocan muros diafragma de mampostería se deberá cumplir con lo señalado en el Capítulo 0.

### 11.3.5 Construcción, supervisión y control de calidad

Los trabajos de rehabilitación deberán satisfacer las disposiciones del Capítulo 0. La inspección y control de calidad deben cumplir con lo señalado en el Capítulo 0.

## APÉNDICE NORMATIVO A. CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO

### A.1 Definiciones

#### 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.

#### Especimen

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.

### A.2 Notación

<b>H</b>	altura no restringida del muro, mm (cm)
<b>n</b>	número de niveles
<b>Q</b>	factor de comportamiento sísmico
<b>R</b>	resistencia lateral de diseño calculada del espécimen con un factor de resistencia unitario, N (kg)

$R_a$	resistencia lateral aproximada del espécimen, N (kg)
$R_{m\acute{a}x}$	resistencia (carga lateral máxima) del espécimen medida en laboratorio, N (kg)
$R_y$	resistencia de fluencia del modelo elastoplástico equivalente, kN (kg)
$R_{y\acute{m}a}x$	resistencia experimental obtenida de la envolvente a la distorsión máxima admisible dividida entre 2, kN (kg)
$\Delta$	desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen y medido a la mitad de la longitud del muro, mm (cm)
$Y_{m\acute{a}x}$	Distorsión límite de entrepiso
$\theta$	distorsión
$\theta_{m\acute{a}x}$	distorsión a la resistencia del espécimen, medida experimentalmente.
$\theta_y$	distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente
$\theta_u$	distorsión a la falla experimental o última, cuando la resistencia del muro es $0.8R_{m\acute{a}x}$
$\lambda$	factor de sobrerresistencia de las conexiones.

### A.3 Alcance

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.

El comportamiento del sistema constructivo evaluado deberá ser, al menos, igual al exhibido por la mampostería diseñada y construida según las modalidades de estas Normas, y hecha con piezas macizas o huecas.

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.

El espécimen de prueba deberá mantener su integridad estructural y su capacidad de carga vertical a una distorsión al menos igual a  $Y_{m\acute{a}x}/2$ .

### A.4 Criterio de diseño de los especímenes

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.

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.

Se diseñarán los especímenes de manera tal que la resistencia lateral asociada a la falla de la conexión más débil sea  $\lambda$  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,  $\lambda$ , será 1.3.

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.5 Especímenes de pruebas

Se probará, al menos, un espécimen para cada configuración característica del refuerzo, o condiciones de borde.

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.

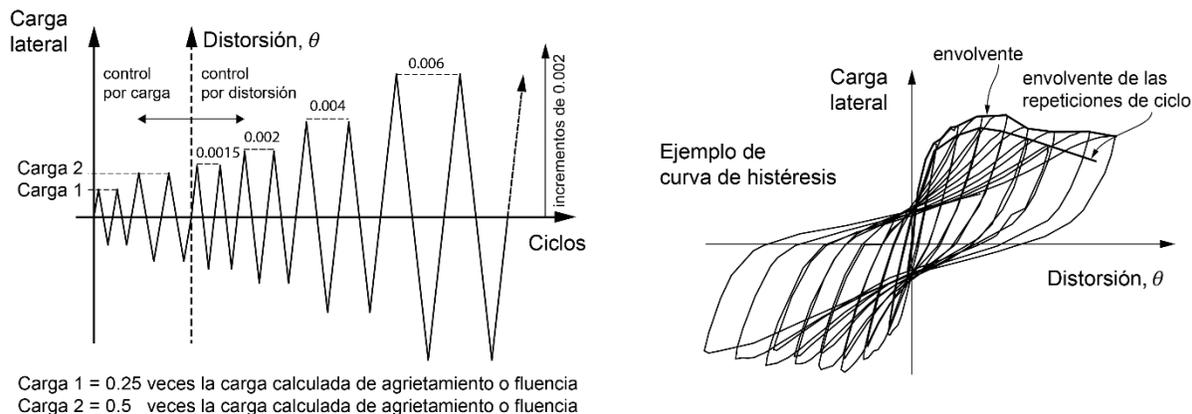
Se deberán reproducir las condiciones de borde (restricciones a giros o desplazamientos) de la configuración estudiada.

### A.6 Laboratorio

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 revisados por el Comité Asesor en Seguridad Estructural del Distrito Federal.

### A.7 Protocolo de ensayo

Los especímenes serán probados bajo la serie de ciclos a deformación controlada de la figura 0.1 0.1. Las pruebas se harán bajo una carga vertical constante que represente las acciones permanentes del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal consistentes con el uso que se pretende dar al sistema constructivo, así como con la magnitud (número de niveles). 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 figura 0.1 hasta alcanzar la falla o la resistencia se reduzca un 20% respecto a la carga máxima.



**Figura 0.1 Historia de carga y curva carga lateral–distorsión**

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.

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, desconchamientos, fracturas, ruidos, fugas de aceite, y otros.

#### A.8 Informe de pruebas

El informe de las pruebas deberá contener, como mínimo, lo siguiente:

A.8.1 Fecha de la prueba, nombre del laboratorio, operadores y autores, nombre del supervisor (Corresponsable en Seguridad Estructural) y del patrocinador.

A.8.2 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.

A.8.3 Detalles de los especímenes ensayados: dimensiones, cuantía y detallado de refuerzo, así como de la construcción. Se deberán incluir figuras claras e ilustrativas.

A.8.4 Propiedades de los materiales, tanto aquéllas especificadas en el diseño, como las medidas mediante probetas en el laboratorio.

A.8.5 Descripción del arreglo para aplicación de la carga, con fotos o figuras.

A.8.6 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.

A.8.7 Gráfica de la historia de distorsiones aplicada al espécimen.

A.8.8 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.

A.8.9 Gráfica de la curva carga lateral–distorsión (figura 0.1)

A.8.10 Gráfica de la curva rigidez de ciclo–distorsión (figura 0.1).

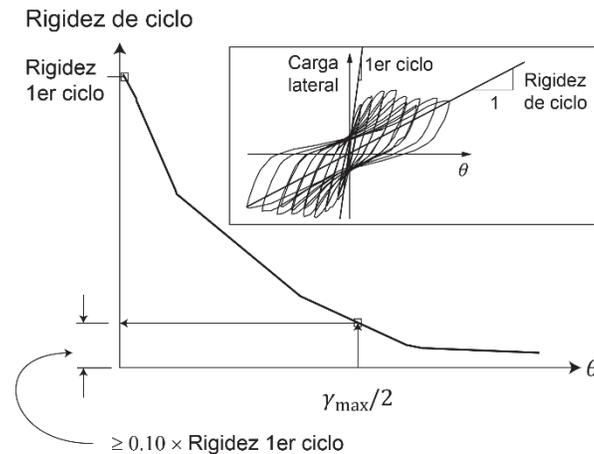


Figura 0.1 Degradación de rigidez de ciclo

A.8.11 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  $\theta_y$  y la fuerza lateral de fluencia  $R_y$ . El modelo elastoplástico equivalente se obtiene de manera que se cumpla que:

- 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  $\theta_u$ ; y
- La ordenada de la intersección de la rama ascendente del modelo elastoplástico equivalente con la envolvente experimental sea  $0.6 R_y$  (Figura 0.2)

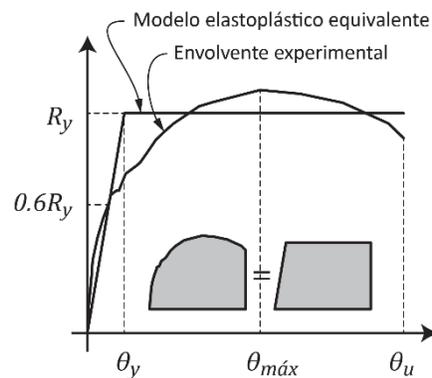


Figura 0.2 Modelo elastoplástico equivalente

#### A.9 Criterio de aceptación

Se considerará que el espécimen satisface el criterio de aceptación si se cumplen todos los criterios siguientes en ambos sentidos de comportamiento cíclico:

A.9.1 La resistencia medida,  $R_{m\acute{a}x}$ , es menor que  $\lambda R$  (figura 0.1), donde  $\lambda$  es el factor de sobrerresistencia para las conexiones descrito en la sección A.4. Lo anterior se comprobará por el hecho de que no falle ninguna conexión de las que se señalan en el inciso A.4.

A.9.2 El espécimen alcanza una resistencia,  $R_{m\acute{a}x}$ , igual o superior a la calculada,  $R$ , para una distorsión,  $\theta_{m\acute{a}x}$ , mayor o igual a  $\gamma_{m\acute{a}x}/2$ , donde  $\gamma_{m\acute{a}x}$  es la distorsión límite de entrepiso especificada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, de acuerdo con el tipo de pieza y a si el muro tiene o no refuerzo horizontal (figura 0.1).

A.9.3 El cociente

$$\frac{R_{m\acute{a}x}}{R_{\gamma_{m\acute{a}x}}} \text{ sea mayor o igual a } \begin{cases} 0.6 & \text{para muros sin refuerzo horizontal} \\ 0.8 & \text{para muros con refuerzo horizontal} \end{cases}$$

donde  $R_{\gamma_{m\acute{a}x}}$  es la resistencia que corresponde a una distorsión igual a la distorsión  $\gamma_{m\acute{a}x}/2$ ,  $\gamma_{m\acute{a}x}$  se define en las Normas Técnicas para el Diseño por Sismo, dependiendo del tipo de pieza y de si el muro tiene refuerzo horizontal o no (figura 0.1).

A.9.4 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 (figura A.8.1).

A.9.5 La ductilidad calculada como  $\theta_{max}/\theta_y$  deberá cumplir que

$$\frac{\theta_{max}}{\theta_y} \geq 1 + 4(Q - 1)$$

donde  $\theta_{max}$  es la distorsión a la resistencia y  $\theta_y$  es la distorsión a la fluencia del modelo elastoplástico equivalente, como se define en el inciso A.8.11, 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 las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

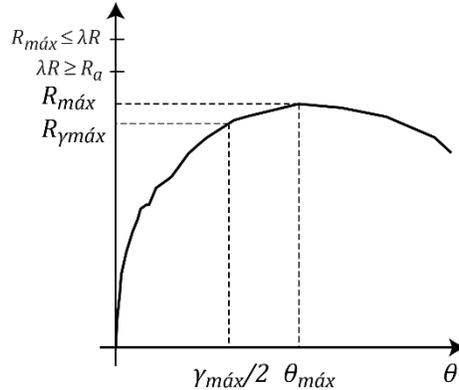


Figura 0.1 Resistencia y resistencia a la distorsión máxima admisible.

APÉNDICE NORMATIVO B. modelación de estructuras de mampostería

B.1 Modelos con columna ancha

En estructuras de mampostería confinada o reforzada interiormente, los muros y segmentos de muro se pueden modelar como columnas anchas (figura 0.1), con momentos de inercia y áreas de cortante iguales a las del muro o segmento de muro de acuerdo con los siguientes apartados:

a) 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

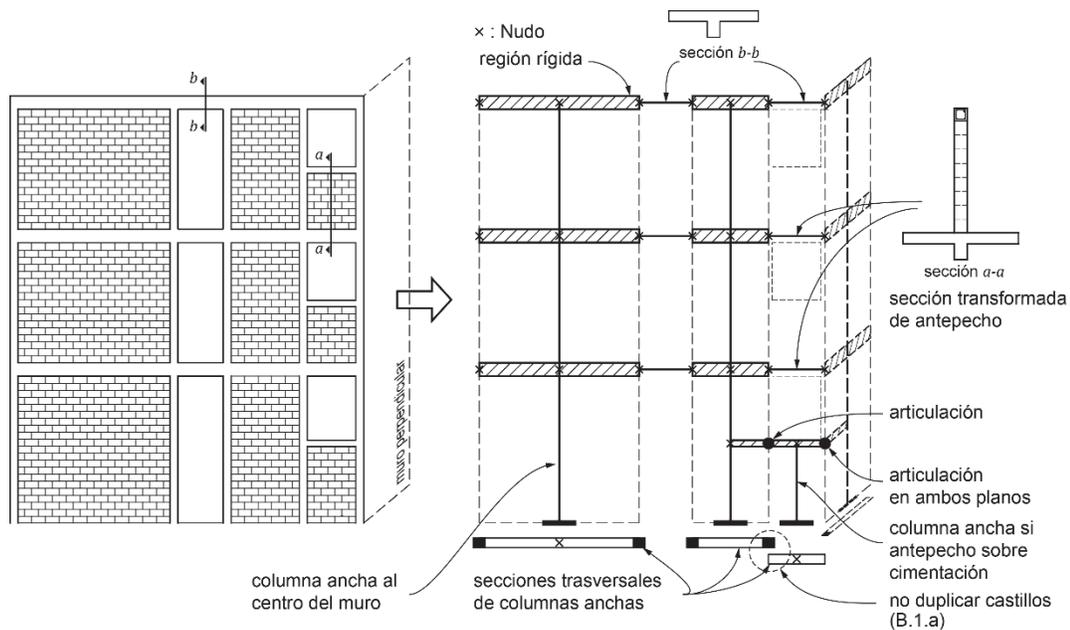


Figura 0.1 Modelo de columna ancha

deberán incluirse solamente en la sección transversal de un solo muro (no deben duplicarse en el modelo).

- b) 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.
- c) Área de cortante en el sentido transversal. Deberá tomarse como el área transversal de la mampostería más el área transformada de los castillos y todo dividido entre el factor de forma para cortante de la sección transversal (1.2, para secciones rectangulares).
- d) 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.
- e) Inercia respecto al eje paralelo al muro. Se tomará como la inercia de la mampostería más la inercia transformada de los castillos.
- f) Constante de torsión de Saint Venant. Se tomará como  $Lt^3/3$ .

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% de la longitud del muro.

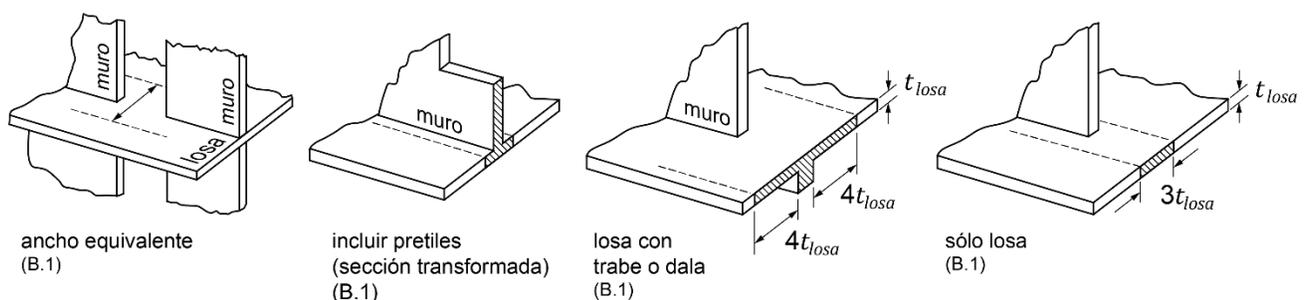
Las columnas anchas estarán acopladas por vigas con extremos rígidos dentro del ancho del muro y con el momento de inercia de la losa con un ancho efectivo, al cual deberá sumarse el momento de inercia de dinteles y pretiles (figura 0.2). Los momentos de inercia deberán calcularse, en todos los casos, con respecto a ejes centroidales de la sección que se considere.

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 la altura libre del muro sea al menos 1.4 ( $L/H \geq 1.4$ ).

En los análisis, se usarán los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería,  $E_m$  y  $G_m$ , con valores para cargas de corta duración (incisos 0 y 0). Los valores deberán reflejar las rigideces axial y de cortante que se esperan obtener de la mampostería en obra. Los valores usados en el análisis deberán indicarse en los planos (sección 0).

Para estimar la rigidez a flexión en losas, con o sin pretiles, 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 (figura 0.2).

En los análisis a base de marcos planos, para estimar la rigidez a flexión de muros con patines, se considerará un



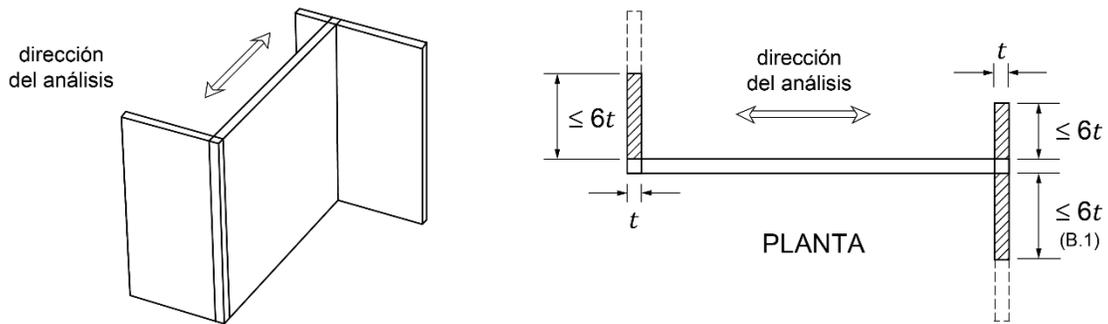
**Figura 0.2 Ancho equivalente en losas**

ancho del patín a compresión a cada lado del alma que no exceda de seis veces el espesor del patín (figura 0.3).

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 (figura 0.1), en cuyo caso los segmentos del muro se modelarán como columnas anchas y éstas se acoplarán por vigas conforme se establece anteriormente. 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.

Los muros diafragma se podrán modelar como diagonales equivalentes o como paneles unidos en las esquinas con las vigas y columnas del marco perimetral (ver Capítulo 0).

Si se usan muros de mampostería y de concreto se deberán considerar las diferencias entre las propiedades mecánicas de ambos materiales.



**Figura 0.3 Ancho efectivo del patín a compresión en muros para análisis a base de marcos planos**

B.2 Modelos con elementos finitos

**B.2.1 Muros de carga**

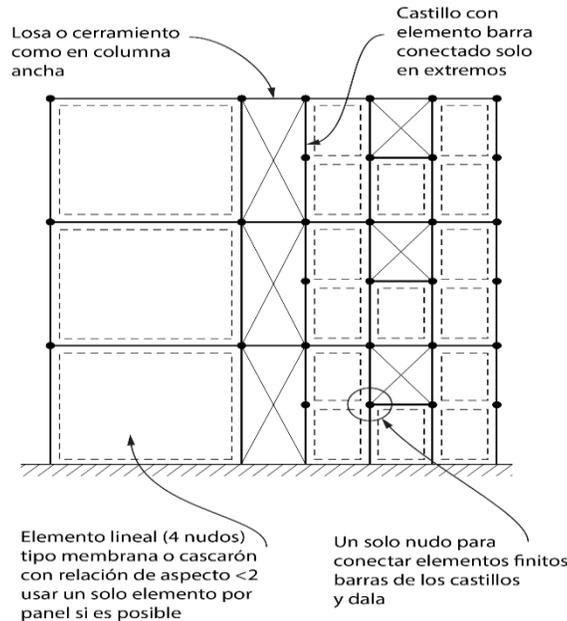
Los muros de mampostería podrán modelarse con elementos finitos lineales (cuatro nudos) tipo membrana (con rigidez sólo en su plano), siempre que la formulación de dichos elementos pueda representar adecuadamente la flexión en el plano del muro, o con elementos lineales tipo cascarón (con rigidez en su plano y fuera del plano). Los elementos tendrán las propiedades mecánicas de la mampostería y un espesor igual al espesor del muro.

Se utilizará un solo elemento por panel, siendo un panel el área de muro delimitada por castillos y dala, siempre que la relación de aspecto del elemento no sea mayor que 2; en caso contrario se propondrá una malla de elementos que cumplan este requisito.

Los elementos contiguos tanto en el plano del muro como fuera de él deberán ser continuos en los nudos.

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 (figura 0.1).

Será admisible utilizar un modelo más detallado siempre que los castillos estén debidamente representados en el modelo.



**Figura 0.1 Modelo de muro con elementos finitos**

**APÉNDICE NORMATIVO C. Glosario**

Glosario para las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

**A****1. 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, etc.

**2. Aditivo**

Material, distinto al agua, agregados, material cementante o fibras de refuerzo, usado como un ingrediente en una mezcla cementante para modificar sus propiedades y es agregado al conjunto antes o durante el mezclado.

**3. Aglutinante**

Material que permite pegar un elemento con otro de modo que resulte en un cuerpo compacto; materiales cementantes.

**4. Alambre**

Hilo de metal obtenido por trefilado, con diámetro de 6.35 mm o menor.

**5. Alambrón**

Alambre de acero redondo liso laminado en caliente con diámetros de 5.5 a 6.35 mm.

**6. Albañilería**

Ver “mampostería”. Obra de ladrillo, piedra, cal y arena; sinónimo de mampostería.

**7. Alvéolo**

Cavidad o hueco de los que forma un conjunto, que se deja en el interior de piezas de mampostería.

**8. Aparejo**

Disposición geométrica en que quedan colocadas las piezas de mampostería en el muro. Disposición de los ladrillos y piedras en una construcción.

**9. Aplanado**

Recubrimiento de mortero sobre un elemento de mampostería. Sinónimos de revoque, enlucido y enjarre.

**10. Aplastamiento**

Desmoronamiento local de la piedra, mampostería o concreto debido a esfuerzos de compresión que exceden la resistencia del material a este efecto.

**11. Arcilla**

Material mineral de partículas muy finas compuesto principalmente por agregados de silicatos de aluminio hidratados, el cual posee propiedades plásticas.

**12. Asentamiento**

Deformación vertical que experimenta una estructura por deformaciones del terreno situado bajo la misma.

**B****13. 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.

**14. Bloque**

Pieza de mampostería cuyo largo nominal es 400 mm o mayor, en módulos de 100 mm y cuya altura nominal es de 200 mm, (incluyendo la junta de mortero). Generalmente se fabrica de concreto y puede ser macizo, multiperforado o hueco.

**15. Bovedilla**

Elemento que se apoya entre viguetas, a modo de cimbra perdida, para aligerar el sistema de piso. Puede ser de concreto vibrocomprimido, arcilla, poliestireno u otros materiales.

## C

**16. Cabeceo**

Preparación de la superficie de un espécimen con el objetivo de obtener la planicidad requerida para su ensaye.

**17. Cadena**

Ver “dala”.

**18. Canto rodado**

Fragmento de roca de tamaño reducido de superficie alisada y redondeada debido a un desgaste de erosión.

**19. Carga muerta**

Es la carga que actúa en forma permanente sobre la estructura, y que se debe al peso de todos los componentes del edificio.

**20. Carga viva**

Incluye las acciones derivadas del uso del edificio y que pueden variar en forma importante en el tiempo, distinguiéndose así de la carga muerta. Incluye mobiliario, equipo, personas y vehículos.

**21. Castillo**

Elemento estructural vertical, de concreto reforzado, colocado en los bordes del muro y de sus huecos. En muros reforzados se ligan con las dalas para proporcionar confinamiento. Pueden ser internos o externos en relación al muro.

**22. Castillo interno**

Castillo construido en el interior de piezas huecas de un muro.

**23. Castillo externo**

Castillo que se construye por fuera de las piezas del muro. Se requiere de una cimbra para ser colado.

**24. Celda**

Espacio vacío que atraviesa la pieza de mampostería por lo menos en el 95% de su altura con el fin de aligerarla y eventualmente alojar los elementos de refuerzo, tuberías e instalaciones.

**25. Cementante**

Material inorgánico finamente pulverizado que en presencia de agua tiene la propiedad de fraguar y endurecer, y que permite unir o pegar piezas de mampostería de modo que resulte un cuerpo compacto.

**26. Cemento Portland**

Cementante hidráulico compuesto de una mezcla de caliza y arcilla, la cual es parcialmente fundida en horno (kiln) y molida para hacer el cemento.

Aglutinante hidráulico producido por la pulverización de clínker y sulfatos de calcio en algunas de sus formas.

**27. 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.

**28. Cimentación**

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

**29. Claro**

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

**30. 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).

**31. Columna**

Elemento estructural vertical con sección transversal pequeña comparada con su altura. Es un elemento principal de soporte de las cargas de la cubierta y de los pisos intermedios de un edificio. Trabaja principalmente a esfuerzos de flexocompresión.

**32. Comportamiento no lineal**

Cuando la relación entre las deformaciones y la carga aplicada deja de ser proporcional y que genera deformaciones permanentes, lo que equivale a una progresiva pérdida de rigidez y es indicio de algún tipo de daño.

**33. Compresión**

Estado de esfuerzos que produce un acortamiento de las fibras de la sección transversal de un elemento estructural paralelas a su eje. Es el estado de esfuerzos opuesto al de tensión.

**34. Concreto hidráulico**

Mezcla de cemento hidráulico, agregados finos y gruesos y agua. También puede tener aditivos y fibras. Una vez endurecido, tomando la forma del molde, y generalmente reforzado con acero, es capaz de tomar cargas como parte de una estructura.

**35. Continuidad**

Condición de conexión entre dos elementos estructurales en que se impide los movimientos relativos entre ellos.

**36. Contracción plástica**

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.

**37. Contrafuertes**

Elemento estructural vertical o inclinado que tiene la función de proveer estabilidad lateral, absorbiendo los empujes laterales o el coceo de una cubierta. Generalmente es un muro transversal exterior a la construcción principal.

**38. Contratrabe**

Viga de concreto reforzado, construida para reforzar y rigidizar la cimentación.

**39. Corrosión**

Deterioro de un material provocado por reacción química o electroquímica. En el caso de un metal se identifica como oxidación.

**40. Corrugado**

Surcos o resaltes sobre una superficie, normalmente siguiendo un patrón determinado. Se usa en barras, alambres y láminas de acero para refuerzo de concreto.

**41. Cortante**

Un tipo de esfuerzo o deformación que tiende a producir un corrimiento de fibras adyacentes y la consiguiente distorsión de la sección transversal del elemento.

**42. Cuantía de refuerzo**

Relación del área del refuerzo entre el área del concreto o mampostería en cualquier sección de un elemento.

**43. Cuatrapeado**

Aparejo en el que se colocan los elementos de manera alternada; i.e. colocación de las piezas con sus extremos verticales alternados respecto a la hilada inferior.

**D****44. Dala**

Elemento horizontal de concreto reforzado, colocada sobre el muro (dala de cerramiento), debajo de él (dala de desplante) o alrededor de huecos. En muros se conecta a los castillos para proporcionar confinamiento.

**45. Deformación**

Cambio en la forma o en las dimensiones debido a los esfuerzos a que está sometido el elemento estructural.

**46. Dentado**

Corte en forma de diente o cuña en las piezas del borde vertical de un muro de mampostería para realizar la unión con el castillo. Como alternativa en piezas industrializadas, se deja sobresaliendo una de cada dos hiladas para formar un dentado rectangular en el borde que llevará el castillo.

**47. Desplomo**

Desviación con respecto a la vertical de un elemento, normalmente se refiere a un muro o a una columna.

**48. Diafragma**

Elemento estructural diseñado para soportar esfuerzos cortantes paralelos a su plano. Placa, muro u otra estructura rígida en su plano, que evita la distorsión de un piso o marco.

**49. Dintel**

Elemento de soporte horizontal ubicado sobre aberturas de muros, como puertas o ventanas.

**50. Distorsión de entrepiso**

Rotación del eje vertical del entrepiso. Se puede obtener dividiendo el desplazamiento lateral relativo a nivel de losas, entre la altura del entrepiso.

**51. Dosificación**

Pesado, o medición volumétrica, de los ingredientes para introducir a la mezcla de concreto o mortero según el proporcionamiento estipulado.

**E****52. 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 (arco, viga, columna, bóveda, losa, etc.).

**53. Empotramiento**

Apoyo rígido de un elemento estructural de modo que impide la rotación y el desplazamiento en el extremo del elemento.

**54. Encamisado**

Técnica para aumentar la resistencia de un elemento estructural, la cual consiste en colocar componentes de refuerzo, como mallas metálicas o fibras de polímeros, alrededor de las caras exteriores de los elementos estructurales.

**55. Escalerilla**

Refuerzo de acero, formado por dos alambres de acero paralelos, los cuales se unen entre sí por medio de elementos de acero transversales electro-soldados entre sí. Se prohíben para fines de resistencia lateral en muros.

**56. Escarpio**

Cara lateral inclinada de una cimentación o muro de piedra.

**57. Esfuerzo**

Fuerza por unidad de área. Los esfuerzos normales a la superficie son de compresión y de tensión y los paralelos a ella son esfuerzos cortantes.

**58. Estable (estabilidad)**

Condición de equilibrio que no es alterada por pequeños cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones.

**59. Estribo**

Barras o alambres de refuerzo con forma cerrada colocadas perpendicularmente, al sentido longitudinal de un elemento de concreto con el objetivo de resistir fuerza cortante y confinar el núcleo del elemento.

**F****60. Factor de carga**

Factor de seguridad parcial mayor que la unidad que se aplica a las cargas calculadas para cubrir la incertidumbre que se tiene para su determinación.

**61. Factor de resistencia**

Factor de seguridad parcial menor que la unidad que se aplica a la resistencia calculada (o nominal) para cubrir las incertidumbres que se tienen en su determinación.

**62. Ferrocemento**

Material estructural de poco espesor el cual se compone de una o varias capas de mallas de alambre revestidas con mortero, o mortero reforzado con mallas de alambre.

**63. Flexión**

Un tipo de deformación en la cual las secciones transversales de un elemento estructural que eran inicialmente paralelas se inclinan unas hacia las otras. También se denomina así a la acción estructural que produce dicho efecto.

**64. Fluencia**

Estado de un material o elemento estructural en que éste pierde totalmente rigidez y se deforma plásticamente. Se llaman esfuerzos de fluencia y fuerza de fluencia a las condiciones para las que se produce este fenómeno, y que se consideran como límite para la resistencia de una estructura.

**65. Fluides**

Propiedad de una mezcla de mortero, o concreto fresco la cual indica su plasticidad y trabajabilidad.

**66. Flujo plástico**

Deformación con el paso del tiempo de un material debido a la permanencia de las cargas. Esta deformación es adicional a la elástica que se produce por la aplicación inicial de la carga.

**67. Fraguado**

Proceso químico que resulta del desarrollo gradual de rigidez, pérdida de plasticidad, de una mezcla de cemento, adhesivo o resina.

**G****68. Grapa**

Pieza de metal con forma de U, utilizada para mantener unidas dos elementos. Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados.

**69. Grieta**

Abertura o hendidura que se presenta en un elemento estructural cuando los esfuerzos de tensión exceden la resistencia a este efecto. El término fisura es equivalente aunque suele emplearse para identificar una grieta de pequeña abertura.

**H****70. Hilada**

Serie de piezas de tabiques, o bloques, colocados horizontalmente.

**71. Histéresis**

Curva esfuerzo-deformación que describe el comportamiento de un espécimen que es esforzado más allá de su intervalo elástico en ciclos alternados de tensión y compresión. También conocido como “curva histerética”.

**I****72. Intemperismo**

Proceso fisicoquímico de descomposición, o desgaste, como respuesta a la exposición a agentes de la intemperie, como son el agua, la humedad, o las variaciones de temperatura.

**J****73. Junta**

En muros de mampostería es la separación, tanto vertical como horizontal, entre tabiques o bloques, que se rellena con mortero aglutinante o de pega.

**L****74. Ladrillo**

Ver “Tabique”

**75. Laja**

Tipo de roca plana, lisa y poco gruesa.

**76. Lechada**

Mezcla cementante fluida con que se llenan cavidades o grietas en un elemento de mampostería. Generalmente constituida de cemento y/o cal y agua, con la adición de arena cuando los huecos son de cierto tamaño.

**77. Lindero**

Límite de una propiedad.

**78. Losa**

Elemento estructural plano horizontal para cubrir un claro.

**M****79. 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 aglutinante.

**80. Marco**

Un conjunto de elementos estructurales lineales, vigas y columnas, conectados en sus uniones.

**81. Momento flexionante**

Un momento, o par de fuerzas que induce flexión en la sección transversal de un elemento.

**82. Monolítico**

Compuesto de un solo gran bloque de piedra lo que se simula con el material en un colado de concreto. También estructura en que no hay discontinuidades entre sus elementos.

**83. Mortero**

Mezcla de cementante y agua con agregado fino.

**84. Murete**

Probeta compuesta por piezas de mampostería, con una longitud de al menos una vez y media la dimensión máxima de la pieza y con el número de hiladas para tener una altura aproximadamente igual a la longitud.

**85. Muro de carga**

Se denomina así a un muro estructural con la función de soportar cargas verticales adicionales a su propio peso.

**86. Muro estructural**

Es el elemento del que depende parte de la estabilidad de la edificación, contribuyendo a la resistencia a cargas laterales y/o verticales.

**87. Muro no estructural**

Es un muro del que no depende la estabilidad de la edificación pero que debe soportar las acciones para la estabilidad propia (viento, sismo, empujes por carga viva, etc.). Ejemplos son muros divisorios, pretilas, bardas.

**P****88. Pandeo**

Flexión súbita de un elemento que se despega de su eje original, perdiendo drásticamente su rigidez y capacidad de resistir cargas.

**89. Paramento**

Cada una de las dos caras de una pared.

**90. Parapeto**

Ver “pretil”.

**91. 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.

**92. Peralte**

Altura (peralto).

**93. Permeabilidad**

Capacidad de un material de permitir el flujo de líquidos o gases.

**94. Peso propio**

Las cargas debidas al peso de los elementos estructurales.

**95. Piedra labrada**

Piedra que ha sido trabajada hasta llevarla a un estado, o forma, conveniente para su uso.

**96. Piedra braza**

Fragmento de roca natural, de origen volcánico, para uso en construcción.

**97. Polímero**

El producto obtenido del proceso de polimerización, también conocido como resina.

**98. Polimerización**

Reacción química en la cual dos o más moléculas de bajo peso molecular, se combinan para formar un compuesto de mayor peso molecular, el cual contiene el mismo número de elementos y en misma proporción.

**99. Pretil**

Muro no estructural de poca altura, aproximadamente no mayor que 1 m, el cual se forma por la continuación de las paredes exteriores sobre la azotea o bajo una ventana. Sinónimos: parapeto, antepecho de ventana.

**100. Probeta**

Parte de una muestra preparada, o no, con las dimensiones y características adecuadas para someterla a una prueba determinada.

**101. Proporcionamiento**

Acción de seleccionar las cantidades de los ingredientes para generar la mezcla, de mortero o concreto, más eficiente y con las propiedades requeridas con los materiales disponibles.

**102. Puntal**

Elemento estructural de sección transversal pequeña que se introduce en una estructura para resistir cargas de compresión. A diferencia de una columna, puede ser inclinado y frecuentemente forma parte de una armadura.

**R****103. 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. En estas Normas se refiere a barras, alambres o mallas de acero embebidas o sujetas en el concreto o en la mampostería.

**104. Resina**

Sustancia orgánica o sintética de consistencia plástica viscosa, generalmente referida al producto de polimerización, y es capaz de endurecer cuando es mezclada con los reactivos adecuados.

**105. Resina epóxica**

Resina sintética de polímero termoestable el cuál se utiliza en recubrimientos o adhesivos especiales.

**106. Resistencia**

Máxima carga que un elemento estructural puede soportar antes de llegar a un estado de falla.

**107. Retención de agua**

Propiedad de la mezcla de mortero, la cual al ser sometida a una prueba de succión retiene el agua de la mezcla. Se define como la relación entre la fluidez inicial y la fluidez después de la prueba de succión.

**108. Revenimiento**

Prueba realizada a una mezcla de concreto, o mortero fresco que permite determinar la consistencia del material.

**109. Rigidez**

Oposición de un material o elemento estructural a ser deformado. Carga necesaria para producir una deformación unitaria.

**S****110. Sangrado**

Flujo de agua proveniente de una mezcla de concreto, o mortero, recién colocada y causado por el asentamiento de los agregados sólidos de la mezcla.

**111. Segregación**

Concentración no uniforme de los componentes en una mezcla de concreto o mortero.

**112. Superfluidificantes**

Tipo de aditivo que modifica la consistencia de una mezcla de concreto, o mortero, aumentando la fluidez del concreto, lo que permite reducir la cantidad de agua.

**T****113. Tabicón**

Tabique macizo compuesto de concreto.

**114. Tabique**

Pieza para mampostería de forma prismática rectangular, de dimensiones menores que el bloque, fabricado con arcillas, comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción o de concreto. Puede ser macizo, hueco o multiperforado. Al tabique macizo de arcilla se le conoce comúnmente como ladrillo.

**115. Talud**

Inclinación del paramento de un muro o de un terreno.

**116. Tensión**

Esfuerzo principal que produce el alargamiento de un elemento estructural o de las fibras de su sección transversal paralelas a su eje.

**117. Tensor**

Barra o cable que, trabajando en tensión, se coloca para restringir el alargamiento entre dos puntos de una estructura.

**118. Tizón, a**

Proceso constructivo en el que las piezas del aparejo en un muro de mampostería, se colocan con su dimensión más larga en sentido perpendicular al paramento.

**119. Torsión**

Estado de esfuerzos que tiende a producir rotación de la sección transversal de un elemento. En relación a estructura completa es la rotación de los sistemas de pisos y techo alrededor del eje vertical durante la vibración por el efecto de sismos.

**120. Trabajabilidad**

Propiedad de una mezcla de mortero, o concreto, que indica qué tan fácilmente puede ser manejado, distribuido en la superficie de trabajo y compactado. (Ver también "fluidez").

**121. Trefilado**

Proceso de reducción de una sección de metal estirándolo en frío a través de hileras de diámetro menor.

**V****122. Viga**

Elemento estructural de eje recto que cubre un claro horizontal y en que el peso propio y las cargas externas inducen principalmente momentos flexionantes y fuerzas cortantes. Sinónimo, trabe.

**123. Vigueta**

Viga de tamaño relativamente angosto apoyadas sobre vigas o muros, con poca separación, para soportar bovedillas de losas de entrapiso o cubierta.

**124. Voladizo**

Viga o losa empotrada en un extremo y libre en el otro.

**Z****125. Zapata**

Elemento estructural de la cimentación que transmite las cargas directamente al suelo, generalmente tiene una forma ensanchada, hacia la parte de contacto con el terreno, para distribuir las cargas en una superficie más amplia. Puede ser aislada, corrida o de borde o lindero.

## NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

### ÍNDICE

#### NOTACIÓN

#### 1. CONSIDERACIONES GENERALES

- 1.1 Alcance
- 1.2 Unidades

#### 2. ACCIONES DE DISEÑO

- 2.1 Tipos de acciones, según su duración
- 2.2 Intensidades de diseño
- 2.3 Combinaciones de acciones

#### 3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

- 3.1 Estados límite
- 3.2 Resistencia de diseño
  - 3.2.1 Definición
  - 3.2.2 Determinación de resistencias de diseño
- 3.3 Condiciones de diseño
- 3.4 Factores de carga
- 3.5 Pruebas de carga

#### 4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

- 4.1 Desplazamientos
- 4.2 Vibraciones
- 4.3 Otros estados límite

#### 5. ACCIONES PERMANENTES

- 5.1 Cargas muertas
  - 5.1.1 Definición y evaluación
  - 5.1.2 Peso muerto de losas de concreto
- 5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos

#### 6. CARGAS VARIABLES

- 6.1 Cargas vivas
  - 6.1.1 Definiciones
  - 6.1.2 Disposiciones generales
  - 6.1.3 Cargas vivas transitorias
  - 6.1.4 Cambios de uso
- 6.2 Deformaciones impuestas
  - 6.2.1 Hundimientos diferenciales
  - 6.2.2 Deformaciones debidas a cambios de temperaturas
  - 6.2.3 Efectos de construcción por fraguado
- 6.3 Vibraciones de maquinaria

## NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

#### NOTACIÓN

A	área tributaria, m <sup>2</sup>
c <sub>t</sub>	coeficiente de dilatación térmica
E	módulo de elasticidad, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
F <sub>C</sub>	factor de carga
W	carga viva unitaria media, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
W <sub>a</sub>	carga viva unitaria instantánea, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
W <sub>m</sub>	carga viva unitaria máxima, kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
Δ <sub>t</sub>	incremento de temperatura, grados Kelvin (°C)
v	relación de Poisson

## 1. CONSIDERACIONES GENERALES

### 1.1 Alcance

Este documento tiene los siguientes objetivos:

- 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 artículo 147 del 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

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.

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.

## 2. ACCIONES DE DISEÑO

### 2.1 Tipos de acciones, según su duración

Se considerarán tres categorías de acciones, 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; y
- 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; 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

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 la Administración y con base en los criterios generales siguientes:

- 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; y
- 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.

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**

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) 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 la sección 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; y

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.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4.

c) 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 que se presentan en la sección 3.4.

## **3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **3.1 Estados límite**

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 los artículos 148 y 149 del Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros 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. Los segundos incluyen 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.

### **3.2 Resistencias de diseño**

#### **3.2.1 Definición**

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.

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

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 las secciones 3.3 y 3.4.

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.

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.

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.

El tipo de ensayo, 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 la Administración, la cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capítulo XII del Título Sexto del Reglamento.

### 3.3 Condiciones de diseño

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en la sección 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 la sección 3.4.

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

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

a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.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 la sección 2.2; y

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

### 3.5 Pruebas de carga

Cuando exista duda en cuanto a la resistencia 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. También se requerirá realizar pruebas de carga en los siguientes casos:

a) En edificios para espectáculos deportivos, salas de espectáculos, centros de reunión, clubes deportivos, y en todas las construcciones en que pueda ocurrir aglomeración frecuente de personas.

b) Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para considerar que la seguridad de una estructura satisface el nivel de confiabilidad requerido.

Previamente a la ejecución de la prueba de carga se deberá aprobar el procedimiento de ensaye 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.

El método de ensaye 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 veinticuatro horas. 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 veinticuatro horas después de quitar la carga la estructura no muestra una recuperación mínima de setenta y cinco por ciento de las deformaciones que sufrió, se repetirá la prueba, esperando cuando menos setenta y dos horas a partir de la terminación de la primera.

Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la estructura no alcanza, en veinticuatro horas, setenta y cinco por ciento de las deformaciones debidas a dicha prueba.

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**

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la condición del estado límite de servicio en términos de desplazamientos se cumplirá si no se exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes 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 trabe entre 480. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a 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**

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en la sección 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.

##### **4.3 Otros estados límite**

Además de lo estipulado en las secciones 4.1 y 4.2, se observará lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias 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**

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.

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

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en  $0.2 \text{ kN/m}^2$  ( $20 \text{ kg/m}^2$ ). 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  $0.2 \text{ kN/m}^2$  ( $20 \text{ kg/m}^2$ ) de manera que el incremento total será de  $0.4 \text{ kN/m}^2$  ( $40 \text{ kg/m}^2$ ). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

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

Las fuerzas debidas al empuje estático de suelos se determinarán de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Para valuar 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.

## 6. ACCIONES VARIABLES

### 6.1 Cargas vivas

#### 6.1.1 Definiciones

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 el inciso 6.1.2.

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.

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

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 sísmico y por 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; y
- 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 la sección 2.2.

Las cargas uniformes de la tabla 6.1.1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

#### 6.1.3 Cargas vivas transitorias

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 de  $1.5 \text{ kN/m}^2$  ( $150 \text{ kg/m}^2$ ). Se considerará, además, una concentración de  $1.5 \text{ kN}$  ( $150 \text{ kg}$ ) en el lugar más desfavorable.

#### 6.1.4 Cambios de uso o remodelación

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.

## 6.2 Deformaciones impuestas

Los efectos de las deformaciones impuestas sobre una estructura, tales como las causadas por asentamientos diferenciales de los apoyos, efectos de cambios de temperatura, efectos de contracción por fraguado, deformaciones impuestas por el proceso constructivo o alguna acción similar, se obtendrán mediante un análisis estructural que permita determinar los estados de esfuerzos y deformaciones que se generan en los miembros de dicha estructura cuando se aplican sobre sus apoyos las fuerzas necesarias para mantener las deformaciones impuestas, mientras los demás grados de libertad del sistema pueden desplazarse libremente. Para fines de realizar este análisis, el módulo de elasticidad de cualquier miembro de la estructura podrá tomarse igual al que corresponde a cargas de larga duración. Para miembros de concreto reforzado, el módulo de elasticidad se tomará igual al que corresponde a la suma de las deflexiones inmediatas más las diferidas, determinadas de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los efectos de esta acción deberán combinarse con los de las acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en otras secciones de estas Normas.

### 6.2.1 Hundimientos diferenciales

Para el cálculo de hundimientos deberán consultarse las NTC de 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 6.2.1 o en cualquiera de los siguientes casos:

- a) Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 2cm, 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 30cm 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.
- c) 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

### 6.2.2 Deformaciones producidas por cambios de temperatura

Los efectos de cambios de temperatura podrán omitirse en estructuras cuyas dimensiones no excedan de 30 metros 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. 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 el 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

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.

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.

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 expresiones siguientes

$$\Delta L_{21} = CL_1 (\Delta T_{21})$$

$$\Delta K_{21} = C (\Delta G_{21})$$

donde:

$\Delta L_{21}$  = cambio total en la longitud de un miembro al variar su temperatura media de un valor  $T_1$  a otro  $T_2$

$L_1$  longitud del miembro a la temperatura  $T_1$

$\Delta T_{21} = T_2 - T_1$ , incremento de temperatura media

$C$  coeficiente térmico de expansión lineal

En la Tabla 6.2.2 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.

$\Delta K_{21}$  Cambio total en la curvatura de un miembro al cambiar su gradiente medio de temperatura de un valor  $\Delta G_1$  a un valor  $\Delta G_2$

$\Delta G_{21} = \Delta G_2 - \Delta G_1$ , incremento del gradiente medio de temperatura, es decir, diferencia de temperaturas entre dos caras opuestas del miembro estructural, dividida entre la distancia entre dichas caras

En el caso de elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie, para establecer los valores de  $\Delta T_{21}$  y  $\Delta G_{21}$  podrán aplicarse los criterios expuestos en la Tabla 6.2.3.

### 6.2.3 Efectos de contracción por fraguado

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.

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.

### 6.3 Vibraciones de maquinaria

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 la sección 4.2.

**Tabla 6.1.1 Cargas vivas unitarias, kN/m<sup>2</sup> (kg/m<sup>2</sup>)**

Destino de piso o cubierta	W	W <sub>a</sub>	W <sub>m</sub>	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 <sub>m</sub>	0.9W <sub>m</sub>	W <sub>m</sub>	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7 8 y 9
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)	10
---	-------------	--------------	--------------	----

<sup>1</sup> Para elementos con área tributaria mayor de 36 m<sup>2</sup>, W<sub>m</sub> podrá reducirse, tomando su valor en kN/m<sup>2</sup> igual a

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

$$\left( 60 + \frac{780}{\sqrt{A}}; \text{ en } kg/m^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m<sup>2</sup>. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W<sub>m</sub>, 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<sub>m</sub>, 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 aquellos 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.

<sup>2</sup> Para elementos con área tributaria mayor de 36 m<sup>2</sup>, W<sub>m</sub> podrá reducirse, tomando su valor en kN/m<sup>2</sup> igual a

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

$$\left( 110 + \frac{850}{\sqrt{A}} ; \text{ en } kg/m^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m<sup>2</sup>. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W<sub>m</sub>, 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<sub>m</sub>, 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.

<sup>3</sup> 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 6.1.1.

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

<sup>5</sup> En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativo a vibraciones.

<sup>6</sup> Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria, W<sub>m</sub>, que no será inferior a 3.5 kN/m<sup>2</sup> (350 kg/m<sup>2</sup>) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

<sup>7</sup> 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.

<sup>8</sup> Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg) por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección 3.4.

<sup>9</sup> Para tomar en cuenta el efecto de granizo,  $W_m$  se tomará igual a 1.0 kN/m<sup>2</sup> (100 kg/m<sup>2</sup>) y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en la sección 3.4. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en el inciso i) y en la Nota 8.

<sup>10</sup> Más una concentración de 15 kN (1 500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

**Tabla 6.2.1 Hundimientos diferenciales tolerables en estructuras**

TIPO DE ESTRUCTURA	HUNDIMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE (m) *	OBSERVACIONES
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido  Extremo fijo Extremo móvil	0.008 0.002 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 forzadas 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.

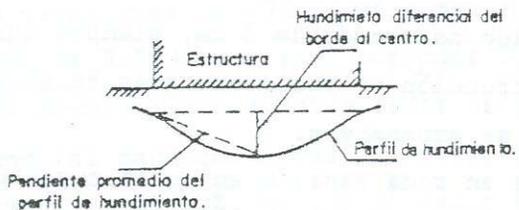
Estructuras rígidas de concreto pesado de varias plantas, sobre losa de cimentación estructurada con espesor aproximado de 1.20 m.	0.005	La posibilidad de daños a los acabados interiores o exteriores puede limitar los asentamientos tolerables.
		Salvo indicación en contra, el hundimiento diferencial 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.

Tabla.6.2.2 Coeficientes térmicos de expansión lineal

Material	Coeficiente C (1 / °C)
Acero	0.0000120
Concreto	0.0000143
Mampostería de ladrillo	0.0000055
Mampostería de piedra	0.0000063
Aluminio	0.0000231

Tabla 6.2.3 Criterios para determinar los incrementos de temperatura y gradiente de temperatura medios para elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie

CASO	Espesor del elemento, cm, e	Incremento de temperatura media, $\Delta T_{21}$	Incremento de gradiente medio de temperatura, $\Delta G_{21}$
I Todas las caras expuestas al medio ambiente, pero ninguna recibe directamente los rayos solares	$e \leq 10$	$\pm 1.2 V_{ma} *$	0
	$e \geq 50$	$\pm 0.36 V_{ma}$	0
	$10 \leq e \leq 50$	Interpolarse linealmente entre los valores anteriores	
II Todas las caras expuestas al medio ambiente; cuando menos una recibe directamente los rayos solares (sin estar protegida al menos por un enladrillado)	$e \leq 10$	Cara expuesta blanca: $\pm 1.5 V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 2.0 V_{ma}$	$V_{ma} / e$
	$e \geq 50$	Cara expuesta blanca: $\pm 0.45 V_{ma}$ Cara expuesta de color: $\pm 0.60 V_{ma}$	$0.3 V_{ma} / e$
	$10 \leq e \leq 50$	Interpolarse linealmente entre los valores anteriores	

\*  $V_{ma}$ : 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 25°C.

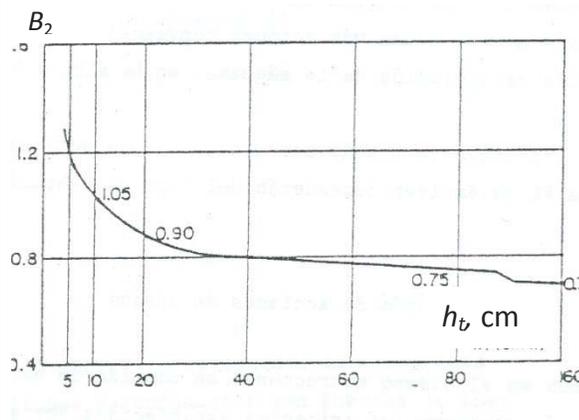
Tabla 6.2.4 Estimación de la contracción unitaria en elementos de concreto

ELEMENTO ESTRUCTURAL	CONTRACCIÓN UNITARIA	CURVATURA
Elemento de concreto simple, cuyas caras están expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas	$U_f = B_1 B_2$	--
Pavimentos de concreto simple, de espesor h, con cara inferior en contacto con el suelo, que puede estar húmedo la mayor parte del tiempo	$U_f = 0.5 B_1 B_2$	$K = \frac{B_1 B_2}{h}$

Elementos reforzados con caras expuestas sensiblemente a las mismas condiciones atmosféricas	$N(p-p') < 30$	$U = U_f \left( \frac{1}{1 + 0.02np'} - 0.16\alpha \right)$	$K = 0.32 \frac{U_f}{D} n(p - p')$
	$N(p-p') > 30$	$U = U_f \left( \frac{1}{1 + .02np'} - 0.5 \right)$	$K = U_f / D$

$B_1 = C(0.5 + 0.25r^{1/2})$ .  $B_2$  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;  $h_t = 2A\lambda/\rho$ ,  $C$  y  $\lambda$  están dados en la tabla anexa, según el nivel de exposición a la humedad

Exposición	Humedad relativa	C	$\lambda$
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



**Notación**

A	área de la sección transversal	$\alpha$	$(np - np')^{1/3}$
$A_a$	área de acero de tensión	n	relación de módulos de elasticidad
$A_a'$	área de acero de compresión	p	$100 A_a / bd$
b	área del elemento	$p'$	$100 A_a' / bd$
d	peralte efectivo del elemento	$\rho$	perímetro de la sección en contacto con la atmósfera
D	altura total del elemento	$U_f$	contracción unitaria

**SECRETARÍA DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA Y SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS**

**ARQ. FELIPE DE JESÚS GUTIÉRREZ GUTIÉRREZ**, Secretario de Desarrollo Urbano y Vivienda de la Ciudad de México e **ING. EDGAR OSWALDO TUNGÜÍ RODRÍGUEZ**, Secretario de Obras y Servicios de la Ciudad de México, con fundamento en los artículos 87 y 115 fracción XI del Estatuto de Gobierno del Distrito Federal; 5, 15, fracciones II y V, 16 fracciones II y IV, 24 fracción XX y 27 de la Ley Orgánica de la Administración Pública de la Ciudad de México; 4º, fracciones III y VIII y Transitorio Tercero de la Ley para la Reconstrucción, Recuperación y Transformación de la Ciudad de México en una cada vez más Resiliente; 7 fracción I de la Ley de Desarrollo Urbano del Distrito Federal; 11 de la Ley de Procedimiento Administrativo del Distrito Federal; 26, fracción X del Reglamento Interior de la Administración Pública del Distrito Federal, y 1, 2, fracciones I y XI, 3 fracción XIV y Quinto Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

**CONSIDERANDO**

Que las Normas Técnicas Complementarias permiten orientar el desarrollo urbano hacia una Ciudad compacta, dinámica, policéntrica y que aproxime el empleo y los hogares a las redes de transporte público y propicie la equidad territorial, garantizando con ello mejores condiciones de vida para los habitantes de la Ciudad de México.

Que conforme a lo dispuesto en el artículo 10 de la Ley para la Reconstrucción, Recuperación y Transformación de la Ciudad de México en una cada vez más Resiliente, publicada en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México el 1º de diciembre de 2017, se señala que el Gobierno actualizará las Normas Técnicas Complementarias para: 1. Diseño de Cimentaciones; 2. Diseño por Sismo; 3. Diseño por Viento; 4. Diseño y Construcción de Estructuras de Acero; 5. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto; 6. Diseño y Construcción de Estructuras de Madera; 7. Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería; 8. Revisión y Dictamen de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

Que el Gobierno de la Ciudad de México debe revisar las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones con el objeto de actualizar su contenido y requisitos según los avances en sus distintas materias. Las Normas Técnicas actualizadas servirán como plataforma para la implantación del Programa para la Transformación de la Ciudad de México en una CDMX cada vez más Resiliente establecido en el Artículo 105 de esa Ley.

Que con base en la Ley para la Reconstrucción, Recuperación y Transformación de la Ciudad de México en una cada vez más Resiliente, el Gobierno debe elaborar las Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación, aplicables a los edificios dañados por el sismo del 19 de Septiembre de 2017, hemos tenido a bien expedir la

**NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA LA REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES (NTC-RSEE)****ÍNDICE****CAPÍTULO PRIMERO. CONSIDERACIONES GENERALES**

- 1.1 Alcance y contenido
- 1.2 Definiciones
- 1.3 Marco normativo

**CAPÍTULO SEGUNDO. PROPÓSITO Y CONSIDERACIONES GENERALES DE LA REVISIÓN Y DEL DICTAMEN**

- 2.1 Propósito de la Revisión
- 2.2 Consideraciones generales de la Revisión
- 2.3 Propósito y consideraciones generales del Dictamen

**CAPÍTULO TERCERO. CLASIFICACIÓN, EVALUACIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LOS CORRESPONSABLES**

- 3.1 Clasificación de los Corresponsables
- 3.2 Evaluación de los Corresponsables
- 3.3 Actualización de los Corresponsables

**CAPÍTULO CUARTO. CONOCIMIENTO Y EXPERIENCIA DE LOS ESPECIALISTAS AUXILIARES QUE INTERVIENEN EN LA REVISIÓN**

- 4.1 Especialistas Auxiliares en diseño estructural
- 4.2 Especialistas Auxiliares en ingeniería geotécnica
- 4.3 Especialistas Auxiliares en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño

**CAPÍTULO QUINTO. GESTIÓN DE LA REVISIÓN**

- 5.1 Contratación del Corresponsable
- 5.2 Responsabilidades de la Revisión

## CAPÍTULO SEXTO. TIPOS DE PROYECTOS QUE REQUIEREN REVISIÓN

### CAPÍTULO SÉPTIMO. ALCANCES DE LOS SERVICIOS PROFESIONALES DEL CORRESPONSABLE Y DE LOS ESPECIALISTAS AUXILIARES

7.1 Alcance general

7.2 Alcance de los servicios profesionales del Corresponsable

7.3 Alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en ingeniería estructural

7.4 Alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en ingeniería geotécnica

7.5 Alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en peligro sísmico

## CAPÍTULO OCTAVO. PROCESO DE REVISIÓN

### CAPÍTULO NOVENO. RESOLUCIÓN DE CONTROVERSIAS DURANTE LA REVISIÓN

### CAPÍTULO DÉCIMO. RESULTADO DE LA REVISIÓN

### CAPÍTULO UNDÉCIMO. ALCANCES Y REQUISITOS DE UN DICTAMEN

## CAPÍTULO PRIMERO CONSIDERACIONES GENERALES

### 1.1 Alcance y contenido

Estas Normas contienen 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 Artículo 36 del Reglamento.

En el Capítulo Primero se incluyen las definiciones de los conceptos usados en estas Normas.

En el Capítulo Segundo se describen el propósito y las consideraciones generales de la Revisión

En el Capítulo Tercero 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.

En el Capítulo Cuarto se detallan los conocimientos y experiencia que deben tener los Especialistas Auxiliares que intervengan en la Revisión.

En el Capítulo Quinto se establece el proceso de contratación del Corresponsable y de pago de derechos por trámite al Instituto de Seguridad de las Construcciones.

En el Capítulo Sexto se describen los tipos de proyectos sujetos a Revisión y a la participación de Especialistas Auxiliares.

En el Capítulo Séptimo se presentan los requisitos del alcance, general y específico, de los servicios profesionales de quienes intervienen en la Revisión.

En el Capítulo Octavo se especifica el proceso de Revisión.

Los criterios para la resolución de controversias se incluyen en el Capítulo Noveno.

En el Capítulo Décimo se especifican los documentos que deben entregarse a la Administración como resultado de la Revisión.

En el Capítulo Undécimo se especifican los alcances y requisitos que deben cumplirse en la elaboración de un Dictamen.

### 1.2 Definiciones

I. Comisión, a la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables, referida en el Art 43 del Reglamento;

II. Consejo Técnico, al grupo asesor del Instituto que lo auxiliará en la selección del nivel de los Corresponsables, en la identificación de Especialistas Auxiliares y en la resolución de controversias;

III. Constancia, a la Constancia de Seguridad Estructural referida en el Art. 71 del Reglamento;

IV. Constancia de Revisión, a la Constancia de registro de revisión de proyecto estructural, emitida por el Instituto;

V. Constructor, a la persona física o moral encargada de ejecutar la obra de conformidad con el proyecto ejecutivo autorizado conforme al Reglamento;

VI. Corresponsable, al Corresponsable en Seguridad Estructural;

VII. Dictamen, a los Dictámenes técnicos de estabilidad y de seguridad estructural señalados en los Arts. 34 y 38 del Reglamento;

VIII. Edificación, a la construcción sobre un predio;

IX. Especialista Auxiliar, al profesional 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.

X. 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;

XI. Informe de Revisión, a los Informes señalados en la sección 7.2.

XII. Inmueble, al terreno y construcciones que en él se encuentran;

XIII. Instituto, al Instituto para la Seguridad de las Construcciones en el Distrito Federal;

XIV. Ley del Instituto, a la Ley del Instituto para la Seguridad de las Construcciones del Distrito Federal.

XV. Normas, a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

XVI. 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;

XVII. 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.

XVIII. 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;

XIX. Reglamento, al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal;

XX. 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 cuyos alcances se fijan según lo establecido en estas Normas;

XXI. Tarifas, al monto del pago de derechos por trámite al Instituto;

### **1.3 Marco normativo**

La aplicación de estas Normas 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.

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.

El Instituto contará con un Consejo Técnico que lo auxiliará en la selección del nivel de los Corresponsables y en la identificación de Especialistas Auxiliares. 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, que serán reconocidos especialistas en diseño estructural, de diversas escuelas de Ingeniería.

## **CAPÍTULO SEGUNDO PROPÓSITO Y CONSIDERACIONES GENERALES DE LA REVISIÓN Y DEL DICTAMEN**

### **2.1 Propósito de la Revisión**

El propósito de la Revisión de un edificio es:

- a) Contar con una constancia de revisión 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; y
- b) Identificar si los aspectos de diseño señalados en el alcance de la Revisión satisfacen los requisitos del Reglamento y de sus Normas aplicables.

La Revisión será aplicable al proyecto de una estructura nueva por ser construida o al de una estructura existente que será significativamente modificada.

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**

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 Sexto de estas Normas. En los casos señalados en estas Normas en que se requiera la intervención de Especialistas Auxiliares en peligro sísmico, movimientos del terreno o sistemas no convencionales, se deberán cumplir los requisitos señalados en los Capítulos Sexto y Séptimo de estas Normas.

## **2.3 Propósito y consideraciones generales del Dictamen**

El propósito de realizar un Dictamen de un edificio es contar con un documento técnico independiente y objetivo de la seguridad estructural de un edificio existente.

El Dictamen será elaborado por un Corresponsable y deberá cumplir con los alcances y requisitos establecidos en el Capítulo Undécimo de estas Normas.

# **CAPÍTULO TERCERO**

## **CLASIFICACIÓN, EVALUACIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LOS CORRESPONSABLES**

### **3.1 Clasificación de los Corresponsables**

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 es la siguiente:

- a) Nivel 1 – son aquellos Corresponsables con al menos 5 años de experiencia acreditada en diseño estructural y que aprueben el examen para Nivel 1;
- b) Nivel 2 – son los Corresponsables con al menos 15 años de experiencia acreditada en diseño estructural y que aprueben los exámenes para Nivel 2.

Los Corresponsables podrán:

- a) Realizar Dictámenes (incluye a los Dictámenes técnicos de estabilidad y de seguridad estructural y a las Constancias de seguridad estructural señalados en los Arts. 34, 38 y 71 del Reglamento);
- b) Realizar y coordinar las Revisiones de proyectos especificados para su Nivel en el Capítulo Sexto.

### **3.2 Evaluación de los Corresponsables**

Para ingresar al Nivel 1, se requiere haber cumplido con los requisitos establecidos en el artículo 37 del Reglamento.

Para ingresar al Nivel 2, el Corresponsable deberá aprobar los exámenes de conocimientos que prepare y aplique el Consejo Técnico y constate la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables.

### **3.3 Actualización de los Corresponsables**

Con relación al artículo 39 fracción IV del Reglamento sobre el 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 a la Administración.

# **CAPÍTULO CUARTO**

## **CONOCIMIENTOS Y EXPERIENCIA DE LOS ESPECIALISTAS AUXILIARES QUE INTERVIENEN EN LA REVISIÓN**

### **4.1 Especialistas Auxiliares en ingeniería estructural**

Los Especialistas Auxiliares 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, en:

- a) Diseño estructural y detallado por sismo;
- b) Evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras existentes;
- c) Diseño de estructuras a base de materiales, sistemas o tecnologías por ser empleadas en el proyecto;

- d) Análisis no lineal paso a paso;
- e) Diseño por desempeño;
- f) Aplicación de recomendaciones provenientes de investigación en ingeniería estructural.

#### **4.2 Especialistas Auxiliares en ingeniería geotécnica**

Los Especialistas Auxiliares 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, en:

- 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 Auxiliares en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño**

Los Especialistas Auxiliares 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, en:

- 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.

## **CAPÍTULO QUINTO GESTIÓN DE LA REVISIÓN**

### **5.1 Contratación de los Corresponsables**

- a) 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 la sección 3.1 y el Capítulo Sexto);
- b) 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 Séptimo de estas Normas;
- c) El Corresponsable determinará si se requiere la intervención de algún tipo de Especialista Auxiliar en la Revisión (ver Capítulos Sexto y Séptimo), en cuyo caso él mismo los seleccionará de las listas que publique el Instituto. El Propietario será responsable de la contratación de los Especialistas Auxiliares por la prestación de sus servicios profesionales;
- d) Una vez contratados, el Propietario deberá registrar en el Instituto los nombres del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares, en su caso. El registro deberá acompañarse de una copia firmada de los contratos de prestación de servicios profesionales indicados en los incisos b y c, en su caso;
- e) El propietario debe pagar los derechos correspondientes al Instituto por el trámite de registro del proyecto estructural.

Los honorarios por los servicios profesionales del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares 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**

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 Auxiliares, en su caso, contratados por el propietario, registraran en el Instituto la Revisión del Proyecto Estructural, la cual deberá cumplir con lo establecido en la sección 2.1 de estas Normas.

Los informes de revisión y documentos del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares no deben ser considerados como documentos para construcción, ni deben ser usados de modo que se implique que el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares son responsables del diseño estructural.

## CAPÍTULO SEXTO TIPOS DE PROYECTOS QUE REQUIEREN REVISIÓN

En la Tabla 6.1 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 Auxiliares que deben participar en la Revisión. El Especialista Auxiliar podrá ser el mismo Corresponsable, cuando cumpla con los requisitos de las secciones 3.1, 4.1 y 7.3, adicionalmente a los demás aplicables. Los Casos señalados en la Tabla 6.1 son los establecidos en el Art. 139 del Reglamento. Las zonas indicadas en la Tabla 6.1 son las definidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones.

Tabla 6.1 - Proyectos que requieren Revisión

Proyectos que:	Nivel de Corresponsable, mínimo	Especialistas Auxiliares 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 de entre 30 y 70 m o con área total construida de entre 6,000 y 15,000 m <sup>2</sup> , ya sea del grupo A (Caso 1) o del subgrupo B1 (Caso 4 o 7).	1	Sí	No	No
Son de edificaciones del subgrupo B2 (Casos 8, 9 o 10), ubicadas en las zonas I, II y III que no satisfagan los requisitos de alguno de los casos 1 o 4 de la sección 5.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	1	Sí	No	No
Son de edificaciones del subgrupo B2 (Caso 9), ubicadas en la zona III y que cumplen con los requisitos 1 y 4 de la sección 5.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismos; 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 <sup>2</sup> de área total construida, ya sea del grupo A (Caso 2) o del subgrupo B1 (Caso 5 o 7).	2	Sí	Sí	Si el Instituto lo requiere *
Son de edificaciones ubicadas en la zona geotécnica III, con más de 15 m de altura o de 3,000 m <sup>2</sup> de área total construida, ya sea del grupo A (Caso 3) o del subgrupo B1 (Caso 6 o 7).	2	Sí	Sí	Si el Instituto lo requiere *
Tienen condiciones de cimentación y/o excavaciones especialmente complejas	2	Sí	Sí	Si el Instituto lo requiere *
Se diseñan usando espectros de sitio	2	Sí	Si el Instituto lo requiere *	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 Instituto lo requiere *	Si el Instituto lo requiere *
Emplean materiales, sistemas, metodologías o tecnologías estructurales no convencionales o no considerados directamente en el Reglamento y sus Normas (disipadores de energía, por ejemplo)	2	Sí	Si el Instituto lo requiere *	Si el Instituto lo requiere *
Incorporan mejoramiento de suelos	2	No	Si el Instituto lo requiere *	No

\* “Si el Instituto lo requiere” se refiere a que el requisito para la revisión depende de varios factores que evaluará el Instituto, como son:

- 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; y
- d) Configuraciones irregulares o inusuales.

## CAPÍTULO SÉPTIMO

### ALCANCE DE LOS SERVICIOS PROFESIONALES DEL CORRESPONSABLE Y ESPECIALISTAS AUXILIARES

#### 7.1 Alcance general

El alcance de los servicios profesionales del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares, en su caso, deberá incluir:

- a) Participar en reuniones con el Proyectista, los Especialistas Auxiliares, en su caso y, si fuera requerido, con representantes del Instituto, ya sea presencial o remotamente, para discutir y resolver temas técnicos;
- b) Revisar los criterios de diseño, métodos, hipótesis y compatibilidad de criterios con los objetivos del proyecto;
- c) Revisar que el proyecto estructural cumpla con los requisitos de seguridad estructural establecidas en el Capítulo II del Título Sexto del Reglamento;
- d) Revisar, normalmente de manera aleatoria, los resultados del análisis, cálculos de diseño y planos estructurales. Cuando convenga, desarrollar un análisis estructural independiente o cálculos para revisar el diseño y verificar el cumplimiento de los requisitos del Reglamento;
- e) Mantener un Registro Electrónico de la Revisión del proyecto en el que se incluyan:
  - i. Material revisado;
  - ii. Comentarios del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares, si es el caso;
  - iii. Respuesta del Proyectista;
  - iv. Solución de comentarios;
- f) Preparar un informe escrito que resuma los hallazgos de la Revisión. El informe debe incluir las conclusiones del Corresponsable y de los Especialistas Auxiliares, 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

La Revisión coordinada por el Corresponsable incluirá las siguientes actividades, mismas que son enunciativas y no deberán considerarse 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 de revisión 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 los incisos c) y d) serán presentadas en un segundo informe de revisión 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 del inciso e) serán presentadas en un tercer y último informe de revisión escrito al Instituto, en el tiempo pactado en el contrato de prestación de servicios profesionales del Corresponsable.

### **7.3 Alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en ingeniería estructural**

El alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en ingeniería estructural deberá detallar los aspectos del diseño o de los elementos estructurales que se revisarán. El alcance deberá incluir la revisión de:

- a) Objetivos de desempeño estructural;
- b) Bases para el diseño estructural;
- c) Metodología de diseño y criterios de aceptación;
- d) Modelación y simulación matemática, 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.

### **7.4 Alcance de los servicios profesionales del Especialista Auxiliar en ingeniería geotécnica**

Cuando se incluya a un Especialista Auxiliar 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 la revisión, según las características del proyecto, de:

- 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 solicitaciones 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 Auxiliares en peligro sísmico y movimientos del terreno**

Cuando se incluya a un Especialista Auxiliar 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 las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. El alcance deberá incluir la revisión de, 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.

## **CAPÍTULO OCTAVO**

### **PROCESO DE REVISIÓN**

- a) El Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, en su caso, deberán iniciar su participación tan pronto como sea práctico. Esto le permitirá al Corresponsable y a los Especialistas Auxiliares, si se requieren, evaluar las decisiones fundamentales de diseño;
- b) Al inicio de su participación, el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, 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 Auxiliares, 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:
  - 1. Plano arquitectónico de conjunto;
  - 2. Estudio de mecánica de suelos conforme a lo dispuesto en el numeral 12 “Memorias de diseño” de las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones, conforme a lo dispuesto en los artículos 53 y 58 del Reglamento;
  - 3. Memoria de cálculo de la edificación con base en los artículos 53 y 58 del Reglamento.;
  - 4. Planos estructurales que deberán cumplir con los requisitos que se solicitan en el artículo 53 inciso e), o 58 inciso g) del Reglamento;
  - 5. Las demás que en su caso determine el Corresponsable o los Especialistas Auxiliares, 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 Auxiliares. 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;
- e) El Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, 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 Auxiliares 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 Auxiliares deberán entregar al Instituto un informe de revisión escrito que documente los avances en el proceso de acuerdo con lo especificado en la sección 7.2.

## **CAPÍTULO NOVENO**

### **RESOLUCIÓN DE CONTROVERSIAS DURANTE LA REVISIÓN**

#### **9.1 Sobre las controversias durante la Revisión**

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 Auxiliares 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 Auxiliares, 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.

En el supuesto de que el Proyectista y el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, en su caso, no lleguen a un acuerdo, podrán solicitar, mediante escrito dirigido al Instituto, la conciliación de las diferencias. El escrito deberá contener lo siguiente:

- I. Nombre del Corresponsable;
- II. Ubicación de la obra;
- III. Breve descripción de la diferencia;
- IV. Razones en las que sustentan la inconformidad;
- V. Documentación comprobatoria que acredite las razones de la inconformidad.

## **9.2 Procedimiento de resolución de controversias**

- a) El Instituto solicitará al Proyectista, al Corresponsable y a los Especialistas Auxiliares, 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 Auxiliares, en su caso;
- e) De no presentar inconformidad, el interesado tendrá por aceptado el contenido del informe de que se trate.

## **CAPÍTULO DÉCIMO RESULTADO DE LA REVISIÓN**

Durante la Revisión, el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares entregarán los tres informes de revisión escritos señalados en la sección 7.2. Al finalizar la Revisión, el Corresponsable y los Especialistas Auxiliares, en su caso, deberán entregar al Instituto:

- a) Un informe de revisión final escrito que documente el alcance acordado de la Revisión, el Registro Electrónico de la Revisión, y las conclusiones del Corresponsable y Especialistas Auxiliares, 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 Auxiliares. El informe de revisión al Instituto podrá ser en conjunto y firmado por todos los Especialistas Auxiliares, o bien resultado de compilar las conclusiones por separado de los Especialistas Auxiliares. Los Especialistas Auxiliares solamente podrán presentar sus conclusiones sobre su especialidad.

El Instituto registrará el proyecto estructural y su Revisión, una vez que se haya cumplido con las condiciones administrativas establecidas en estas Normas y se haya efectuado el pago de derechos correspondiente. El Instituto emitirá una Constancia de Registro de Revisión de Proyecto Estructural, que deberá ser firmada por el Corresponsable.

El Corresponsable deberá firmar los documentos de solicitud de manifestación o licencia de construcción y la terminación de obra.

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 Artículo 39 del Reglamento, referidas a la revisión de planos y memorias, así como la verificación de la ejecución de la obra.

## **CAPÍTULO UNDÉCIMO ALCANCES Y REQUISITOS DE UN DICTAMEN**

Cuando al Corresponsable le sea solicitado un Dictamen técnico de estabilidad y de seguridad estructural, éste deberá cumplir los siguientes alcances y requisitos:

- 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 las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por 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 deberán 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.

## TRANSITORIOS

**PRIMERO.-** Publíquese en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

**SEGUNDO.-** Las presentes Normas entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

**TERCERO.-** Publíquese el contenido de las presentes Normas, para mayor difusión en la página oficial de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, así como en la de la Secretaría de Obras y Servicios.

**CUARTO.-** Durante los seis meses inmediatos a la publicación de las presentes Normas, las Revisiones de los proyectos señalados en la Tabla 6.1 que requieren Corresponsable en Seguridad Estructural Nivel 2, serán coordinadas por los Corresponsables Nivel 1. Posteriormente, la Revisión se apegará a lo establecido en la Tabla 6.1.

En la Ciudad de México, a los siete días del mes de diciembre de dos mil diecisiete.

**EL SECRETARIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA**

(Firma)

**ARQ. FELIPE DE JESÚS GUTIÉRREZ GUTIÉRREZ**

**EL SECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS**

(Firma)

**ING. EDGAR OSWALDO TUNGÚI RODRÍGUEZ**

---



**GACETA OFICIAL  
DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

**DIRECTORIO**

Jefe de Gobierno de la Ciudad de México  
**MIGUEL ÁNGEL MANCERA ESPINOSA**

Consejería Jurídica y de Servicios Legales

Directora General Jurídica y de Estudios Legislativos  
**CLAUDIA ANGÉLICA NOGALES GAONA**

Director de Legislación y Trámites Inmobiliarios  
**FLAVIO MARTÍNEZ ZAVALA**

Subdirector de Estudios Legislativos y Publicaciones  
**EDGAR OSORIO PLAZA**

Jefe de la Unidad Departamental de Publicaciones y Trámites Funerarios  
**JUAN ULISES NIETO MENDOZA**

**INSERCIONES**

Plana entera.....	\$ 1,824.00
Media plana.....	981.00
Un cuarto de plana .....	610.70

Para adquirir ejemplares, acudir a la Unidad de Publicaciones, sita en la Calle Candelaria de los Patos s/n, Col. 10 de Mayo, C.P. 15290, Delegación Venustiano Carranza.

**Consulta en Internet**  
[www.consejeria.cdmx.gob.mx](http://www.consejeria.cdmx.gob.mx)

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO  
Impresa por Corporación Mexicana de Impresión, S.A. de C.V.  
Calle General Victoriano Zepeda No. 22, Col. Observatorio C.P. 11860,  
Delegación Miguel Hidalgo, Ciudad de México.  
Teléfono: 55-16-85-86 con 20 líneas.  
[www.comisa.cdmx.gob.mx](http://www.comisa.cdmx.gob.mx)

(Costo por ejemplar \$73.00)

**AVISO IMPORTANTE**

Las publicaciones que aparecen en la presente edición son tomadas de las fuentes (documentos originales), proporcionadas por los interesados, por lo que la ortografía y contenido de los mismos son de estricta responsabilidad de los solicitantes.