

## DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

### ÍNDICE

- 1. CONSIDERACIONES GENERALES
    - 1.1 Alcance
    - 1.2 Criterios de diseño
    - 1.3 Análisis
    - 1.4 Materiales
    - 1.5 Dimensiones de diseño
    - 1.6 Factores de resistencia
  - 2. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE
    - 2.1 Estados límite de falla
    - 2.2 Estados limite de servicio
  - 3. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS
    - 3.1 Anclaje
    - 3.2 Espesor de desgaste
    - 3.3 Revestimientos
    - 3.4 Recubrimiento
    - 3.5 Tamaño máximo de agregados
    - 3.6 Separación entre barras o tendones individuales
    - 3.7 Paquetes de barras
    - 3.8 Dobleces del refuerzo
    - 3.9 Uniones de barras
    - 3.10 Refuerzo por cambios volumétricos
    - 3.11 Inclusiones
  - 4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES
    - 4.1 Vigas
    - 4.2 Columnas
    - 4.3 Losas
    - 4.4 Zapatas
    - 4.5 Muros
    - 5.4 Uniones viga -columna
  - 6. LOSAS PLANAS
    - 6.1 Requisitos generales
    - 6.2 Sistemas losa plana-columnas para resistir sismo
    - 6.3 Análisis
    - 6.4 Análisis aproximado por carga vertical
    - 6.5 Transmisión de momento entre losa y columnas
    - 6.6 Dimensionamiento del refuerzo para flexión
    - 6.7 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo
    - 6.8 Secciones críticas para momento
  - 6.9 Distribución de los momentos en las franjas
  - 6.10 Efecto de la fuerza cortante
  - 6.11 Peraltes mínimos
  - 6.12 Dimensiones de los ábacos
  - 6.13 Aberturas
- 7. CONCRETO PRESFORZADO
    - 7.1 Introducción
    - 7.2 Presfuerzo parcial y presfuerzo total
    - 7.3 Revisión de los estados límite de falla
    - 7.4 Revisión de los estados límite de servicio.
    - 7.5 Pérdidas de presfuerzo
    - 7.6 Requisitos complementarios
  - 8. CONCRETO PREFABRICADO
    - 8.1 Requisitos generales
    - 8.2 Estructuras prefabricadas
  - 9. CONCRETO SIMPLE
    - 9.1 Limitaciones
    - 9.2 Esfuerzos de diseño
  - 10. CONCRETO LIGERO
    - 10.1 Requisitos generales
    - 10.2 Requisitos complementarios
  - 11. CONSTRUCCIÓN
    - 11.1 Cimbra
    - 11.2 Acero
    - 11.3 Concreto
    - 11.4 Requisitos complementarios para concreto presforzado
    - 11.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas
    - 11.6 Tolerancias
- FIGURAS

**Notación**

<b>A<sub>g</sub></b>	área bruta de la sección transversal	<b>f<sub>ci</sub></b>	resistencia del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en concreto presforzado
<b>A<sub>s</sub></b>	área de refuerzo longitudinal en tensión en vigas, o área total de refuerzo longitudinal en columnas, cm <sup>2</sup>	<b>f<sub>t</sub></b>	resistencia del concreto a tensión (véase 1.4.1 c), kg/cm <sup>2</sup>
<b>A'<sub>s</sub></b>	área de refuerzo longitudinal en compresión en vigas	<b>f*<sub>t</sub></b>	resistencia nominal del concreto a tensión (véase 1.4.1c), kg/cm <sup>2</sup>
<b>A<sub>sp</sub></b>	área de acero de presfuerzo en la zona de tensión	<b>f<sub>s</sub></b>	esfuerzo en el acero
<b>A<sub>st</sub></b>	área de refuerzo longitudinal requerido por torsión	<b>f<sub>sr</sub></b>	esfuerzo resistente del acero de presfuerzo
<b>A<sub>sv</sub></b>	área de una rama de refuerzo transversal por torsión	<b>f<sub>y</sub></b>	esfuerzo especificado de fluencia del acero, kg/cm <sup>2</sup>
<b>A<sub>v</sub></b>	área de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s	<b>f<sub>yv</sub></b>	esfuerzo de fluencia de los estribos necesarios por torsión; también del refuerzo vertical por fuerza cortante en vigas diafragma
<b>A<sub>s</sub></b>	área transversal de una barra; también área de refuerzo por cambios volumétricos por unidad de ancho de una pieza (véase 3.10)	<b>f<sub>yp</sub></b>	esfuerzo convencional de fluencia del acero de presfuerzo
<b>a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub></b>	respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata (véase tabla 4.1)	<b>H</b>	longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura total de un muro
<b>b</b>	ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I, o L, cm	<b>H'</b>	longitud efectiva de un miembro a flexocompresión
<b>b'</b>	ancho del alma de una sección T, I o L, cm	<b>h</b>	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también altura de entrepiso eje a eje
<b>b<sub>o</sub></b>	perímetro de la sección crítica por tensión	<b>I<sub>g</sub></b>	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro
<b>c</b>	en ménsulas, distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula	<b>L</b>	claro de un elemento; también longitud horizontal de un muro o de un tablero de muro, cm
<b>d</b>	peralte efectivo (distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión), cm	<b>L<sub>d</sub></b>	longitud de desarrollo (véase 3.1.1c)
<b>d'</b>	distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema de compresión	<b>M<sub>u</sub></b>	momento flexionante de diseño
<b>db</b>	diámetro de una barra	<b>M<sub>R</sub></b>	momento resistente de diseño
<b>E<sub>c</sub></b>	módulo de elasticidad del concreto	<b>m</b>	relación a <sub>1</sub> /a <sub>2</sub>
<b>E<sub>s</sub></b>	módulo de elasticidad del acero	<b>P<sub>u</sub></b>	fuerza axial de diseño
<b>F<sub>R</sub></b>	factor de resistencia (véase 1.6)	<b>p</b>	A <sub>s</sub> / bd en vigas
<b>f<sub>c</sub></b>	resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm <sup>2</sup>	<b>p</b>	A <sub>s</sub> / td en muros
<b>f<sub>c</sub></b>	resistencia media del concreto a compresión, kg/cm <sup>2</sup>	<b>p</b>	A <sub>s</sub> / A <sub>g</sub> en columnas
<b>f<sub>c</sub></b>	$(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^* \leq 0.85 f_c^*$	<b>p'</b>	A' <sub>s</sub> / bd en elementos a flexión
<b>f<sub>c</sub></b>	resistencia nominal del concreto a compresión (véase 1.4.1), kg/cm <sup>2</sup>	<b>q</b>	pfy / f <sub>c</sub>
		<b>R</b>	rigidez de entrepiso
		<b>r</b>	radio de giro
		<b>s</b>	separación del refuerzo transversal
		<b>t</b>	espesor de un muro, o del patín de una viga
		<b>T, cm</b>	
		<b>T<sub>CR</sub></b>	momento con que contribuye el concreto en un miembro reforzado por torsión, kg-cm
		<b>T<sub>u</sub></b>	momento torsionante de diseño, kg-cm
		<b>T<sub>OR</sub></b>	momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo para torsión, kg-cm

$V_{cR}$  fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg

## CONSIDERACIONES GENERALES

### 1.1 Alcance

La presente Norma Técnica presenta disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado). Se dan aclaraciones complementarias para concreto ligero.

Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Reglamento de Construcciones, para el Municipio de Benito Juárez de Quintana Roo.

### 1.2 Criterios de diseño

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios descritos en 1.3.

El dimensionamiento se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Reglamento y en estas Normas Complementarias, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Reglamento.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia,  $F_R$ , descrito en 1.6. 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 Reglamento.

Sea que se aplique el criterio de estado límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

### 1.3 Análisis

#### 1.3.1 Aspectos generales

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan

comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de análisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad. Las articulaciones plásticas en vigas y columnas se diseñaran de acuerdo con lo descrito en 4.8.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas y muros, ni que se reduzca más del 10 por ciento en columnas y en losas planas.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de acuerdo con 1.3.2

#### 1.3.2 Efectos de esbeltez

##### a) Conceptos preliminares

Restricción lateral de los extremos de columnas. Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros que den restricción lateral no sea menor que el 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.) a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco a que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.)

Longitud libre  $H$  de un miembro a flexocompresión, es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soportan sistemas de piso formados por vigas y losas  $H$  será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peralte que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquellas que soporten losas planas  $H$  será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, al ábaco o a la losa, según el caso.

Longitud efectiva  $H'$  de un miembro a flexocompresión. La longitud efectiva de miembros

con extremos restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la figura 1.1a; la de miembros cuyos extremos no están restringidos lateralmente, con el nomograma de la fig. 1.1b.

**b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez**

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando la relación entre  $H'$  y el radio de giro  $r$  de la sección en la dirección considerada es menor que  $34 - 12 M_1/M_2$ . Este criterio también se aplicará a miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales que no produzcan desplazamientos laterales apreciables (en la expresión anterior  $M_1$  es el menor y  $M_2$  el mayor de los momentos en los extremos del miembro; el cociente  $M_1 = M_2 = 0$ , el cociente  $M_1/M_2$  se tomará igual a :

- En miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales cuando éstas causen desplazamientos laterales apreciables, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si  $H'/r$  es menor que 22.

- En miembros con extremos no restringidos lateralmente que forman parte de una estructura sujeta a cargas verticales y laterales, los efectos de esbeltez debidos a las deformaciones causadas por las cargas laterales pueden despreciarse cuando el desplazamiento de entrepiso dividido entre la diferencia de elevaciones correspondiente, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante de entrepiso y la suma de las cargas muertas y vivas especificadas multiplicadas por el factor de carga que corresponda, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

Para saber despreciarse los efectos de esbeltez causados por las deformaciones debidas a las cargas verticales, se aplicará lo dicho en los dos párrafos anteriores para los miembros con extremos no restringidos lateralmente; en este caso  $M_1$  y  $M_2$  son los momentos menor y mayor en los extremos del miembro originados sólo por las cargas verticales.

**c) Limitación para  $H'/r$**

Cuando  $H'/r$  sea mayor que 100, deberá efectuarse un análisis de segundo orden de acuerdo con lo descrito en e).

**d) Momentos de diseño**

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con b), no puedan despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño  $P_u$  obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado  $M_c$  obtenido aproximadamente con el procedimiento que sigue:

$$M_C = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s} \quad (1.1)$$

donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0 \quad (1.2)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (1.3)$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} \quad (1.4)$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{(1 + u)} \quad (1.5)$$

$$F_{as} = 1 + \frac{W_u / h}{R/Q - 1.2 W_u / h} \quad (1.6)$$

$u$  relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total

$W_u$  suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en Reglamento multiplicadas por el factor de carga correspondiente), acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

$R$  rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocado por la fuerza cortante mencionada (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada)

$Q$  Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas al sismo se tomará  $Q = 1.0$

$h$  altura del entrepiso, entre ejes.

$M_{2b}$  es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente. Este momento no se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima descrita en 2.1.3 a).

En una estructura restringida lateralmente los momentos  $M_{2s}$  son nulos.

En una estructura no restringida lateralmente sujeta sólo a carga vertical, usualmente los  $M_{2s}$  son nulos, a menos que por asimetría y/o de las cargas, el desplazamiento lateral sea apreciable. En este último caso, todos los momentos pueden multiplicarse por  $F_{as}$

En una estructura no restringida lateralmente sujeta a cargas verticales y horizontales, si las cargas verticales solas no causan desplazamiento lateral apreciable, los momentos por ellas generados se multiplicarán por  $F_{ab}$  y los causados por las cargas laterales, por  $F_{as}$ ; si las cargas verticales solas producen un desplazamiento lateral apreciable, los momentos generados por ellas y los debidos a cargas horizontales se multiplicaran por  $F_{as}$ . En estructuras cuyas columnas no tengan restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se incluirá en la determinación de los efectos de esbeltez.

#### e) Análisis de segundo orden

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, así como la influencia de la carga axial en las rigideces. Se puede aplicar cualquiera que sea el valor  $H'/r$ .

### 1.4 Materiales

Las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

#### 1.4.1 Concreto

El concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m<sup>3</sup>, y clase 2, con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 ton/m<sup>3</sup>.

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el Reglamento, se usara concreto de clase 1. El Corresponsable en Seguridad Estructural podrá permitir el uso de concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria de cálculo.

#### a) Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

En la fabricación de los concretos, clase 1 o 2, se empleará cualquier tipo de cemento portland que se congruente con la finalidad y características de la estructura y que cumpla con los requisitos especificados en la norma NOM C 1. También se podrá emplear cemento portland puzolana, PUZ 1, que cumpla con la norma NOM C 2.

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 111 con las modificaciones y adiciones establecida en 11.3.1

El agua del mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NOM C 122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzca olor o sabor fuera de los común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 255.

#### b) Resistencia a compresión

Los concretos a clase 1 tendrán una resistencia especificada  $f'_c$ , igual o mayor que 250 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 250 kg/cm<sup>2</sup>. En ambos casos deberá comprobarse que nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos descritos en 11.3. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias  $f'_c$ , distintas de las antes mencionadas. Para diseñar se usará el valor nominal  $f^*_c$ , determinado en la expresión siguiente:

$$f^*_c = 0.80 f'_c \quad (1.7)$$

Para concretos clase 1 y 2 el valor  $f^*c$  es, en parte, una medida de la resistencia del concreto en la estructura. Para que sea válida la expresión (1.7) deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado descritos en 11.3.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para un resistencia media,  $f_c$ , mayor que la especificada  $f^*c$ , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

**c) resistencia a tensión**

Se considera como resistencia a tensión,  $f_t$ , de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 15 x 30 cm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NOM C 163. A falta de información experimental,  $f_t$ , se puede estimar igual a

concreto clase 1	$1.5 \sqrt{F_c}$
concreto clase 2	$1.2 \sqrt{F_c}$

La resistencia a tensión por flexión o módulo de rotura,  $f_f$ , se puede suponer igual a

concreto clase 1	$2 \sqrt{F_c}$
concreto clase 2	$1.4 \sqrt{F_c}$

Para diseñar se usará un valor nominal,  $f^*t$ , igual a  $f_t$ . También puede tomarse:

concreto clase 1	$1.2 \sqrt{F_c}$
concreto clase 2	$0.9 \sqrt{F_c}$

y el módulo de rotura,  $f^*f$ , se puede tomar igual a

concreto clase 1	$1.6 \sqrt{F_c}$
concreto clase 2	$1.1 \sqrt{F_c}$

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas, los esfuerzos deben estar en  $kg/cm^2$ ; los resultados se obtienen en estas unidades.

**d) Módulo de elasticidad**

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad se supondrá igual a

$$14\,000 \sqrt{F_c} \text{ kg/cm}^2$$

y para concreto clase 2, se supondrá igual a

$$8\,000 \sqrt{F_c} \text{ kg/cm}^2$$

**e) Contracción por secado**

Para concretos clase 1, la contracción por secado final,  $\epsilon_{cf}$ , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2, se tomará igual a 0.002

**f) Deformación diferida**

Para concreto clase 1, el coeficiente de deformación axial diferida final,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i}$$

se supondrá igual a 2.4 y para concreto clase 2, se supondrá igual a 5.0. Las cantidades  $\delta_f$  y  $\delta_i$  son las deformaciones axiales final e inmediata respectivamente. Para calcular flechas diferidas, véase 2.2.2.

**1.4.2. Acero**

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NOM B6 o NOM b294; o B 457; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas Complementarias. La mala cumplirá con la norma NOM B290. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (No 2) para estribos (donde así se indique en el texto de estas Normas), conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (véase 2.1.5i). El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NOM B293 o NOM B292.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro, se permite el uso de barras que cumplan con las normas B18, B32 y B72.

El módulo de elasticidad de acero de refuerzo ordinario,  $E_s$ , se supondrá igual a  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ; el de torones de presfuerzo se supondrá de  $1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos,  $f_y$ , establecidos en las normas citadas.

**1.5 Dimensiones de diseño**

Para calcular resistencias, se harán reducciones de dos centímetros en las siguientes dimensiones:

- Espesor de muros
- Diámetro de columnas circulares
- Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares

- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos
- Ancho de vigas y arcos.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 20 cm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

### 1.6 Factores de resistencia

De acuerdo con el Reglamento, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción,  $F_R$ . Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes. Para flexión valdrá 0.9 y 0.8 para cortante y torsión. En flexocompresión,  $F_R$  se tomará igual a 0.8 cuando el núcleo esté confinado con un zuncho que cumpla con los requisitos de 4.2.4, o con estribos que cumplan con los requisitos de 5.3.4b), y también cuando el elemento falle en tensión. Si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión,  $F_R$  se supondrá igual a 0.7. Para aplastamiento  $F_R$  valdrá 0.7.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) con las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en el Reglamento, por los factores de carga allí descritos.

## 2. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE

### 2.1 Estados límite de falla

#### 2.1.1. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.

Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacentes.

El concreto no resiste esfuerzos de tensión

La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a  $0.85 f'_c$  si

$$f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{e igual a } \left(1.05 - \frac{f'_c}{1250}\right) f'_c \text{ si } f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, sea o no torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a  $E_s$ , y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero,  $f_y$ . En aceros que no presentan fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva de las mencionadas en 1.4.2. Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente. En cálculos de elementos de concreto presforzado deben usarse los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor  $F_R$  correspondiente, de la resistencia de diseño.

#### 2.1.2. Flexión

##### a) Refuerzo mínimo

Refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido  $f_f$ , definido en 1.4.1.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso

normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{F_c}}{f_y} bd \quad (2.1)$$

donde **b** y **d** son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

**b) Refuerzo máximo**

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tiene falla balanceada su área de acero es igual a

$$\frac{F_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 600} bd \quad (2.2)$$

donde

$$f'_c = 0.85 f_c \quad \text{si} \quad f_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.3)$$

$$f'_c = (1.05 - \frac{f_c}{1250}) f_c \quad \text{si} \quad f_c > 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.4)$$

**b** y **d** son el ancho y el peralte efectivo de la sección, reducidos de acuerdo con 1.5. El peralte efectivo, **d**, de una sección es la distancia del centroide del acero de tensión a la fibra extrema de compresión.

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis de 2.1.1.

**c) Secciones L y T**

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes: la octava parte del claro menos la mitad del ancho del miembro más cercano, y ocho veces el espesor patín.

Se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que 10/f<sub>y</sub> veces el área transversal del patín (f<sub>y</sub> en kg/cm<sup>2</sup>). La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y, a cada lado de los paños del alma, debe anclarse de acuerdo con 3.1.

**d) Fórmulas para calcular resistencias**

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de 2.1.1 conducen a las siguientes expresiones para resistencias a flexión, **M<sub>R</sub>**. En dichas expresiones **F<sub>R</sub>**=0.9.

Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q(1 - 0.5q) \quad (2.5)$$

o bien

$$M_R = R_F A_s f_y d(1-0.5q) \quad (2.6)$$

Donde

**b** ancho de la sección (vease 1.5)

**d** peralte efectivo (vease 1.5)

$$f'_c = (1.05 - \frac{f_c}{1250}) f_c \leq 0.85 f_c$$

$$q = \frac{p f_y}{f'_c} \quad (2.7)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (2.8)$$

**A<sub>s</sub>** área del refuerzo a tensión

Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = R_F [(A_s - A'_s) f_y (d - \frac{a}{2}) + A'_s f_y (d - d')] \quad (2.9)$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{f'_c b}$$

**A<sub>s</sub>** área del acero a tensión

**A'<sub>s</sub>** área del acero a compresión

$d'$  distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión

La ec 2.9 es válida sólo si el acero a compresión fluye se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.10)$$

donde  $p' = \frac{A'_s}{bd}$

Cuando no se cumpla esta condición,  $M_R$  se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de 2.1.1; o bien se calculará aproximadamente con las ecs 2.5 o 2.6 despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión cumpla con el requisito de 2.1.2b. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos que cumplan los requisitos de 4.2.3. Secciones **T** e **I** sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos,  $a$ , calculada con la ec 2.11 no es mayor que el resplandor del patín,  $t$ , el momento resistente se puede calcular con las expresiones 2.5 o 2.6 usando el ancho del patín a compresión como  $b$ . Si  $a$  resulta mayor que  $t$ , el momento resistente puede calcularse con la expresión 2.12.

$$= \frac{A_s f_y}{f'_c b} \quad (2.11)$$

$$M_R = R_F [A_{sp} - f_y (d - \frac{t}{2}) + A_s A_{sp}] f_y (d - \frac{a}{2}) \quad (2.12)$$

donde

$$A_{sp} = \frac{f'_c (b-b') t}{f_y}$$

$$a = \frac{(A_s - A'_{sp}) f_y}{f'_c b'}$$

En las expresiones anteriores  
 $b$  ancho del patín  
 $b'$  ancho del alma

La fórmula 2.12 es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si

$$A_s \geq \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b' d + A_{sp} \quad (2.13)$$

### Flexión biaxial

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se podrá valorar con la ec 2.16.

#### e) Resistencia a flexión de vigas diafragma

Se consideran como vigas diafragmas aquellas cuya relación de claro,  $L$ , a peralte total,  $h$ , es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En su diseño no son aplicables las hipótesis generales de 2.1.1.  $L$  es la distancia libre entre apoyos. Si la cuantía  $A_s/bd$  es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas diafragma se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R A_s f_y^z \quad (2.14)$$

donde  $z$  es el brazo del par interno. En vigas de un claro,  $z$  se valúa con el criterio siguiente

$$z = (0.4 + 0.2 \frac{L}{h}) h, \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} < 2.0$$

$$z = 0.6 L, \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

Las vigas diafragma continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

I. Análcese la viga como si no fuera peraltada y obténgase los momentos resistentes necesarios.

II. Calcúlense las áreas de acero con la ec 2.14, valuando el brazo en la forma siguiente:

$$z = (0.3 + 0.2 \frac{L}{h}) h, \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.5$$

$$z = 0.5L, \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

El acero de tensión se colocará como se indica en 4.1.4.

Las vigas diafragma que unan muros de cortante de edificios se diseñarán según lo prescrito en 4.1.4.e).

### 2.1.3 Flexocompresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo

los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de 2.1.1, o bien con diagramas de interacción contruidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia,  $F_R$ , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

**a) Excentricidad mínima**

La excentricidad de diseño no será menor que 0.05  $h > 2$  cm, donde  $h$  es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

**b) Compresión y flexión en dos direcciones**

Son aplicables las hipótesis de 2.1.1 Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{R_x} + 1/P_{R_y} - 1/P_{R_0}} \quad (2.15)$$

$P_R$  carga normal resistente de diseño aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$

$P_{R_0}$  carga axial resistente de diseño, suponiendo  $e_x = e_y = 0$

$P_{R_x}$  carga norma resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_x$  en un plano de simetría.

$P_{R_y}$  carga norma resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_y$  en el otro plano de simetría.

La ec 2.15 es válida para  $P_R / P_{R_0} > 0.1$ . los valores de  $e_x$  y  $e_y$  deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad descrita en a).

Para valores de  $P_R / P_{R_0}$  menores que 0.10, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{u_x}}{M_{R_x}} + \frac{M_{u_y}}{M_{R_y}} \leq 1.0 \quad (2.16)$$

donde  $M_{u_x}$  y  $M_{u_y}$  son los momentos de diseño según los ejes X y Y;  $M_{R_x}$  y  $M_{R_y}$  son los momentos resistentes de diseño según los mismos ejes.

**2.1.4 Aplastamiento**

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no se tomará mayor que

$$F_R f_c^*$$

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación

$$\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2$$

donde  $A_1$ , es el área de contacto y  $A_2$  es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

Esta disposición no se aplica a los anclajes de tendones postensados (véase 7.6.1c).

**2.1.5 Fuerza cortante**

**a) Fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{cR}$**

Las expresiones para  $V_{cR}$  que se presentan en seguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal,  $h$ , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y, además, la relación  $h/b$  no excede de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá  $V_{cR}$  dado por dichas expresiones en 30 por ciento. Para valuar  $h/b$  en vigas T o I se usará el ancho del alma  $b'$

**I. Vigas sin presfuerzo**

En vigas con relación claro a peralte total,  $L/h$ , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{cR}$ , se calculará con el criterio siguiente:

si  $p < 0.015$        $V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20 p) \sqrt{f_c^*}$       (2.17)

si  $p \leq 0.015$        $V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$       (2.18)

Si  $L/h$  es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga,  $V_{cR}$  se obtendrá multiplicando el valor que da la ec 2.18 por

$$(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) > 1.0$$

pero sin que se tome  $V_{cR}$  mayor que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

En el factor anterior  $M$  y  $V$  son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga se aplicará la ec 2.18 sin modificar el resultado. Para relaciones  $L/h$  comprendidas entre 4 y 5,  $V_{cR}$  se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs. 2.17 y 2.18.

Cuando una carga concentrada actúa a no más de 0.5  $d$  del paño de un apoyo, el tramo de viga

comprendido entre la carga y el paño de apoyo, además de cumplir con los requisitos de esta sección, se revisará con el criterio de cortante por fricción de 2.1.51).

Para secciones T, I o L, en todas las expresiones anteriores se usará el ancho,  $b'$ , en el lugar de  $b$ . Si el patín está a compresión, al producto  $b'd$  pueden sumarse las cantidades  $t_2$  en vigas T e I, y  $t/2$  en vigas L, siendo  $t$  el espesor del patín.

### II. Elementos anchos

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho,  $b$ , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo,  $d$ , con espesor hasta de 60 cm y donde la relación  $M/Vd$  no exceda de 2.0, la fuerza resistente,  $V_cR$  puede tomarse igual a

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

independientemente de la cuantía de refuerzo. Se hace hincapié en que refuerzo para flexión debe cumplir con los requisitos de 3.1, es decir, debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante; en zapatas de sección constante para lograr este anclaje basta, entre otras formas, suministrar en los extremos de las barras dobleces a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

Si el espesor es mayor de 60 cm, o la relación  $M/Vd$  excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valorará con el criterio que se aplica a vigas (sección I). El refuerzo para flexión debe estar anclado como se indica en el párrafo anterior.

### III. Miembros sujetos a flexión y carga axial

En miembros a flexocompresión en los que  $P_u$  no exceda de

$$0.7 f_c^* + 2000 A_s$$

la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_cR$ , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs 2.17 o 2.18 por  $1 + 0.007 (P_u/A_g)$ . Para valuar  $p$  se usará el área de las varillas de la capa mas próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y  $0.33A_s$  en secciones circulares. Para estas últimas,  $bd$  se sustituirá por  $A_g$ .

Si  $p_u$  es mayor que

$$0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$$

se hará variar linealmente  $V_cR$ , en función de  $P_u$ , hasta cero para

$$P_u = A_g f_c'' + A_s f_y$$

En miembros sujetos a flexotensión,  $V_cR$  se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs 2.17 o 2.18 por  $1 - 0.03(P_u/A_g)$ . Para valor  $p$  y tratar secciones circulares, se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

$P_u$  es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en kg, obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso;  $A_g$  el área bruta de la sección transversal y  $A_s$  el área total de acero en la sección, ambas en  $cm^2$ .

### IV. Miembros de concreto presforzado

En secciones con presfuerzo total (véase cap. 7), donde los tendones estén adheridos y no estén situadas en la zona de transferencia, la fuerza  $V_cR$  se calculará con la expresión

$$V_{cR} = F_R b d \left( 0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V d_p}{M} \right) \quad (2.19)$$

Sin embargo, no es necesario tomar  $V_cR$  menor que

$$0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

ni deberá tomarse mayor que

$$1.3 F_R d b \sqrt{f_c^*}$$

En la expresión 2.19,  $M$  y  $V$  son el momento flexionante, y la fuerza cortante que actúan en la sección y  $d_p$  es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

En secciones con presfuerzo parcial, y en secciones con presfuerzo total donde los tendones no están adheridos, o situadas en la zona de transferencia, se aplicarán las ecs 2.17 o 2.18 según el caso. El peralte efectivo,  $d$ , se calculará con la expresión 2.20.

$$\frac{A_{sp} f_{sp} d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}$$

( $d_s$  es la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión, y  $f_{sp}$  es el esfuerzo en el acero de presfuerzo,  $A_{sp}$ , cuando se alcanza la resistencia del elemento).

En ambos casos, la contribución de los patines en vigas T, I y L se valorará con el criterio que se prescribe en la sección I para vigas sin presfuerzo.

**b) Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo**

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, uniéndola según 3.9.2. Los estribos deben rematarse como se indica en 3.1.3. Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de grado mayor que el 42 (4200 kg/cm<sup>2</sup>). Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia la malla no se tomará mayor que 4200 kg/cm<sup>2</sup>. El diámetro mínimo de estribos será como se va indicando en estas Normas.

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45°, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor que 30°.

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , sea menor que  $V_{cR}$ . Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (No. 2.5), espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocara a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto de claro correspondiente.

Cuando sea aplicable el requisito de refuerzo mínimo del párrafo anterior así como cuando  $V_u$  sea mayor que  $V_{cR}$ , se requerirá refuerzo por tensión diagonal. En el segundo caso, la separación,  $s$ , se determinará con la expresión y limitaciones siguientes

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_{sR}} \quad (2.20)$$

$A_v$  es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia  $s$  y  $\theta$  es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza. En la ec 2.21  $A_v$  debe estar en cm<sup>2</sup>,  $f_y$  en kg/cm<sup>2</sup>,  $V_u$  y  $V_{cR}$  en Kg, y  $b$  y  $d$  en cm. La separación resulta en cm. Para secciones circulares se sustituirá  $d$  por el diámetro de la sección.

La separación,  $s$ , no debe ser menor de 5 cm.

Si  $V_u$  es mayor que  $V_{cR}$  pero menor o igual que  $1.5 F_R b d \star f_c^*$  la separación de estribos verticales no deberá ser mayor que  $0.5 d$ .

Si  $V_u$  es mayor que  $1.5 F_R b d \star f_c^*$  la separación de estribos verticales no deberá ser mayor que  $0.25 d$ .

En ningún caso se permitirá que  $V_u$  sea superior a  $2.5 F_R b d \star f_c^*$

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, se área se calculará con

$$A_v = (V_u - V_{cR}) / (F_R f_y \sin \theta) \quad (2.21)$$

En este caso no se admitirá que  $V_u$  sea mayor que  $1.5 F_R b d \star f_c^*$

**c) Refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas**

Este refuerzo estará formado por estribos perpendiculares al eje de la pieza, de grado no mayor que el 42 (4200 kg/cm<sup>2</sup>), o por malla de alambre soldado cuyo esfuerzo de fluencia no se tomará mayor que 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

Cuando la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , es mayor que  $V_{cR}$  se requiere refuerzo por tensión diagonal cuya separación se determinará con la ec. 2.21 y las limitaciones siguientes:

Vigas con presfuerzo total:

La separación de estribos no debe ser menor de 5 cm.

Si  $V_u$  es mayor que  $V_{cR}$  pero menor o igual que  $1.5 F_R b d \star f_c^*$  la separación no deberá ser mayor que  $0.75h$ , donde  $h$  es el peralte total de la pieza.

si  $V_u$  es mayor que  $1.5 F_R b d \star f_c^*$  la separación de los estribos no deberá ser mayor que  $0.37h$ .

En ningún caso se admitirá que  $V_u$  sea mayor que  $2.5 F_R b d \star f_c^*$

En vigas con presfuerzo parcial se aplicará los dispuesto en el inciso b) para elemento sin presfuerzo.

El refuerzo mínimo por tensión diagonal prescrito en el inciso b) se usará, asimismo, en vigas parcial o totalmente presforzadas; en las totalmente presforzadas la separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo será de  $0.75h$ .

**d) Proximidad a reacciones y cargas concentradas**

Cuando una reacción comprime directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia  $d$  del paño del apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia  $d$ . En elementos presforzados, las secciones situadas a

menos de  $h/2$  del paño del apoyo pueden dimensionarse con la fuerza cortante de diseño que actúa a  $h/2$ ;  $d$  y  $h$  son el peralte efectivo y el total, respectivamente.

Cuando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

**e) Vigas con tensiones perpendiculares a su eje**

Si una carga se transmite a una viga de manera que produzca tensiones perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben cargas de losa en su parte inferior, se suministrarán estribos adicionales en la viga calculados para que transmitan la carga a la viga.

**f) interrupción y traslape del refuerzo longitudinal**

En tramos comprendidos en un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 33 por ciento, o traslape más que 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que pueden tomar el concreto se considerará de  $0.7 V_{cR}$ .

**g) Fuerza cortante en vigas diafragma**

Para determinar la fuerza cortante  $V_{cR}$ , que resiste el concreto en vigas diafragma, se aplicará lo dispuesto en el número I de a) para vigas con relación  $L/h$  menor que 4.

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a  $0.15L$  en vigas con carga uniforme repartida, e igual a la mitad de distancia a la carga mas cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

Si la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , es mayor que  $V_{cR}$ , la diferencia se tomará con el refuerzo. Dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como sigue, en vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas:

La contribución del refuerzo vertical se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yv} d A_v (1 + L / d) / s \quad (2.23)$$

donde  $A_v$  es el área del acero vertical comprendida en cada distancia  $s$ , y  $f_{yv}$  el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

La contribución del refuerzo horizontal se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yh} d A_{vh} (1 + L / d) / s \quad (2.24)$$

donde  $A_{vh}$  es el área de acero horizontal comprendida en cada distancia  $s$ , y  $f_{yh}$  el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

En vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente dos caras opuestas, además de lo aquí prescrito se tomarán en cuenta las disposiciones de d) y e) que sean aplicables.

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán de acuerdo con 4.1.4d)

Refuerzo mínimo. En las vigas diafragma se suministrarán refuerzos vertical y horizontal que cumpla con los requisitos de 3.10, para refuerzo por cambios volumétricos.

Limitación para  $V_u$ . La fuerza  $V_u$  no debe ser mayor que  $2 F_R b d f_c^*$

**h) Fuerza cortante en losas y zapatas**

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

I. La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. Este caso se trata de acuerdo con las disposiciones de a) I, a) II y b. En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columna y el 25 por ciento en las centrales.

II. Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. En este caso se procede como se indica a continuación.

La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa y se localizará de acuerdo con lo siguiente:

Si el área donde actúa la relación o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la

periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a  $d/2$ , ( $d$  es el peralte efectivo de la losa).

Si el área cargada tiene entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea mínimo y que en ningún punto su distancia a la periferia del área cargada sea menor que  $d/2$ . Por lo demás, se aplicará lo dicho en el párrafo anterior.

En losas planas aligeradas también se revisará como sección crítica la situada  $d/2$  de la periferia en la zona maciza alrededor de las columnas.

Cuando en una losa o zapata halla aberturas que disten de una carga o reacción concentrada menos de diez veces el espesor del elemento, o cuando la abertura se localice en una franja de columna, como se define en 6.3, no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada.

Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir,  $M_u$ , no excede de  $0.2 V_{ud}$ , el esfuerzo cortante de diseño se calculará con

$$v_u = V_u / b_o d \quad (2.25)$$

donde  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica y  $V_u$  la fuerza cortante de diseño en dicha sección. Cuando haya transferencia de momento se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - 1 / [1. + 0.67 \sqrt{(c1 + d) / (c2 + d)}] \quad (2.26)$$

Se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño,  $v_u$ , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortante varían linealmente (fig. 2.1). En columnas rectangulares  $c1$  es la dimensión paralela al momento transmitido y  $c2$  es la dimensión perpendicular a  $c1$ . En columnas circulares  $c1 = c2 = 0.90$  diámetros. (El resto del momento, es decir la fracción  $1 - \alpha$ , debe transmitirse por flexión en un ancho igual a  $c2 + 3h$ , de acuerdo con 6.5).

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de  $F_R \phi f_c^*$  a menos que se suministre refuerzo (y es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción. Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la expresión anterior y en la de dos

párrafos siguientes, el factor  $F_R$  se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8.

Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se cruzan sobre la columna. El ancho,  $b$ , de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa,  $d$ , más la dimensión horizontal de la cara de la columna a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa. (Si la columna es circular se puede tratar como cuadrada de lado igual a  $(0.8D - 0.2 d)$ , donde  $D$  es el diámetro de la columna). En cada una de estas vigas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuyo espaciamiento será el 85 por ciento del calculado con la expresión (2.21), sin que sea mayor que  $d/3$ ; la separación transversal entre ramas verticales de los estribos no deben exceder de 20 cm. Se supondrá  $V_u = v_u b d$  y  $V_c R = 0.5 F_R b d \phi f_c^*$  donde  $v_u$  es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia. El espaciamiento determinado para cada viga en la sección crítica se mantendrá en una longitud no menor que un tercio del claro entre columnas en el caso de losas planas, o hasta en borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

En ningún caso se admitirá que  $V_u$  sea mayor que  $1.5 F_R \phi f_c^*$

Refuerzo mínimo.

En losas planas debe suministrarse un refuerzo mínimo que será como el antes descrito, usando estribos de 6.3 mm o más de diámetro espaciados a no más de  $d/3$ . Este refuerzo se mantendrá hasta que no menos de un cuarto del claro correspondiente. Si la losa es aligerada, el refuerzo mínimo se colocará en las nervaduras de ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.

**i) Resistencia a fuerza cortante por fricción**

Estas disposiciones se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal (en ménsulas cortas, por ejemplo y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). En tales casos, si se necesita refuerzo, este deberá ser perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

La resistencia a fuerza cortante,  $V_R$ , se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones siguientes:

$$F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (2.27)$$

$$F_R [ 14 A + 0.8 ( A_{vf} f_y + N_u ) ] \quad (2.28)$$

$$0.3 F_R f_c^* A \quad (2.29)$$

donde  $A_{vf}$  es el área del refuerzo por cortante por fricción, en  $cm^2$ ;  $A$  es el área de la sección definida por el plano crítico en  $cm^2$ ;  $N_u$  es la fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico, en kg, y  $\mu$  el coeficiente de fricción que se tomará igual a 1.4 en concreto colado monolíticamente, igual a 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido e igual a 0.7 entre concreto y acero laminado. Los valores de  $\mu$  anteriores se aplican si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco está limpio y libre de lechada, y tiene rugosidades con amplitud total del orden de 5mm o más, así como si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores,  $f_y$  no se supondrá mayor de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, en  $A_{vf}$  no se incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

### 2.1.6 Torsión

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro. Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

**a)** Miembros en los que se requiere refuerzo por torsión.

En miembros cuya resistencia a torsión sea directamente necesaria para el equilibrio de la estructura o de parte de ella (fig. 2.2a), se suministrará refuerzo por torsión de acuerdo con b), donde para calcular las áreas de acero necesarias se supondrá  $T_{cR}=0$ , y para determinar el refuerzo mínimo por torsión y el valor máximo admisible de  $T_u$  el valor de  $T_{cR}$  se obtendrá con la ec (2.32).

En miembros sujetos a torsión y fuerza cortante donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio de la estructura ( fig. 2.2b), se procederá como sigue:

El momento torsionante de diseño,  $T_u$ , se calculará suponiendo en el análisis que la rigidez a la torsión

del elemento es la mitad de la rigidez torsional elástica de la sección completa calculada con el módulo de rigidez al cortante,  $G$ , igual a 0.4 veces el módulo de elasticidad del concreto.

Cuando se cumpla la desigualdad

$$T_u^2 / T_{OR}^2 + V_u^2 / V_{cR}^2 \geq 1.0 \quad (2.30)$$

y, además,  $T_u$  sea mayor que  $T_{cR}$  dado por la ec 2:32, se requerirá refuerzo por torsión. Si no se cumple alguna de las dos condiciones anteriores los efectos de la torsión pueden despreciarse.

En secciones rectangulares y secciones **T**, **I** o **L**,  $T_{OR}$  y  $T_{cR}$  se valúan con las expresiones siguientes:

$$T_{OR} = 0.6 F_R x^2 y \sqrt{f_c^*} \quad (2.31)$$

$$T_{cR} = 0.25 T_{OR} \quad (2.32)$$

donde  $x$  y  $y$ , en cm, son las dimensiones menor y mayor de los rectángulos en que queda descompuesta la sección al considerar cada ala y el alma con el peralte completo de la sección, pero sin que se tome y mayor que 3 x. La suma se refiere a los rectángulos componentes de la sección. Puede usarse las ecs 2.31 y 2.32 para secciones circulares tomando  $x = y = 0.8$  diámetros.

En miembros que también estén sujetos a tensión axial, el valor de  $T_{OR}$  se multiplicará por  $(1-0.03 P_u/A_g)$ , donde  $P_u$  es la tensión de diseño, en kg, y  $A_g$  el área bruta de la sección reducida (véase 1.5), en  $cm^2$ .

### b) Refuerzo por torsión

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro y por barras longitudinales. En miembros circulares los estribos serán circulares. El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas anteriores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a espaciamiento y distribución del refuerzo. El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia  $(h+b)$  más allá del punto teórico en que ya no se requiere ( $h$  y  $b$  son el peralte total y el ancho del miembro).

**I.** Refuerzo transversal. Cuando, según a), se requiera refuerzo por torsión el área de estribos cerrados se calculará con la expresión siguiente:

$$A_{sv} = [ s ( T_u - T_{cR} ) ] / [ F_R \Omega x_1 y_1 f_{yv} ] \quad (2.33)$$

donde:

$A_{sv}$  área transversal de una sola rama de estribo  
 $x_1$   $y_1$  lados menor y mayor de un estribo medido de centro a centro  
 $s$  separación de los estribos  
 $f_{yv}$  esfuerzo de fluencia de los estribos que no será mayor de 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 $\Omega = 0.67 + 0.33 y_1 / x_1 \leq 1.5$

En miembros circulares,  $x$  y  $y$  se tomarán igual a ancho décimos del diámetro del estribo circular medido centro a centro.

El área de estribos (por torsión y fuerza cortante) no será menor que la calculada con la ec 2.33, suponiendo  $T_U = 4 T_{cR}$ ; sin embargo, no es necesario que sea mayor que 1.33 veces la requerida para  $T_U$  y  $V_u$  obtenidos del análisis. La separación,  $s$ , no será mayor que el ancho de los estribos, ni que la mitad de su altura, ni mayor de 30 cm.

II. Refuerzo longitudinal. El área de barras longitudinales,  $A_{st}$ , para torsión se calculará con la expresión

$$A_{st} = [ 2 A_{sv} / s ] (x_1 + y_1) (f_{yv} / f_y) \quad (2.34)$$

donde  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

El área de refuerzo longitudinal no será menor que la obtenida con la ec 2.34, usando el  $A_{sv}$  mínima obtenida según la sección I; la separación entre barras longitudinales no excederá de 50 cm y su diámetro no será menor que el de los estribos.

Debe distribuirse el esfuerzo longitudinal en el perímetro de la sección transversal y colocarse por lo menos una barra en cada esquina.

III. Refuerzo helicoidal. La combinación de refuerzo transversal y longitudinal puede sustituirse por refuerzo continuo helicoidal constituido por tramos a 45° con las aristas del miembro. Su espaciamiento, medio sobre el eje de la pieza, se obtiene dividiendo entre 2 el obtenido con la ec 2.33. Dicho espaciamiento no debe exceder de  $y_1$ .

Limitación para  $T_U$ . No se admitirá que el momento torsionante de diseño,  $T_U$ , sea mayor que  $7 T_{cR} ( 1 - V_u / 2.5 F_R b d f'_c )$  en ninguna sección.

## 2.2 Estados límite de servicio

### 2.2.1 Esfuerzo bajo condiciones de servicio

Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y en el concreto por acciones exteriores en

condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento exterior, considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando en concreto agrietado. Para valuar el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura,  $f_r$ , prescrito en 1.4.1c).

### 2.2.2. Deflexiones

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites descritos en el Reglamento.

*Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección*

Deflexiones inmediatas. Las deflexiones que ocurran inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con 1.4.1d) y con el momento de inercia de la sección transformada agrietada.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente:

$$I = ( I_1 + I_2 + 2I_3 ) / 4 \quad (2.36)$$

donde  $I_1$  e  $I_2$  son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e  $I_3$  el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la expresión 2.36 el denominador será 3.

Deflexiones diferidas. A no ser que se utilice un análisis más preciso, de la deflexión adicional que ocurra a lo largo plazo en miembros de concreto normal clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con el párrafo anterior para la carga sostenida considerada, por el factor

donde  $p'$  es la cuantía de acero a compresión ( $A's/bd$ ). En elementos continuos se usará un promedio de  $p'$  calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia.

Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador de la expresión 2.37 será igual a 4. La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida.

**2.2.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección**

El criterio siguiente se aplica a elementos no expuestos a un ambiente muy agresivo, y que no deban ser impermeables. En caso contrario, deben tomarse precauciones especiales.

Cuando en el diseño se un esfuerzo de fluencia mayor de 3000 kg/cm<sup>2</sup> para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad

no exceda a 40 000 kg/cm. En la expresión anterior:

**3. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS**

**3.1 Anclaje**

**3.1.1 Requisitos generales**

**a)** 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 o de algún dispositivo mecánico de anclaje. La fuerza de tensión se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida en un peralte efectivo a cada lado de la sección.

**b)** El requisito del párrafo a) se cumple, en la mayoría de los casos, para el acero de tensión de miembros sujetos a flexión si

**I.** Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieren.

**II.** En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que  $L_d + d$ . Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de elementos libremente apoyados.

TABLA 3.1 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 19.1mm (número 6 o menor)	0.8
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30 cm de concreto	1.3
En concreto ligero	1.3
Barras con $f_y$ mayor de 4200 kg/cm <sup>2</sup>	2-(4200/ $f_y$ )
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm (No. 6)	1.2
Acero de flexión en exceso	As requerida/As prop
Barras lisas	2.0
Barras cubiertas con resina epóxica o con lodo bentonítico, - recubrimiento libre de concreto menor que $3d_b$ o separación libre entre barras de $6d_b$	1.5
- otras condiciones	1.2
Todos los otros casos	1.0
En ningún caso $L_d$ será menor de 30 cm. esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm <sup>3</sup> recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella, en cm área de concreto a tensión, en cm <sup>2</sup> , que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro)	

III. A cada lado de toda sección de momento máximo la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo,  $L_d$ , que se define en c).

IV. Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que donde  $L$  es el claro del elemento y  $h$  su peralte total.

En ciertos casos hay otras secciones críticas donde habrá que revisar el anclaje (generalmente donde el esfuerzo en el acero es cercano al máximo).

c) La longitud de desarrollo,  $L_d$ , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica,  $L_{db}$ , dada por la ec 3.2, en cm, por el factor o los factores indicados en la tabla 3.1. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no mayor de 38.1 mm (No 12).

( $db$  es el diámetro de la barra, en cm, y  $a_s$  su área transversal, en  $cm^2$ ;  $f_y$  y  $f'_c$ , en  $kg/cm^2$ ).

#### 3.1.3 Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de  $135^\circ$ , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de 3.8.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse una longitud  $L_d$  más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

#### 3.1.4 Anclaje de malla de alambre soldado

Se supondrá que un alambre puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en una sección si a cada lado de está se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, destinado el mas próximo no menos de 5 cm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 5 cm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia.

### 3.2 Espesor de desgaste

En superficies expuestas a abrasión, tal como la que proviene del tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor que 1.5 cm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

### 3.3 Revestimientos

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

### 3.4 Recubrimiento

En elementos no expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre de toda barra de refuerzo o tendón de pres-

La longitud de desarrollo,  $L_d$ , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica  $L_d$ .

Si el esfuerzo,  $f_s$ , que debe desarrollar una barra en una sección es menor que  $f_y$ , la longitud mínima de la

barra a cada lado de dicha sección será  $L_d$ . El esfuerzo  $f_s$  se calculará con el momento flexionante de diseño que se define en el inciso a).

Cuando una barra a tensión termina con un doblez a  $90^\circ$  o  $180^\circ$  grados que cumpla con los requisitos de 3.8, se supondrá que puede alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica, si la distancia en cm, paralela a la barra, entre la sección crítica y el paño externo de la barra en el doblez, es al menos igual a  $0.076 db f_y / f'_c$  (30 por ciento mayor en el concreto ligero), pero no menor que 15 cm ni que  $8 db$ , y, además, en el tramo recto después del doblez no es menor que  $12 db$  para dobleces a  $90^\circ$  grados. Las unidades son las mismas que en la ec 3.2.

La longitud de desarrollo de una barra lisa será el doble de la que requeriría si fuera corrugada.

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 20 cm.

### 3.1.2 Requisitos complementarios de anclaje

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los anteriores.

I. Los extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.

II. Cuando el elemento en flexión es parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la carga del apoyo; al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una longitud no menor que un peralte efectivo, ni que 12db, ni que un dieciseisavo del claro libre.

Fuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 2.0 cm.; en losas 1.5 cm, y cascarones, 1.0 cm.

Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra mas gruesa del paquete.

En elementos estructurales colados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo, además de cumplir con los requisitos anteriores, será de 5 cm si no se usa plantilla, y de 3 cm si se usa plantilla.

En elementos prefabricados que no van a quedar expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre de refuerzo sin presforzar no será menor que 1.5 cm, ni que el diámetro de la barra o que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete, en su caso; en la losa y en cascarones prefabricados puede ser no menor que 1.0 cm ni que el diámetro de la barra.

Los recubrimientos antes señalados se incrementarán en miembros expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.).

### 3.5 Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes, un tercio del espesor de losas, ni dos tercios de las separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo. Estos requisitos puede omitirse cuando las condiciones de concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

### 3.6 Separación entre barras o tendones individuales

#### 3.6.1 Acero de refuerzo

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada en 3.5.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4 cm.

#### 3.6.2 Acero de presfuerzo

La separación libre entre tendones para pretensado en los extremos del miembro no debe ser menor de 4 db para alambres, ni de 3 db para torones; también cumplirá con lo prescrito en 3.5.

En la zona central del claro, se permite una separación vertical menor y hacer paquetes de tendones.

### 3.7 Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas, con la salvedad expresada en 5.2.2. La sección donde se corta una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 veces el diámetro de la más gruesa de las dos. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. para determinar la separación mínima entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

### 3.8 Dobleces del refuerzo

El radio interior de un doblez no será menor que  $f_y/60f'c$  por el diámetro de la barra doblada, a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo

mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de doblado no será menor que el que marca la respectiva norma NOM, de las indicadas en 1.4.2, para la prueba de doblado. En la expresión anterior  $f_y$  y  $f'_c$  deben estar en  $\text{kg/cm}^2$ . En todo doblado o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

### 3.9 Uniones de barras

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos. Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos. Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas.

#### 3.9.1 Uniones de barras sujetas a tensión

##### Requisitos generales

En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando más se unan barras alternadas.

##### Traslape

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo,  $L_d$ , calculada según la sección 3.1.1, ni que menor que  $(0.1f_y - 6)$  veces el diámetro de la barra ( $f_y$  en MPa, o  $(0.01f_y - 6)$  db, si se usan  $\text{kg/cm}^2$ ).

Cuando se une por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

##### Uniones soldadas o mecánicas

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con

tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones.

#### 3.9.2 Uniones de malla de alambre soldado

En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño sea mayor que  $0.5f_y$ . Cuando haya necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas, deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 5 cm.

Las uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres se menor o igual que  $0.5f_y$ , el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 5 cm.

#### 3.9.3 Uniones de barras sujetas a compresión

Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión calculada según 3.1, ni que  $(0.01 f_y - 10)$  veces el diámetro de la barra ( $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ ). Cuando la resistencia especificada del concreto,  $f'_c$  sea menor de 200  $\text{kg/cm}^2$ , los valores anteriores se incrementarán 20 por ciento.

### 3.10 Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m. el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_s = 660 \times 1 / [f_y (x_1 + 100)]$$

donde

$a_s$  área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a  $x_1$ .

$x_1$  dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm)

Si  $x_1$  no excede de 15 cm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si  $x_1$  es mayor que 15 cm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5  $a_s$ .

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de

0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.3 por ciento en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de  $3.5 \times l$

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes descrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

### 3.11 Inclusiones

Debe evitarse la inclusión de elementos no estructurales en el concreto, en particular tubos de alimentación o desagüe dentro de las columnas. las dimensiones y ubicación de los elementos no estructurales que lleguen a quedar dentro del concreto, así como los procedimientos de ejecución usados en la inclusión serán tales que no afecten indebidamente las condiciones de resistencia y deformabilidad, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

## 4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES

Las disposiciones de esta sección se cumplirán además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

### 4.1 Vigas

#### 4.1.1 Conceptos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como

si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

#### 4.1.2 Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el ancho de la viga o el ancho del patín a compresión. En su caso, se aplicará lo dispuesto en 5.2.1

#### 4.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas.

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 75 cm debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con 3.10. Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformación según las hipótesis básicas de 2.1.1

#### 4.1.4 Vigas diafragma

a) Disposición del refuerzo por flexión (véase 2.1.2e)

I. Vigas de un claro

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción de todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del ochenta por ciento de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniforme

distribuido en una altura igual a  $(0.2 - 0.05 \frac{h}{L})L$

medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que  $0.2 L$  (fig. 4.1).

II. Vigas continuas

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer uniones, éstas deben localizarse cerca a los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán con los requisitos descritos en I.

No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo del apoyo no menor que  $0.4 L$ , ni que  $0.4 L$ .

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente:

Una fracción del área total, igual a  $0.5(L/h - 1) AS$  debe repartirse uniforme en una franja de ancho igual a  $0.2 h$  y comprendida entre las cotas  $0.8 h$  y  $h$ , medidas desde el borde inferior de la viga (fig.4.2). El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de ancho igual a  $0.6 h$ . Si  $L/h$  es menor que  $1.0$ , en este párrafo se sustituirá  $L$  en lugar de  $h$ .

**b) Revisión de las zonas a compresión**

Si tiene una zona a compresión de una viga diafragma no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

**c) Disposición del refuerzo por fuerza cortante**

El refuerzo que se calcule con las expresiones 2.23 y 2.24 en la sección crítica, se usará en todo el claro. Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños des los apoyos extremos sean capaces de desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

**d) Dimensionamiento de los apoyos**

Para valuar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como sino fuera peraltada, aumentando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder del valor especificado en 21.1.4, haya atiesadores en la viga o no los haya.

Si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, deben colocarse, en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (fig. 4.3).

Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual al de resta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo que puedan alcanzar su refuerzo

de fluencia en la sección del paño del apoyo; Su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección no debe ser menor que  $0.3 h$ .

Las  $b$  arras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a  $0.2 h$ . Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a  $0.5 h$ .

Si  $h$  es mayor que  $L$ , se sustituirá  $L$  en lugar de  $h$  en los dos párrafos precedentes.

Cuando la viga esté atiesada sobre los apoyos en todo su peralte, o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga sino que se trasmite a lo largo de todo el peralte, se aplicarán las disposiciones siguientes:

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante del borde inferior de la viga no menos de  $0.5 h$  y por el plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de  $0.4 h$  (fig. 4.4). El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5i), suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo.

Si  $h$  es mayor que  $L$ , se sustituirá  $L$  en lugar de  $h$  en el párrafo anterior.

**e) Vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano**

El refuerzo de vigas diafragma con relaciones  $L/h$  no mayores de 2, que unen muros para fuerzas horizontales constará de dos grupos de barras diagonales según se indican en la fig. 4.5. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, en cada viga, se transmiten sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos. Para determinar las áreas de acero necesarias se despreciará el concreto. El espesor de estas vigas será el mismo que el de los muros que unen.

Cada elemento diagonal constará de no menos de cuatro barras rectas sin uniones, con cada extremo anclado en el muro respectivo una longitud de menor que 1.5 veces  $L_d$ . obtenida ésta según 3.1.1c). Las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras

de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán contra el pandeo con estribos o hélice que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos de 4.2.3. En los tercios extremos el espaciamiento se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que  $L/8$ .

En el resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos de 3.10. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

#### 4.1.5 Vigas de sección compuesta

a) **Conceptos generales**  
Una viga de sección compuesta esta formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, véanse las Normas para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento o falta del mismo sobre las deflexiones y el agrietamiento.

b) **Efectos de la fuerza cortante**

I. El refuerzo cortante horizontal,  $v_h$ , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la expresión donde

$$v = \frac{V u}{h F b d} \quad v$$

$V_u$  fuerza cortante de diseño  
 $b_v$  ancho del área de contacto  
 $d$  peralte efectivo de la sección compuesta

II. Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se

trasmitan los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los valores siguientes:

1. En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia:  $3 \text{ kg/cm}^2$  (se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella del orden de 5 mm o más).

2. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que indica el inciso IV y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa:  $6 \text{ kg/cm}^2$ .

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de  $25 \text{ kg/cm}^2$ , el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción de 2.15i).

IV. Para que sean válidos los esfuerzos descritos en 2 y 3 del inciso III, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será  $3/f_y$  veces el área de contacto ( $f_y$  e  $\text{kg/cm}^2$ ). Su espaciamiento no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 60 cm. Además los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

V. El refuerzo por tensión diagonal de una viga compuesta se dimensionará como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma.

## 4.2 Columnas

### 4.2.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm. En su caso, se respetará la dimensión mínima descrita en 5.3.1.

### 4.2.2 Refuerzos mínimo y máximo

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que  $20/f_y$  ( $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ ), ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

### 4.2.3 Requisitos para el refuerzo transversal

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, debe cumplir

con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. demás, en los tramos donde se prevean articulaciones plásticas no será inferior al prescrito en 4.8.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que  $850/\bar{O}— f_y$  veces el diámetro de la barra o de la barra mas delgada del paquete ( $f_y$ , en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  es el refuerzo de fluencia de las barras longitudinales), 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo dispuesto en 4.2.5.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tengan un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de  $135^\circ$ . Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente. Cuando 6 o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia, se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en 3.1.3 o con suficiente traslape para desarrollar su esfuerzo de fluencia; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos de 4.2.4.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinales que restringe. Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con lo prescrito en 3.1.3.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas cuyos extremos terminen en un doblez a  $135^\circ$ , alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que 10 diámetros de la barra de la grapa. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

#### 4.2.4 Columnas zunchadas

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante.

El porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal,  $p'$ , no será menor que

$$0.45(A_g - A_c - 1) f'_c - f_y, \text{ ni que } 0.12 f'_c - f_y$$

donde

(4.2)

$A_c$  área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice

$A_g$  área trasversal de la columna

$f_y$  esfuerzo de fluencia del acero de la hélice

El acero de la hélice no debe ser de grado mayor que el 42.

El claro libre entre dos vueltas consecutivas no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor de 7 cm.

Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media.

#### 4.2.2 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su espaciamiento no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, los momentos y torsiones causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de la columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces el componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

#### 4.3. Losas

#### 4.3.1 Disposiciones generales

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión y agrietamiento. Si, aparte de soportar cargas normales a su plano, la losa tiene que transmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fueras deben tomarse en cuenta en diseño de la losa.

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas.

#### 4.3.2 Losas que trabajan en una dirección

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas de

##### 4.1.1.

Además del refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzos normal al anterior, de acuerdo con los requisitos de 3.10.

#### 4.3.3 Losas apoyadas en su perímetro

##### a) Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 4.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones;

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos.
4. La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación,  $m$ , entre el claro corto,  $a_1$ , y el claro largo  $a_2$ , se interpolará linealmente.

##### b) Secciones críticas y franjas de refuerzo

Para momento negativo, las secciones críticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Para colocación del refuerzo la losa se considerará dividida, en cada dirección, en dos

franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones  $a_1/a_2$  menores 0.5 la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a  $a_2 - a_1$ , y cada franja extrema, igual a  $a_1/2$ .

Para doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo.

##### c) Distribución de momentos entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento desequilibrado entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a  $d^3/a_1$ .

##### d) Disposiciones sobre el refuerzo

Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero de 3.10. En la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada, la separación del refuerzo no debe exceder de  $2.5d$ , donde  $d$  es el peralte efectivo de la losa.

##### e) Peralte mínimo

Cuando sea aplicable la tabla 4.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 300. Para este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará en 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando los sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que le que corresponde a un tablero con  $a_2 = 2a_1$ .

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$f_s$ — 2000 kg/cm<sup>2</sup> y  $w$  380 kg/m<sup>2</sup>;

Reglamento de Construcción para el Municipio de Benito Juárez, Quintana Roo  
 Normas Tecnicas Complementarias  
 Periodico Oficial del Gobierno del Estado de Quintana Roo, del 25 abril 2007

**TABLA 4.1 COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES**

*Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60*

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a1 / a2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
<i>Interior</i> todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	668		431	292		411	438	192		326	181		346
	positivo	largo	516	181	568	0	137	548	283	388	128	431	206	136	297	0
		corto	630		409	356		513	241	236		369	167		315	135
		largo	175	1018	258	149	514	0	138	135	403	0	129	364	190	144
<i>De borde</i> Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	0	142	624	321	153	471	478	222	137	346	0	133	364
	Neg. en bordes discontinuo	largo	516	668		545	285		429	392	202		347	175		364
		corto	326	187	583	0	142	582	277	0	131	420	219	145	324	0
		largo	630		465	366		541	236	261		426	164		324	0
<i>De borde</i> Un lado largo discontinuo	positivo	largo	179	1143	362	158	530	0	259	140	397	0	134	412	190	153
		corto		687	334		455	0	142		379	218		410	190	153
		largo	1060	0	147	653	321	354		481	250	146	371	0	137	0
	Neg. en bordes discontinuo	largo	587	912		564	248	163	470	470	202		360	0	137	0
<i>De esquina</i> Dos lados adyacentes discontinuos	positivo	corto	651	200	598	0	306		330	0	135	464	219	199	0	0
		corto	751		475	0	146	0	720	263		457	206	154	330	830
		largo	185	1143	362	416		0	500	149	419	0	176		330	830
	Neg. en bordes discontinuos	largo		713	258	168	530	1330			394	0	138	0	500	
<i>Aislado</i> cuatro lados dis- continuos	positivo	corto	1060	0	358		330	830		520	250	247		0	500	
		largo	600	0	152	0	800	432		506	222	156	380	950	292	
		corto	651	912		0	500	371		0	216		330	830	297	
	Neg. en bordes discontinuos	largo	326	212	550	1380	498	228		0	140	0	570	288	130	
<i>Aislado</i> cuatro lados dis- continuos	positivo	corto	751		330	830	412	130		298		0	500	288	130	
		largo	191	0	830	489	276			158	430	1070	338	126		
		corto		0	500	391	139	451			330	830	330	126	346	
	Neg. en bordes discontinuos	largo	570	1670	565	268		372		0	640	333	164		311	
<i>Aislado</i> cuatro lados dis- continuos	positivo	largo	330	250	431	134	533	236		0	500	320	131	315	0	
		corto	1100	553	322		412	240		1190	387	158		297	144	
		largo	200	409	144	506	0	133		830	361	127	388	190	135	
	Neg. en bordes discontinuos	largo	1018	312		391	306			381	199		341	133		
<i>Aislado</i> cuatro lados dis- continuos	positivo	largo	544	139	594	248	143	453		347	133	357	0	129	311	

Caso I. losa colada monolíticamente con sus apoyos.

Caso II. losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por  $10-4wa21$  dan momentos por unidad de ancho.

Para el caso I,  $a1$  y  $a2$  pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.

para otras combinaciones de  $f_s$  y  $w$ , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$0.034 \sqrt{4 f_s w}$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión  $f_s$  es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en  $\text{kg/cm}^2$  (puede suponerse igual a  $0.6 f_y$ ) y  $w$  es la carga en condiciones de servicio, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$f_c$  Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión

$$V = (a_1 / 2 - d) w / [1 + (a_1 / a_2)^6] \quad (4.3)$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos,  $V$  se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá a

$$0.5 F_R \sqrt{b d} f_c$$

#### 4.3.4 Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 4.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

TABLA 4.2

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

#### 4.3.5 Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada,  $P$ , aplica en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho,

positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad

$$P/2 (1 - 2r / 3R)$$

en todo punto del tablero, siendo  $r$  el radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga y  $R$  la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que  $1/2$ , cuando la distancia de la carga a un borde libre no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que  $1.5 L$  centrado con respecto a la carga ( $L$  es el claro de la losa).

#### 4.3.6 Losa encasetonadas

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden y los del cap 6.

En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y magnitud de la carga que vaya a actuar, se revisará la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras. Como mínimo, se considerará una carga concentrada de 1000 kg en un área de 10 x 10 cm actuando en la posición más desfavorable.

### 4.4 Zapatas

#### 4.4.1 Disposiciones generales

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes secciones críticas:

En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tangente a la cara del elemento.

En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección media entre el paño y el eje del muro.

En zapatas que soportan columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el

perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho  $a_1$  una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicando por  $2a_1 / (a_1 + a_2)$ , donde  $a_1$  y  $a_2$  son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

Las secciones críticas para diseño por tensión diagonal se definen en 2.1.5h)

Se supondrá que las secciones críticas por anclaje son las mismas que por flexión. También deben revisarse todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

Si la zapata se apoya sobre pilotes, al calcular la fuerza cortante en una sección se supondrá que en ella produce cortante la reacción de los pilotes cuyos centros queden de 0.5 dp o más hacia fuera de dicha sección (dp el diámetro de un pilote en la base de la zapata). Se supondrá que no produce cortante la reacciones de los pilotes cuyos centros queden a 0.5 dp o más hacia dentro de la sección considerada. Para posiciones intermedias del centro de un pilote se interpolará linealmente.

#### 4.4.2 Trasmisión de esfuerzos en la base de una columna o pedestal

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en 2.25h)

Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederá a los valores consignados en 2.1.4.

#### 4.4.3 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 15 cm. Si la zapata apoya sobre pilotes, dicho espesor mínimo será de 30 cm.

### 4.5 Muros

#### 4.5.1 Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las siguientes disposiciones complementarias:

En tableros cuyos bordes verticales posean suficiente restricción, la longitud efectiva de pandeo,  $H'$ , se calculará como sigue

$$\begin{aligned} H' &= H && \text{si } H/L < 0.35 \\ H' &= (1.3 - 0.85H/L)H && \text{si } 0.35 < H/L < 0.8 \\ H' &= L/2 && \text{si } H/L > 0.8 \end{aligned}$$

donde  $H$  es la altura del muro y  $L$  la longitud horizontal del tablero. Aquí se entiende por tablero una porción de muro limitada por elementos estructurales verticales capaces de dar restricción lateral, o todo el muro si sólo hay dichos elementos en los bordes del muro. Se considera suficiente restricción lateral la presencia de elementos estructurales ligados al tablero en sus bordes verticales, siempre que su dimensión perpendicular al plano del muro sea menor que 2.5 veces el espesor del mismo.

En muros de uno o varios tableros cuyos bordes no tienen suficiente restricción,  $H'$  se tomará igual a  $H$  si  $H/L$  es menor que 0.35, e igual a

$$H \left( 0.215 + \frac{4.3}{L} H \right) \leq 2H$$

si  $H/L$  es mayor que 0.35. Aquí  $L$  es la longitud horizontal del muro.

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de  $0.25 f' A_g$ , el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en 3.10 sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo; si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, el refuerzo vertical mínimo será el prescrito en 4.2.2 y habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.

El refuerzo mínimo horizontal será el que se pide en 3.10.

#### 4.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, sin cargas verticales de consideración, con relación  $L/t$  no mayor de 70. ( $L$  es la longitud horizontal del muro). Si actúan cargas verticales importantes, la relación  $L/t$  debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en 4.5.1 y 2.1.3. El espesor,  $t$ , de estos muros no será menor de 13 cm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos

que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3.0 m, el espesor de los muros puede ser de 10 cm.

En el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará  $Q = 3$ . Cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos del inciso b) que sigue, se adoptará  $Q = 2$ . Si parte de las fuerzas laterales es resistida por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o lasa planas, se usará el valor de  $Q$  prescrito en los capítulos correspondientes de estas Normas.

**a) Flexión y flexocompresión**

La resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ec 2.14 si la carga vertical de diseño,  $P_u$ , no es mayor que  $0.2 FR t L f'c$  y la cuantía de acero a tensión  $A_s/t d$ , no excede de 0.008, ( $d$  es el peralte efectivo del muro en la dirección de la flexión). El brazo  $z$  se obtendrá con el criterio siguiente:

$$z = 0.8 l \quad \text{si} \quad \frac{H}{L} \leq 1.0$$

$$z = 0.4 \left( 1 + \frac{H}{L} \right) L \quad \text{si} \quad \frac{H}{L} > 1.0$$

$$z = 1.2 H \quad \text{si} \quad \frac{H}{L} > 1.2$$

donde  $H$  es la altura total del muro y  $L$  su longitud. El área de acero a tensión no será menor que lo prescrito en 2.12a).

En muros con relación  $H/L$  no mayor que 1.2, el refuerzo o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a

$(0.25 + 0.1 \frac{H}{L}) L$ , medidos desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que  $0.4 H$ .

Si la relación  $H/L$  es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos de muro en anchos iguales a  $0.15 L$  medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel  $1.2 L$  este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y compresiones, respetando las disposiciones 3.1.

Cuando sean necesarios los elementos extremos a que se refiere el inciso b) , el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación  $H/L$ .

El refuerzo cuyo trabajo o compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas que cumplan con las disposiciones de 4.2.3.

**b) Elementos extremos en muros y diafragmas estructurales**

Deben suministrarse elementos de refuerzo en las orillas de muros y diafragmas estructurales donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de  $0.2 f'c$  bajo las cargas de diseño incluyendo el sismo; también se contará con este refuerzo en los bordes de aberturas en muros donde se exceda el límite anterior para el esfuerzo de compresión. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que  $0.15 f'c$ . Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

Los elementos extremos a que se refiere esta sección contarán, a todo lo largo, con el refuerzo transversal que se especifica en 5.3.4 para elementos a flexocompresión.

Un elemento extremo de un muro estructural se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actué el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que correspondan.

El refuerzo transversal de muros que tengan elementos extremos debe anclarse en los núcleos confinados de estos elementos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

**c) Fuerza cortante**

La fuerza cortante,  $VCR$ , que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se determinará con el criterio siguiente:

Si la relación de altura a cargo horizontal,  $H/L$ , del muro no excede de 1.5, se aplicará la expresión

Si  $H/L$  es igual a o mayor, se aplicarán las o expresiones 2.17 o 2.18 en las que  $b$  se sustituirá por el espesor del muro,  $t$ ; para valuar  $V cR$ , el peralte efectivo del muro se tomará igual a  $0.8 L$ . Cuando  $H/L$  esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.

En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación H/L entre la del muro completo y la del segmento considerado.

El esfuerzo necesario por fuerza cortante se determinará con el criterio siguiente, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen adelante.

La cuantía de refuerzo horizontal,  $p_h$ , se calculará con la expresión

$$(4.6)$$

y la de refuerzo vertical,  $p_v$ , con

$$(4.7)$$

donde

sh, sv separaciones de los refuerzos horizontales y verticales, respectivamente

Avh área de refuerzo horizontal comprendida en una distancia sh

Avv área de refuerzo vertical comprendida en una distancia sv

H altura total del muro

L longitud horizontal del muro

No es necesario que la cuantía de refuerzo vertical por fuerza cortante sea mayor que la de refuerzo horizontal. Si la relación H/L no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la de refuerzo horizontal. Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

#### Refuerzo mínimo

Las cuantía de refuerzo horizontal y vertical en cada dirección no serán menores que 0.0025. El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 35 cm. Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 15 cm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas horizontales de diseño se mayor que 0.6 ; en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Limitación para  $V_u$ . En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , sea mayor que

**d) Aberturas**

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deberán colocarse dos barras No. 4, o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. El refuerzo se prolongará una distancia no menor que su longitud se desarrollo,  $L_d$ , desde las esquinas de la abertura.

Si el esfuerzo de compresión en un borde de una abertura, incluyendo el efecto del sismo, excede de 0.2  $f'_c$ , se suministrará en ese borde un elemento extremo que cumpla con los requisitos de la parte b) de esta sección.

Las aberturas deben tomarse en cuenta al calcular rigideces y resistencias.

**e) Elementos de unión entre muros**

Las vigas diafragmas que unen muros destinados a resistir fuerzas horizontales en su plano se dimensionarán de acuerdo con 4.1.4 e).

#### 4.6 Diafragmas y elementos a compresión

de contraventeos

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, y a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas inducidas por los sismos.

En sistemas de piso o techo prefabricados, puede funcionar como diafragma un firme colado sobre los elementos prefabricados a condición de que se dimensionen de modo que o sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. El espesor del firme no será menor que 6.0 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6.0 m o más. En ningún caso será menor que 3.0 cm. Deben colocarse conectores que impidan que el firme se separe de los elementos prefabricados.

Los diafragmas a que se refiere esta sección se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma incluidas en estas Normas, según su relación claro a peralte. En cuanto a refuerzo mínimo por fuerza cortante, se aplicará lo que se prescribe en 4.5.2c) para muros con cargas en su plano. Asimismo, se aplicará lo dispuesto para muros en 4.5.2 en lo que se refiere al uso de elementos de refuerzo en los bordes y en lo referente a aberturas. Los elementos extremos de diafragmas se dimensionarán para la suma de la compresión directa que actúe y la debida al momento que obre en la sección, la cual puede obtenerse dividiendo el momento entre la distancia que separa los ejes de los elementos extremos.

Debe comprobarse que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el

diafragma horizontal y los elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará, el efecto de abertura en el diafragma en la proximidad de muros de rigidez y columnas.

Los elementos a compresión de diafragmas horizontales y de armaduras verticales así como las diagonales de contraventeo, sujetos a esfuerzos de compresión mayor que  $0.2 f'c$ , contarán en toda su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en 5.3.4 para elementos a flexocompresión. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión donde el esfuerzo de compresión calculado se menor que  $0.15 f'c$ , Los esfuerzos se valuarán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

#### **4.7 Arcos, cascarones y losas plegadas**

##### **4.7.1 Análisis**

Los arcos y cascarones se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados puede suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero. El análisis que se haga debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Deben, asimismo, considerarse las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico y diferencias entre la geometría real y la teórica. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones.

##### **4.7.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones**

Se podrá aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones, a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

Podrá no tomarse en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento

satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

##### **4.7.3 Dimensionamiento**

Los arcos y cascarones se dimensionarán de acuerdo con las disposiciones para flexocompresión y cortante del capítulo 2.

El refuerzo de cascarones se dimensionará para resistir la totalidad de los esfuerzos de tensión que obtengan del análisis y debe cumplir con los requisitos de 3.10 para refuerzo por cambios volumétricos.

##### **4.7.4 Losas plegadas**

Se aplicarán a las losas plegadas los requisitos que se mencionan para cascarones.

#### **4.8 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos**

Cuando por usar análisis límite, o por alguna otra razón, deban preverse articulaciones plásticas en vigas, columnas o arcos de concreto reforzado, se cumplirán los requisitos de las zonas confinadas de vigas y columnas de marcos dúctiles descritos en el cap. 5, en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes efectivos ( $2d$ ) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica. (Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes efectivos se tomarán a cada lado de dicha sección).

Si la articulación en una viga se forma el paño de una columna sin que llegue otra viga a la cara opuesta de la columna, los refuerzos superior e inferior de la viga deben prolongarse hasta la cara más lejana del núcleo de la columna y su anclaje cumplirá con los requisitos de 5.4.4.

En estructuras formadas por vigas y columnas se procurará que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

#### **4.9 Ménsulas**

##### **4.9.1 Requisitos generales**

Las disposiciones de esta sección son aplicables a ménsulas con relación  $c/d$ , entre la distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula y el peralte efectivo medido en dicho paño igual a 1.0 o menor, y sujetas a una tensión horizontal,  $T$ , no mayor que la carga vertical.

El peralte total en el extremo de la ménsula no debe ser menor que 0.5  $d$ .

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente

una fuerza cortante,  $P_u$ , un momento flexionante  $P_u c + T_u (h-d)$  y una tensión horizontal,  $T_u$ .

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia,  $FR$ , se tomará igual a 0.8.

#### 4.9.2 Refuerzo

El refuerzo de una ménsula constará de barras principales de área  $A_s$  y de estribos complementarios horizontales de área  $A_h$  (fig 4.6)

El área  $A_s$  se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

El área  $A_h$  se tomará igual a  $0.5 (A_s - A_t)$  o mayor.

En las expresiones anteriores,  $A_f$  es el área de refuerzo necesario para resistir el momento  $P_u c + T_u (h - d)$ ; el área  $A_{vf}$  es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante  $P_u$ , y  $A_t$  la del necesario para resistir la tensión  $T_u$ .

Si la cuantía  $A_f/bd$  no excede de 0.008, el refuerzo  $A_f$  puede calcularse con la expresión 2.14, determinando el brazo  $z$  en la forma siguiente:

El refuerzo  $A_{vf}$  se determinará de acuerdo con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5i) suponiendo la compresión  $N_u$  igual a cero. La resistencia a fuerza cortante no se tomará mayor que  $0.25 FR f_c bd$ .

El área  $A_t$  se calculará como

La tensión,  $T_u$ , no se tomará menor que  $0.2 P_u$ , a menos que se tomen precauciones especiales para evitar que se generen tensiones.

El refuerzo primario  $A_s$  debe anclarse dentro de la ménsula en alguna de las formas siguientes; a) soldándolo a una barra transversal de diámetro no menor que el de las barras que forman  $A_s$ , (la soldadura debe ser capaz de permitir que  $A_s$  alcance su esfuerzo de fluencia); b) doblándolo horizontalmente de modo de formar barras e forma de letra U en planos horizontales, y c) mediante algún otro medio efectivo de anclaje.

La cuantía,  $A_s/bd$  no debe ser menor que 0.04

El refuerzo  $A_h$  debe constar de estribos cerrados paralelos a las barras  $A_s$ , los cuales estarán uniformemente repartidos en los dos tercios del peralte efectivo adyacentes al refuerzo  $A_s$ .

#### 4.9.3 Área de apoyo

El área de apoyo no debe extenderse más allá de donde termina la parte recta de las barras  $A_s$ , ni más allá del borde interior de la barra transversal de

anclaje, cuando ésta se utilice.

## 5. MARCOS DÚCTILES

### 5.1 Requisitos generales

Los requisitos de este capítulo se aplican a marcos colados en el lugar diseñados por sismo con factor  $Q$  igual a 4. También se aplican a los marcos de estructuras coladas en el lugar diseñadas con  $Q = 4$ , formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2 incluyendo el inciso b) de esta sección, o marcos y contravientos que cumplan con 4.6 en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea por lo menos el 50 por ciento de la total, y, asimismo, a los marcos de estructuras coladas en el lugar, diseñadas con  $Q = 3$  y formadas por marcos y muros o contravientos que cumplan con 4.5.2, el inciso b) inclusive, o 4.6, en la fuerza cortante resistida por los marcos sea menor que el 50 por ciento de la total. En todos los casos anteriores, los requisitos se aplican también a los elementos estructurales de la cimentación. En lo referente a los valores de  $Q$ , debe cumplirse, además, con el cap 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Sea que la estructura esté formada sólo de marcos o de marcos y muros o contravientos, ningún marco se diseñará para resistir una fuerza cortante horizontal menor que el 25 por ciento de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.

Las barras de refuerzo serán corrugadas de grado no mayor que el 42 y cumplirán con los requisitos de las normas NOM-B457 o NOM-B6. Además, las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de  $1300 \text{ kg/cm}^2$ , y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.

Se aplicarán las disposiciones de estas Normas que no se vean modificadas por este capítulo.

### 5.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a

flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas,

### 5.2.1 Requisitos geométricos

El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.

En sistemas de viga y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.

La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0.

El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.

El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

### 5.2.2 Refuerzo longitudinal

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que

y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro ( No. 4 ). El área de acero a tensión no excederá del 75 por ciento de la correspondiente a la falla balanceada de la sección.

El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa acción. En ninguna sección a lo largo del miembro el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos.

En las barras para flexión se permiten traslapes sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento (refuerzo helicoidal o estribos cerrados); el paso o la separación de este refuerzo no será mayor que 0.25 d, ni que 10 cm. Las uniones por traslape no se permitirán en los casos siguientes: a) dentro de los nudos, b) en una distancia de dos veces el peralte del miembro medida desde el paño del nudo, y c) en aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas.

Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

Se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, que cumplan con los

requisitos de 3.9, a condición de que en toda sección de

de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

### 5.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento

Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (No. 2.5) que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, en las zonas siguientes: a) en cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes medida a partir del paño del nudo, y b) en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes (2h) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica (si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección).

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes: a) 0.25d, b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada, c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo, y d) 30 cm.

Los estribos a que se refiere esta sección deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135°, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de 3.8. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

En las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral que cumpla con 4.2.3.

Fuerza de las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, la separación de los estribos no será mayor que 0.5d a todo lo largo. En toda la viga la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

### 5.2.4 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos. Par ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de

apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a  $1.25 f_y$ . A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor carga.

Como opción, puede dimensionarse con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis, si el factor de resistencia, FR, se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8.

En las zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante, al calcular el refuerzo transversal por este concepto. En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en 5.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (No.2.5), rematados como se indica en 45.2.3.

### 5.3 Miembros a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño,  $P_u$ , se mayor que  $A_g f'_c / 10$ .

#### 5.3.1 Requisitos geométricos

La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.

El área  $A_g$ , no será menor que  $P_u / f'_c$  para toda combinación de carga.

La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.

La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

#### 5.3.2 Resistencia mínima a flexión

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la condición siguiente:

$M_e$  es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, referidas al centro del nudo.

$M_g$  es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo, referidos al centro de éste

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La

a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Al calcular la carga axial de diseño para la cual se valúe el momento resistente,  $M_e$ , de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo se tomará igual al doble de la calculada, cuando esto conduzca aun momento resistente menor. En tal caso, la columna se dimensionará tomando en cuenta el incremento de carga mencionado. El factor de resistencia por flexocompresión se tomará igual a 0.8.

Como opción, las columnas podrán dimensionarse con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidos del análisis, si el factor de resistencia por flexocompresión se le asigna el valor 0.6.

#### 5.3.3 Refuerzo longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal,  $\rho$ , no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.

Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con los requisitos de 3.9. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 3.9, pueden usarse en cualquier localización con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones de 4.2 que no se vean modificadas por este inciso.

#### 5.3.4 Refuerzo transversal

Deben cumplir con los requisitos de 4.2.3 y 5.3.5, y con los requisitos mínimos que aquí se establecen. No debe ser de grado mayor que el 42.

Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica enseguida en ambos extremos de la columna en una longitud no menor que la mayor dimensión transversal de ésta, un sexto de su altura libre ni que 60 cm. En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa (en los nudos se cumplirá con los requisitos de 5.4).

- a) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares,  $P_s$ , no será menor que
- b) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas,  $A_{sh}$ , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que

donde

$A_c$  área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal

$A_g$  área transversal de la columna  
 $f_y$  esfuerzo del fluencia del refuerzo transversal

$h_c$  dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área  $A_{sh}$

$s$  separación del refuerzo transversal

Este refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (No. 3) y rematados como se indica en 5.2.3. Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, espaciadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblado de  $135^\circ$  seguido de un tramo recto de al menos 10 diámetros de la grapa.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm.

La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 45 cm, y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 25 cm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 45 cm.

En el resto de la columna el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos de 4.2.

### 5.3.5 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen las articulaciones

plásticas en las vigas. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del elemento en su altura libre suponiendo en cada extremo un momento igual a la mitad de  $1.5 M_g$ . La cantidad  $M_g$  está definida en 5.3.2. En el

extremo inferior de columnas de planta baja, se usará el momento resistente de diseño de la columna obtenido con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente. En el extremo superior de columnas del último entrepiso, se usará  $1.5 M_g$ .

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en 5.3.2, el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5.

En elementos a flexocompresión en que la fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que  $A_g f_c / 20$ , al calcular el refuerzo para fuerza cortante, si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto  $V_c$ .

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos cerrados, de una pieza, rematados como se indica en 5.2.3, o por hélices continuas, ambos de diámetros no menor que 9.5 mm (No. 3) y de grado no mayor que el 42.

## 5.4 Uniones viga-columna

### 5.4.1 Requisitos generales

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que lleguen a la unión es  $1.25 f_y$ .

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga-columna.

Una unión viga-columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

### 5.4.2 Refuerzo transversal

En un nudo debe suministrarse el refuerzo transversal mínimo especificado en 5.3.4. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el

ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.

#### 5.4.3 Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo. En nudos confinados como dice en 5.4.2, la resistencia de diseño a fuerza cortante se tomará igual a

En otros nudo se tomará igual a

La cantidad  $b_e$  es el ancho efectivo del nudo y  $h$  es la dimensión transversal de la columna en la dirección de la fuerza. El ancho  $b_e$  se tomará igual al promedio del ancho de la o las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no mayor que el ancho de la o las vigas más  $h$ .

#### 5.4.4 Anclaje del refuerzo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna. La revisión se efectuará de acuerdo con la sección 3.1.1.c), donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 90 por ciento de la allí determinada.

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h \text{ (columna)} / d_b \text{ (barras de viga)} = 20$$

$$h \text{ (viga)} / d_b \text{ (barras de columna)} = 20$$

donde  $h$  (columna) es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de viga consideradas.

Si en la columna superior del nudo se cumple que  $P_u/Agf_c \leq 0.3$ , la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna puede ser no menor que 15. También es suficiente esta relación

relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total.

## 6. LOSAS PLANAS

### 6.1 Requisitos generales

Losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc.). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios de espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 10 cm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos  $2.5h$ , medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos  $2.5h$  adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas de la losa al muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 25 cm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 20 cm de ancho y el resto de ellas al menos 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 5.0 cm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 1000 kg en un área de 10 x 10 cm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de 4.6, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano a los elementos verticales resistentes de las fuerzas generadas por el sismo.

### 6.2 Sistemas losa plana-columnas para resistir sismo

Si la altura de la estructura no excede de 20 m y, además, existen por lo menos tres crujías en cada dirección o hay trabes de borde, para el diseño por sismo podrá usarse  $Q = 3$ ; también podrá aplicarse este valor cuando el sistema se combine con muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2, incluyendo el inciso b) de esa sección, y que resistan no menos del 75 por ciento

de la fuerza lateral. Cuando no se satisfagan las condiciones anteriores, se usará  $Q = 2$ . Con relación a los valores de  $Q$ , debe cumplirse, además, con el cap 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En todos los casos se respetarán las disposiciones siguientes:

I. Las columnas cumplirán con los requisitos de 5.3 para columnas de marcos dúctiles, excepto en lo referente al dimensionamiento por flexocompresión, el cual sólo se realizará mediante el procedimiento optativo que establece en el inciso 5.3.2 de esa sección.

II. Las uniones losa-columna cumplirán con los requisitos de 5.4 para uniones viga-columna con las salvedades que siguen:

No es necesaria la revisión de la resistencia del nudo a fuerza cortante, sino bastará cumplir con el refuerzo transversal prescrito en 5.4.2 para nudos confinados.

Los requisitos de anclaje de 5.4.4 se aplicarán al refuerzo de la losa que pase por el núcleo de una columna. Los diámetros de las barras de la losa y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h(\text{ columna }) / db(\text{ barras de losa }) = 20$$

$$h(\text{ losa }) / db(\text{ barras de columna }) = 15$$

donde  $h(\text{ columna })$  es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.

### 6.3 Análisis

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico suponiendo que la estructura se divide en marcos otorgándoles, cada uno formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Se tomará en cuenta que la rigidez de la losa no está concentrada sobre el eje de columnas, como ocurre en un marco formado por vigas y columnas. Para el análisis ante fuerzas laterales, sólo se considerará efectivo un ancho de losa igual a  $c_2 + 3h$ , centrado con respecto al eje de columnas ( $c_2$  es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y  $h$  el espeso de la losa). El análisis ante cargas verticales puede realizarse con el procedimiento aproximado que se incluye adelante, si se cumple con las restricciones que allí se indican.

Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

### 6.4 Análisis aproximado por carga vertical

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valuar su rigidez. Las limitaciones que deben satisfacerse son:

La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos.

Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujeas

En una cierta dirección, ningún claro es mayor que 1.2 veces el menor de ellos

El espesor de la losa es aproximadamente igual al 5 por ciento del claro mayor del mayor tablero.

### 6.5 Trasmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya trasmisión de momento entre losa columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1 - a = \frac{1}{1 + 0.67(c_1 + d) / (c_2 + d)} \quad (6.1)$$

se trasmite por flexión en un ancho igual a  $c_2 + 3h$ , centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción  $a$ , se admitirá que se trasmite por esfuerzos cortantes y torsiones, según se prescribe en 2.1.5h).

### 6.6 Dimensionamiento del refuerzo para flexión

En estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales de sismo se admitirá proceder en la forma siguiente:

I. Determínese el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columna y centrales de acuerdo con lo señalado en 6.9, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocara

como si fuera refuerzo por sismo. Al menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columna quedara en un ancho  $c2 + 3h$  centrado con respecto al eje de columnas.

II. Determinése el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho  $c2 + 3h$ , de modo que al menos el 60 por ciento del cruce el núcleo de la columna correspondiente.

El refuerzo necesario por sismo puede obtenerse a partir de la envolvente de momentos resistentes necesarios, Mg.

### 6.7 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo

Además de los requisitos de 6.5 y 6.6, el refuerzo cumplirá con lo siguiente:

Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.

Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.

En las franjas de columna debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.

El refuerzo de lecho inferior que atraviesa el núcleo de una columna no será menor que la mitad del que lo cruce en el lecho superior y debe anclarse de modo que pueda fluir en las caras de la columna.

Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en lecho superior.

Todo el refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje de 3.1 que sean aplicables.

Se respetarán las disposiciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos de 2.1.2a) y 3.10. Asimismo, las relativas a refuerzo máximo por flexión de 2.1.2b)

### 6.8 Secciones críticas para momento

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia  $c/2$  del eje de columnas correspondientes. Aquí  $c$  es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto, con vértice de  $90^\circ$ , que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si

hay capitales, se tomará la intersección con el arranque del capitel.

### 6.9 Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

	Franjas de columna	Franjas centrales
Momentos positivos*	60	40
Momentos negativos	75	25

\* si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

### 6.10 Efecto de la fuerza cortante

Se aplicarán las disposiciones de 2.1.5h) con especial atención a la transmisión correcta del momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas. Se tendrá en cuenta el refuerzo mínimo de estribos que allí se prescribe.

### 6.11 Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de flexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que  $kL(1 - 2c/3L)$

(6.2)

donde  $L$  es claro mayor y  $k$  un coeficiente que se determina como sigue:

Losas con ábacos que cumplan con los requisitos de inciso 6.12.

Losas sin ábacos

En las expresiones anteriores  $f_s$  es el refuerzo

En el acero en condiciones de servicio, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  (puede suponerse igual a  $0.6f_y$ ),  $w$  es la carga en condiciones de servicio, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , y  $c$  la dimensión de la columna o capitel paralela a  $L$ .

Los valores obtenidos con la ec 6.2 deben aumentarse 20 por ciento en tableros exteriores y 20 por ciento en losas aligeradas.

En ningún caso el espesor de la losa,  $h$ , será menor de 10 cm, si existe ábaco, o menor de 13 cm si no existe.

### 6.12 Dimensiones de los ábacos

Las dimensiones de cada ábaco en planta no serán menores que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por peralte efectivo del resto

de la losa, pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

### 6.13 Aberturas

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas deben suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante de 2.1.5h) y se revisará que no exceda la cuantía máxima de acero de tensión de 2.1.2b) calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

## 7. CONCRETO PRESFORZADO

### 7.1 Introducción

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este capítulo serán aplicables al concreto presforzado y parcialmente presforzado. En la fabricación de elementos presforzados y parcialmente presforzados, se usará concreto clase 1 (véase 1.4.1), y sólo se permitirá el uso de tendones de

de presfuerzo adheridos. En todo elemento de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio; también se tomarán en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

### 7.2 Presfuerzo parcial y presfuerzo total

Se considerará que una sección de un elemento estructural es parcialmente presforzada si contiene refuerzo longitudinal presforzado y ordinario para resistir el momento flexionante que

actúe en ella, y su índice de presfuerzo queda en el intervalo señalado en el párrafo siguiente.

Se podrá suponer que una sección tiene presfuerzo total, si su índice de presfuerzo,  $I_p$ , está comprendido entre 0.9 y 1.0, incluyendo los valores extremos. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.9 pero mayor que 0.6 o igual, se podrá suponer que la sección tiene presfuerzo parcial. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.6, se podrá suponer que la sección no tiene presfuerzo.

El índice de presfuerzo se define como la relación siguiente:

donde  $M_{Rp}$  y  $M_{Rr}$  son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero sin presforzar, respectivamente:

Por sencillez, el índice de presfuerzo podrá valuarse con la expresión siguiente:

donde

Asp área de acero presforzado

As área de acero ordinario a tensión

fsp esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia

fy esfuerzo de fluencia del acero ordinario.

### 7.3 Revisión de los estados límite de falla

#### 7.3.1 Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de elementos presforzados y parcialmente presforzados se calculará con la base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en 2.1.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo.

a) Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión

En elementos total y parcialmente presforzados, el esfuerzo en el acero de presfuerzo,  $f_{sp}$ , cuando se alcanza la resistencia, deberá valuarse como dice el párrafo anterior, es decir, a partir del equilibrio y las hipótesis generales. Sin embargo, cuando la resistencia del concreto,  $f'_c$ , no es mayor que  $350 \text{ kg/cm}^2$ , y el presfuerzo efectivo,  $f_{se}$ , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente,  $f_{sr}$ , del acero de presfuerzo, el esfuerzo  $f_{sp}$  puede calcularse con las expresiones siguientes:

secciones con presfuerzo total:

secciones con presfuerzo parcial:

Las cantidades

no se tomarán menores que 0.17, y  $d'$  no se supondrá mayor que 0.15 dp.

En las expresiones anteriores  
pp cuántía de acero presforzado ( $Asp / bdp$ )  
dp distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presforzado

$d'p$  distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión

b ancho de la sección; en secciones T, ancho del patín comprimido por efecto de las cargas.

**b)** Refuerzo mínimo en elementos a flexión  
El acero a tensión, presforzado y sin presforzar, en secciones con presfuerzo total, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento.

En secciones con presfuerzo parcial, el acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos el necesario para que momento resistente de la sección se igual a  $(1.5 - 0.3lp)$  veces su momento de agrietamiento.

Para valuar los momentos resistentes y de agrietamiento, se tomará en cuenta el efecto del presfuerzo; los momentos de agrietamiento se calcularán con el módulo de rotura no reducido,  $ff$ , definido en 1.4.1.

**c)** Refuerzo máximo en elementos a flexión  
Las cantidades de acero de presfuerzo y de acero ordinario que se utilicen en la zona de tensión y en la de compresión serán tales que se cumpla la siguiente condición

donde  $Esp$  es la deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento resistente de la sección y  $Eyp$  es la deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo. La deformación  $Esp$  debe incluir la deformación debida al presfuerzo efectivo. El valor

de  $Eyp$  se obtendrá del fabricante de los tendones; si no se tienen datos puede suponerse igual a 0.01.

**d)** Secciones T sujetas a flexión

Para determinar el ancho efectivo de patín de secciones T presforzadas que forman parte integral de un piso monolítico, se aplicará el criterio dado en 2.1.2c) para vigas reforzadas.

En vigas T presforzadas aisladas regirá el mismo criterio, a menos que se compruebe experimentalmente la posibilidad de tomar anchos efectivos mayores.

**e)** Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

Este refuerzo debe cumplir con los requisitos de 4.2.3, aplicados con base en el acero longitudinal sin presforzar que tenga el miembro. También cumplirá con 7.3.2.

### 7.3.2 Fuerza cortante

Para tomar en cuenta los efectos de la fuerza cortante en elementos total o parcialmente presforzados, se aplicarán las disposiciones de 2.1.5a) IV y 2.1.5c).

### 7.3.3 Pandeo debido al presfuerzo

En todo diseño debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre puntos en que estén en contacto el concreto y el acero de presfuerzo. También se tendrá en cuenta el pandeo de patines y almas delgadas.

## 7.4 Revisión de los estado límite de servicio

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que pueden ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder a los valores que en cada caso se consideren aceptables. Cuando sea significativo, se revisarán los efectos de la fatiga

### 7.4.1 Elementos con presfuerzo total

En elementos con presfuerzo total, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento no sea excesivo y limitar las pérdidas por flujo plástico es obligar a que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos bajo condiciones de servicio, se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. (En estas operaciones no se emplean secciones

reducidas, esfuerzos reducidos ni factores de reducción).

Si se opta por limitar los esfuerzos, se considerarán los valores siguientes:

**a)** Esfuerzos permisibles en el concreto  
Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico:

Compresión  $0.60f'_{ci}$   
Tensión en miembros sin refuerzo  
en la zona de tensión  $f'_{ci}$  (en

kg/cm<sup>2</sup>)

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda de este valor, se suministrará refuerzo para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores,  $f'_{ci}$  en kg/cm<sup>2</sup>, es la resistencia a compresión del concreto a la edad

en que ocurre la transferencia. Esta tiene lugar en concreto pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión en el gato, o, en postensado, cuando se anclan los tendones.

Esfuerzos bajo cargas muertas y viva de servicio

Compresión  $0.45 f'_{c}$   
Tensión  $1.6 f'_{c}$  (en

kg/cm<sup>2</sup>)

Estos valores pueden excederse con tal que se justifique que el comportamiento estructural del elemento será adecuado, pero sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que  $3.2 f'_{c}$ .

Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor que  $3.2 f'_{c}$ , puede usarse acero no presforzado y tratar el elemento como parcialmente presforzado, si así lo dice su índice de presfuerzo.

Cuando la estructura va a estar sujeta a ambiente corrosivo, puede ser necesario obligar a que no haya tensiones en condiciones de servicio.

**b)** Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Debido a la fuerza aplicada por el gato  $0.80f_{sr}$

Inmediatamente después de la transferencia  $0.70f_{sr}$

En estas expresiones,  $f_{sr}$  es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

**c)** Deflexiones

Las deflexiones inmediatas en elementos totalmente presforzados se calcularán con los

métodos usuales para determinar deflexiones elásticas; en los cálculos se puede usar el momento de inercia de la sección total cuando no se encuentre agrietada.

#### **7.4.2 Elementos con presfuerzo parcial**

En elementos parcialmente presforzados se recomienda que la magnitud del momento de descompresión sea cuando menos igual al que produce la carga muerta más la carga viva media estipulada en el artículo 199 del Título VI. El momento de descompresión es aquel que produce esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al sumar sus efectos a los efectos del presfuerzo.

**a)** Esfuerzos permisibles en el concreto

Los esfuerzos permisibles de compresión y tensión inmediatamente después de la transferencia

y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico serán los estipulados para concreto totalmente presforzado.

Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio:

Compresión  $0.45 f'_{c}$

**b)** Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Serán los mismos que para elementos totalmente presforzados.

**c)** Deflexiones

Las deflexiones en elementos parcialmente presforzados deberán calcularse considerando todas las etapas de carga, y la condición de agrietamiento en cada etapa.

**d)** Agrietamiento

El refuerzo de tensión por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tensión por flexión.

#### **7.5 Pérdidas de presfuerzo**

Para evaluar el presfuerzo efectivo se tomarán en cuenta las pérdidas debidas a las siguientes causas:

Perdidas inmediatas

Acortamiento elástico del concreto

Desviación de los tendones en elementos pretensados

Fricción en acero postensado debido a

curvatura intencional o accidental

Deslizamiento de los anclajes.

Perdidas diferidas

Flujo plástico del concreto  
 Contracción del concreto  
 Relajación del esfuerzo en el acero.

**7.5.1 Criterios de evaluación de las pérdidas de presfuerzo**

En función del tipo de estructura, modalidades del presfuerzo y grado de precisión requerido, se utilizará alguno de los tres métodos de estimación de pérdidas indicados en la tabla que sigue:

Métodos para estimar las pérdidas de la fuerza de presfuerzo

	Descripción
A	Estimación global Las pérdidas de presfuerzo se definen como un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato
B	Estimación individual Las pérdidas de presfuerzo de manera mediante Las contribuciones de cada una para obtener la pérdida total
C	Estimación por el método de los intervalos Las pérdidas inmediatas se calculan con el método de estimación individual

Las estimaciones de las pérdidas de presfuerzo diferidas se efectúan estableciendo como mínimo cuatro intervalos de tiempo, que toman en cuenta la edad del concreto en la cual ocurre la pérdida

El método de estimación global se usará únicamente n caso de no tener información para evaluar las pérdidas de presfuerzo. En elementos pretensados se puede suponer que la suma de las pérdidas varía entre 20 y 25 por ciento de la fuerza aplicada por el gato. En postensados, la suma de las pérdidas, sin incluir las de fricción, se puede suponer que varía entre 15 y 20 por ciento de la fuerza aplicada por el gato.

Se tomará el porcentaje de pérdidas que proporcione las condiciones más desfavorables en los elementos tanto pretensados como postensados.

En la tabla siguiente se presenta el criterio de selección del método de evaluación de pérdidas,

para edificios convencionales.

Pretensado		Postensado	
Estimación preliminar	Estimación definitiva	Estimación preliminar	Estimación definitiva
A	B	A	C

Las pérdidas por fricción en acero postensado se basarán en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura, determinados experimentalmente.

Al respecto, la ec que sigue proporciona, en función de los coeficientes mencionados, el valor de la fuerza, Porque es necesario aplicar en el gato para producir una tensión determinada,  $P_x$ , en un punto x del tendón

$$P_o = P_x e^{-(KL + \mu x)}$$

Cuando  $(KL + \mu x)$  no sea mayor de 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse con la expresión

$$P_o = P_x (1 - KL - \mu x)$$

En lo anterior

- K coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón, en  $m^{-1}$
- L longitud de tendón desde el extremo donde se une el gato hasta el punto x, en metros
- $\mu$  coeficiente de fricción por curvatura
- a cambio angular total en el perfil del tendón, desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto s, en radianes
- e base de los logaritmos naturales.

Para el diseño preliminar de elementos postensados y en casos en los que no se cuente con información del fabricante, se podrán emplear los valores de K y  $\mu$  de la tabla siguiente

**COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA CABLES POSTENSADOS**

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada, formados de	por	longitud	Coeficiente K, por metro de	Coeficiente de curvatura $\mu$
Alambres	0.0003 a	0.005	0.15 a	0.25
Barras de alta				

resistencia 0.30	0.0003 a 0.002	0.08 a
Torones de siete alambres 0.25	0.0015 a 0.0065	0.15 a

Deben indicarse en los planos de diseño los valores de los coeficientes de fricción por curvatura y por desviación accidental usados en el diseño, los rangos aceptables para las fuerzas producidas por el gato en los cables, y el deslizamientos esperado en los anclajes.

## 7.6 Requisitos complementarios

### 7.6.1 Zonas de anclaje

En las vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas de presfuerzo en el anclaje

En vigas pretensadas se puede prescindir de los bloques extremos.

Los bloques extremos deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de presfuerzo y para alojar los dispositivos del anclaje.

#### a) Geometría

Preferentemente los bloques extremos deben ser tan anchos como el patín más estrecho de la viga, y tener una longitud mínima igual a tres cuartas partes del peralte de la viga, pero no menos de 60 cm.

#### b) Refuerzo

Para resistir el esfuerzo de ruptura, debe colocarse en los miembros postensados una parrilla transversal formada por barras verticales y horizontales con la separación y cantidad recomendadas por el fabricante de anclajes, o algún refuerzo equivalente.

Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras del No. 3, colocadas cada 8 cm, centro a centro, en cada dirección.

La parrilla se colocará a no más de 4 cm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.

En las zonas de transferencia de vigas pretensadas, debe colocarse refuerzo transversal en forma y cantidad tales que evite la aparición de grietas de más de 0.1 mm de ancho paralelas a los tendones.

#### c) Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto del elemento postensados para edificios

El esfuerzo de aplastamiento permisible, fb, en el concreto bajo la acción de la placa de anclaje de los cables de postensado se puede calcular con las expresiones siguientes, si la zona de anclaje cumple con los incisos a) y b) anteriores:

I. Inmediatamente después del anclaje del cable

II. Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo

Donde

A1 área de aplastamiento de la placa de anclaje de los cables de postensado

A2 área de la figura de mayor tamaño, semejante a A1 y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de anclaje.

### 7.6.2 Anclaje del acero de presfuerzo

Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud, en cm, no menor que

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del miembro, y en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño (fsp es el esfuerzo en el torón cuando se alcanza la resistencia del elemento y fse es el esfuerzo efectivo en el torón, ambos en kg/cm; db es el diámetro del torón, en cm).

Cuando la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precomprimida, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la fórmula anterior.

La longitud de desarrollo de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros.

### 7.6.3 Anclajes y acopladores para postensado

Los anclajes para tendones adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 90 por ciento de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se exceda los corrimientos previstos. Sin embargo, dichos anclajes deben ser capaces de desarrollar la resistencia máxima especificada de los tendones una vez producida la adherencia.

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el supervisor y en ductos lo suficientemente largos para permitir los movimientos necesarios.

Los dispositivos de anclaje en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

#### 7.6.4 Revisión de los extremos de continuidad

En extremos de elementos presforzados que posean cierto grado de continuidad, se debe considerar la posibilidad de que el concreto sujeto a compresión reduzca su capacidad por la aplicación de una fuerza de presfuerzo en dicha zona.

## 8. CONCRETO PREFABRICADO

### 8.1 *Requisitos generales*

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta, además, las condiciones de carga que se presenten desde la fabricación inicial de los elementos hasta la terminación de la estructura (véase 11.5), así como las condiciones de restricción que den las conexiones.

Las conexiones se diseñarán de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura. La resistencia de una conexión a cada fuerza y momento internos que deban transmitir no será menor que 1.3 veces el valor de diseño de dicha acción interna.

Al detallar las conexiones deben preverse las tolerancias y holguras necesarias para la manufactura y el montaje.

### 8.2 *Estructuras prefabricadas*

Las estructuras prefabricadas se diseñarán por sí mismo con un factor Q igual a 2; sus conexiones cumplirán con los requisitos de este capítulo. El Departamento del Distrito Federal podrá autorizar el uso de Q igual a 3, cuando se demuestre a su satisfacción que el diseño y el procedimiento constructivo de las conexiones lo justifican; en este caso, el resto de la estructura deberá cumplir con las disposiciones del capítulo 5.

En marcos formados por elementos prefabricados se define como nudo aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

La conexión entre elementos prefabricados viga-columna puede efectuarse en las zonas adyacentes al nudo o alejadas del mismo; en

ambos casos se deberán cumplir los requisitos siguientes:

-La resistencia,  $f'c$  del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que se conectan.

-El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser de grado mayor que el 42.

-En las conexiones se deberán colocar estribos de confinamiento (verticales y cerrados) en una cantidad tal que asegure la resistencia de la conexión.

-Las conexiones deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen, con el factor de incremento señalado en 8.1.

-En la conexiones de deberá asegurar la transmisión adecuada de los esfuerzos de compresión.

-Cada ducto que atraviesa un nudo deberá ser al menos dos diámetros mayores que la barra que contiene y se rellenará con lechada que se compactará de modo que asegure la correcta adherencia de las barras.

-Las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de la conexión deberán tener un acabado rugoso de 5 mm de espesor; estas superficies se limpiarán y se saturarán de agua cuando

menos 24 horas antes de colar la conexión. En el colado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.

-Al revisar los extremos de las vigas prefabricadas presentadas sujetos a momentos negativos, deberá tomarse en cuenta la reducción de la capacidad del concreto a compresión debida al efecto del presfuerzo.

-En los elementos prefabricados de sección compuesta se aplicarán los requisitos de 4.1.5.

## 9. CONCRETO SIMPLE

### 9.1 *Limitaciones*

No se permite elementos de concreto simple cuya longitud exceda de 1.50 m, salvo que

mediante aditivos se disminuya la contracción o que existan compresiones permanentes capaces de impedir su agrietamiento o que se desprece el trabajo del concreto en esa dirección.

### 9.2 *esfuerzo del diseño*

Los esfuerzos calculados bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga) suponiendo comportamiento elástico no excederán a los valores siguientes, donde FR vale 0.65 en todos los casos:

- Compresión por flexión  $1. FR f'c$
- Tensión por flexión (véase 1.4.1c)
- Compresión axial
- Cortante, como medida de la tensión diagonal en elementos angostos que trabajen en una dirección
- Cortante, como medida de la tensión diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la fallan sea cónica o piramidal alrededor de la carga (y es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor)

## 10. CONCRETO LIGERO

### 10.1 *Requisitos generales*

En estas Normas se entienden por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 1.9 ton/m.

Sólo se permite el uso de concreto ligero en elementos secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Departamento del Distrito Federal.

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligeros son aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es  $0.003 E_c/EL$ , donde  $E_c$  y  $EL$  son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal clase 1 y ligero de igual resistencia.

En las fórmulas relacionadas con el cálculo de resistencias, aplicables a concreto de peso normal, se sustituirá  $0.5 f$  en lugar de  $f$  siendo  $f$  en kg/cm, la resistencia nominal a tensión indirecta obtenida de acuerdo con 1.41c= para concreto clase 2. El calor de  $f$  que se use no debe ser mayor que  $1.5 f$  si no se conoce  $f$  se supondrá igual a  $0.9f$ .

No son aplicables las fórmulas de peraltes mínimos que los elementos de peso normal permiten omitir el cálculo de deflexiones.

El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

### 10.2 *Requisitos complementarios*

El esfuerzo por cambio volumétricos que se estipula en 3.10 será obligatorio en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural, en metros, exceda de

Y las cuantías requeridas en ese inciso se incrementarán en la relación

El esfuerzo  $f_t$  se define en 1.4.1c.

El esfuerzo no se doblará con un radio menor que  $f_y/30 f_t$  por el diámetro de la barra doblada ni menor que el que señale la respectiva norma NOM, de las indicadas en 1.4.2, para la prueba de doblado.

Si se desconoce  $f_t$  se sustituirá por  $1.2 f'c$  en las expresiones de este inciso.

## 11. CONSTRUCCIÓN

### 11.1 *Cimbra*

#### 11.1.1 *Disposiciones generales*

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante

la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimiento y deformaciones excesivos. En su geometría se incluirán las contraflechas descritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un periodo mínimo de dos horas algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

#### 11.1.2 *Descimbrado*

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar sus peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción, así como para

evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en el Título VI del Reglamento.

### 11.2 Acero

El acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial después de un largo periodo de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizará ensayos en el acero dudoso.

Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el director de Obra, cuando no se requiera de Corresponsable, permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 530°C) si no está tratado en frío, ni a más de 400°C en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben tratar de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en un sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en un sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

Control en la obra

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere al cumplimiento de la respectiva norma NOM.

Para cada tipo de barras (laminadas en caliente o torcidas en frío) se procederá como sigue:

De cada lote de 10 ton o fracción, formado por barras de un misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión y uno para ensaye de doblado, que o sean de los extremos de barras completas; las corrugaciones, se podrán

revisar en uno de dichos especímenes. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y sustituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayos. Estos se realizarán de acuerdo con la norma NOM B172. Si el porcentaje de alargamiento de algún espécimen en la prueba de tensión es menor que el especificado en la norma NOM respectivamente, y además, alguna parte de la fractura queda fuera del tercio medio de la longitud calibrada, se permitirá repetir la prueba.

En sustitución del control en obra, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente; en su caso, definirá la forma de revisar que se cumplan los requisitos adicionales para el acero, establecidos en 5.1.

### 11.3 Concreto

#### 11.3.1 Materiales componentes

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, deformabilidad y durabilidad necesarias.

La calidad de los materiales componentes deberán verificarse al inicio de la obra, y también cuando exista sospechas de cambio en las características de los mismo, o haya cambio de las fuentes de suministro. Algunas de las propiedades de los agregados pétreos deberán verificarse con mayor frecuencia como se indica a continuación.

Coefficiente volumétrico de la grava Una vez por mes

Material que pasa la malla NOM F 0.075 (No. 200) en la arena y contracción lineal de los finos de ambos agregados Una vez por mes

La verificación de la calidad de los materiales componentes se realizará antes de usarlos, a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor del concreto.

A juicio del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director de Obra, cuando no se requiere Corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitirse

Propiedad

Coefficiente volumétrico de la grava, mín  
 Material más fino que la malla No. 200, en  
 la arena, porcentaje máx, en peso

Contracción lineal de los finos de los  
 agregados (arena+grava) que pasan la malla No  
 40, a partir del límite líquido, porcentaje máx

Los límites anteriores pueden modificarse si  
 se comprueba que con los nuevos valores se  
 obtiene concreto que cumpla con los requisitos de  
 módulo de elasticidad, contracción por secado y  
 deformación diferida establecidos en 11.3.3. En tal  
 caso, los nuevos límites serán los que se apliquen  
 en las verificaciones mensuales que se mencionan  
 antes en el presente inciso.

**11.3.2 Control del concreto fresco**

Al concreto fresco se le hará pruebas de  
 revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se  
 harán con la frecuencia que se indica a  
 continuación:

El revenimiento será el mínimo requerido  
 para que el concreto fluya a través de las barras de  
 refuerzo o para que pueda ser bombeado en su  
 caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio.  
 Los concretos que se compacten por medio de  
 vibración tendrán un revenimiento nominal de 10  
 cm. Los concretos que se compacten por cualquier  
 otro medio diferente al de vibración o se coloquen  
 por medio de bomba tendrá un revenimiento  
 nominal máximo de 12 cm.

Para incrementar los revenimientos antes  
 señalados a fin de facilitar aún más la colocación  
 del concreto, se podrá admitir el uso de aditivo  
 superfluidificante. La aceptación del concreto en  
 cuanto a revenimiento se hará previamente a la  
 incorporación del mencionado aditivo, la garantía  
 escrita del fabricante del concreto de que los  
 materiales cumplen con los requerimientos aquí  
 señalados.

Los materiales pétreos, grava y arena,  
 deberán cumplir con los requisitos de la norma  
 NOM C111, con las modificaciones y adiciones  
 indicadas a continuación

Concreto	Concreto
clase 1	clase 2
0.20	
15	15
2	3

comparado con los valores dados en el párrafo  
 anterior en tanto, en tanto que las demás  
 propiedades, incluyendo las del concreto que ya lo  
 incluyen.

Esta prueba deberá efectuarse de acuerdo  
 con la norma NOM C 156 y el valor determinado

deberá concordar con el especificado con las  
 siguientes tolerancias:

Revenimiento, cm	Tolerancia,	cm
menor de 5	1.5	
5 a 10	2.5	
mayor de 10	3.5	

El peso volumétrico del concreto fresco se  
 determinará de acuerdo con la norma NOM C 162.  
 El peso volumétrico del concreto clase 1 será  
 superior a 2200 kg/m y el de la clase 2 estará  
 comprendido entre 1900 y 2200 kg/m.

**11.3.3 Control del concreto endurecido**

La calidad del concreto endurecido se  
 verificará mediante pruebas de resistencia a  
 compresión en cilindros fabricados, cuadros y  
 probados de acuerdo con las normas NOM C 159 y  
 NOM C 83, en un laboratorio acreditado por el  
 Sistema Nacional de Acreditamiento de  
 Laboratorios de Pruebas (SINALP).

Cuando la mezcla de concreto se diseña  
 para obtener la resistencia especificada a 14 días,  
 las pruebas anteriores se efectuarán a esta edad;  
 de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a  
 los 28 días de edad.

Para verificar la resistencia a compresión,  
 de concreto con las mismas características y nivel  
 de resistencia, se tomará como mínimo una  
 muestra por cada día de colado, pero al menos una  
 por cada cuarenta metros cúbicos de concreto. De  
 cada muestra se fabricará y ensayará una pareja de  
 cilindros.

Para el concreto clase 1, se admitirá que la  
 resistencia del concreto cumple con la resistencia  
 especificada.  $f_c$ , si ninguna pareja de cilindros de  
 una resistencia media inferior a  $f_c - 35\text{kg/cm}$ , y,  
 además, si los promedios de resistencia de todos  
 los conjuntos de tres parejas consecutivas,  
 pertenecientes o no al mismo día de colado, no son  
 menores que  $f_c$ .

Para el concreto clase 2, se admitirá que la  
 resistencia del concreto cumple con la resistencia  
 especificada,

Módulo de elasticidad a 28 días de edad kg/cm, mín  
 Contracción por secado después de 28 días de  
 curado húmedo y 28 días de secado estándar, máx  
 Coeficiente de deformación diferida después de 28  
 días de curado y de 28 días de carga en  
 condiciones de secado estándar, al 40 por ciento de  
 su resistencia, máx

A juicio del Corresponsable en Seguridad  
 Estructural, o del Director de Obra, cuando no se  
 requiera Corresponsable, en lugar de esta  
 verificación podrá admitirse la garantía escrita del

fabricante del concreto de que este material cumple con los requisitos antes mencionados.

$f'c$ , si ninguna pareja de cilindros de una resistencia media inferior a  $f'c - 50$  kg/cm<sup>2</sup>, y , además, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres parejas consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que  $f'c - 17$  kg/cm<sup>2</sup>.

Cuando el concreto no cumple con el requisito de resistencia, se permitirá extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma NOM C 169, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

El concreto representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que  $0.8 f'c$ . Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el Departamento del distrito Federal puede ordenar la realización de pruebas de carga o tomar otras medidas de juzgüe adecuadas.

Previamente al inicio del suministro de concreto, y también cuando haya sospecha de cambio en las características de los materiales componentes, o haya cambio en las fuentes de suministro de ellos, se verificará que el concreto que se pretende utilizar cumple con las características de módulo de elasticidad, contracción por secado y deformación diferida especificada a continuación

#### **11.3.4 Transporte**

Los métodos que se emplean para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

#### **11.3.5 Colocación y compactación**

Antes de efectuarse un colado deben limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se va a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren un densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y compactará con picado, vibrado o apisonado.

No se permitirán trasladar el concreto mediante el vibrado.

#### **11.3.6 Temperatura**

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a cinco grados C, se tomarán las precauciones especiales tendentes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

#### **11.3.7 Morteros aplicados neumáticamente**

El mortero aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de capacidad, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y húmeda.

#### **11.3.8 Curado**

El concreto debe meterse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento normal y tres días si se empleó cemento de resistencia rápida. Estos lapsos se aumentarán adecuadamente si la temperatura desciende a menos de cinco grados centígrados; en este caso también se observará lo dispuesto en 11.3.6.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de acuerdo, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en el párrafo anterior.

#### **11.3.9 Juntas de colado**

Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con Con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas en lo que respecta a su limpieza y ala remoción de material suelto o poco compacto.

### ***11.4 Requisitos complementarios para concreto presforzado***

#### 11.4.1 Ductos para postensado

Los ductos para tendones deben ser impermeables al mortero y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material del relleno.

Para facilitar la inyección de lechada, el diámetro interior de ductos que alojen un solo tendón será al menos 5 mm mayor que el diámetro del tendón; el área transversal interior de ductos que alojen varios tendones será por lo menos igual al doble del área transversal de los tendones.

##### 11.4.2 Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento Portland y agua, o de cemento Portland, arena y agua. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sena dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporciona miento de la lechada debe basarse en lo señalado en alguno de los párrafos siguientes:

I. Resultados de ensaye sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección.

II. Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables.

El contenido de agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor de 0.50 con relación al cemento, en pero.

La lechada debe mezclarse en equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe cribarse y debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, debe ser mayor de dos grados  $^{\circ}\text{C}$ , y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 5 cm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a 55 kg/cm.

Durante el mezclado y el bombeo, la

$\text{Cm} + 0.01L$  de la señalada en el proyecto, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 1 cm.

11. La posición del refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo,  $d$ , en más de  $(0.3\text{cm} + 0.03d)$  ni reduzca el recubrimiento en más de 0.5cm. En columnas rige la misma tolerancia, pero referida en la mínima dimensión de la sección transversal, en vez de al peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de

proyecto más de un centímetro más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso.

12. Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las de proyecto en más de  $\text{icm} + 0.05t$ , siendo  $t$  la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de  $0.3\text{cm} + 0.03t$ .

13. La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.

14. Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a trabes en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba descritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

la temperatura de la lechada no debe excederse de  $30^{\circ}\text{C}$ .

#### 11.4.3 Tendones de presfuerzo

Las operaciones con soplete y la de soldadura en la proximidad de l acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

#### 11.4.4 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Debe determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor de 5 por ciento entre la fuerza

determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo, se usarán las curvas medidas fuerza-alargamiento de los tendones empleados.

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortado los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deben definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto.

La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no debe exceder de 2 por ciento del presfuerzo total.

#### **11.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas.**

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, etc., deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos de sismo y viento, así como de las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones.

Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados que se mantengan correctamente en su posición, mientras adquieren resistencia las conexiones coladas en el lugar.

#### **11.6 Tolerancias**

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos

Del proyecto ajustado como se especifica en el Título VII del Reglamento.

1. Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las de proyecto en más de  $1 \text{ cm} + 0.05 t$ , siendo  $t$  la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de  $0.3 \text{ cm} + 0.03 t$ .

2. El espesor de zapatas, losas, muros, cascarones no excederá al de proyecto en más de  $0.5 \text{ cm} + 0.05 h$ , siendo  $h$  el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de  $0.3 \text{ cm} + 0.03 h$ .

3. En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de un centímetro. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha

trazado, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.

4. La tolerancia de una columna será de 0.5 cm más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.

5. El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 0.5 cm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.

6. La posición de los ejes de las vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de las de proyecto en más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de un centímetro más dos por ciento del ancho de la viga.

7. El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.

8. En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de tres centímetros, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.

9. La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuatro por ciento.

10. La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no deben diferir en más de 1

11. La posición del refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo,  $d$ , en más de  $(0.3 \text{ cm} + 0.03 d)$  ni reduzca el recubrimiento en más de 0.5 cm. En columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez de la peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de un centímetro más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso.

12. Las dimensiones de refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las de proyecto en más de  $1 \text{ cm} + 0.05 t$ , siendo  $t$  la dimensión en la dirección en que se considera la

tolerancia, ni será menores que las de proyecto en más de 0.3 cm + 0.03 t.

**13.** La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 1 cm más diez porciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.

**14.** Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a trabes en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que as arriba descritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad estructural, o el Director de Obra, cuando no se quiera Corresponsable, estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.