

# EDUCACIÓN

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA



**VOLÚMEN 4. Seguridad Estructural**

**TOMO 5. Estructuras de Concreto Reforzado**

---

**NORMATIVIDAD E INVESTIGACIÓN**  
**Junio de 2024**



## INDICE

<b>Estructuras de concreto reforzado</b>	<b>8</b>
<b>1 Consideraciones generales</b>	<b>8</b>
<b>1.1 Alcance</b>	<b>8</b>
<b>1.2 Unidades</b>	<b>8</b>
<b>1.3 Criterios de diseño</b>	<b>9</b>
1.3.1 Estados límite de falla	9
1.3.2 Estados límite de servicio	9
1.3.3 Diseño por durabilidad	9
<b>2 Materiales</b>	<b>10</b>
<b>2.1 Concreto</b>	<b>10</b>
2.1.1 Materiales componentes	10
2.1.2 Resistencia a compresión	10
2.1.3 Resistencia a tensión	11
2.1.4 Módulo de elasticidad	11
2.1.5 Contracción por secado	11
2.1.6 Deformación diferida	12
<b>2.2 Acero</b>	<b>12</b>
<b>3 Criterios de análisis y diseño</b>	<b>12</b>
<b>3.1 Estructuración</b>	<b>12</b>
3.1.1 Sistema estructural resistente a cargas gravitacionales y sísmicas	12
3.1.2 Restricciones y limitaciones para SERFGS que deban resistir acciones sísmicas	12
<b>3.2 Análisis</b>	<b>13</b>
3.2.1 Aspectos generales	¡Error! Marcador no definido.
3.2.2 Análisis lineal	13
<b>3.3 Análisis de losas</b>	<b>13</b>
<b>3.4 Análisis de losas planas</b>	<b>13</b>
<b>3.5 Hipótesis para la obtención de resistencias a flexión, carga axial y flexocompresión</b>	<b>13</b>
<b>3.6 Factores de resistencia</b>	<b>13</b>
<b>3.7 Dimensiones de diseño</b>	<b>13</b>
<b>3.8 Revestimientos</b>	<b>13</b>
<b>4 Diseño por durabilidad</b>	<b>13</b>

<b>4.1</b>	<b>Disposiciones generales</b>	<b>13</b>
<b>4.2</b>	<b>Clasificación de exposición</b>	<b>14</b>
<b>4.3</b>	<b>Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2</b>	<b>14</b>
<b>4.4</b>	<b>Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C</b>	<b>14</b>
<b>4.5</b>	<b>Requisitos para concretos con clasificación de exposición D</b>	<b>14</b>
<b>4.6</b>	<b>Requisitos para concretos expuestos a sulfatos</b>	<b>14</b>
<b>4.7</b>	<b>Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión</b>	<b>14</b>
<b>4.8</b>	<b>Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión</b>	<b>14</b>
<b>4.9</b>	<b>Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo</b>	<b>15</b>
<b>4.10</b>	<b>Reacción álcali-agregado</b>	<b>15</b>
<b>5</b>	<b>Estados límite de falla</b>	<b>15</b>
<b>5.1</b>	<b>Flexión</b>	<b>16</b>
5.1.1	Requisitos generales	16
5.1.2	Dimensionamiento	16
5.1.3	Resistencia a flexión	16
5.1.4	Refuerzo a flexión	16
<b>5.2</b>	<b>Flexocompresión</b>	<b>16</b>
<b>5.3</b>	<b>Fuerza cortante en vigas y columnas</b>	<b>16</b>
5.3.1	Requisitos generales	16
5.3.2	Dimensionamiento	16
5.3.3	Resistencia a fuerza cortante en vigas y columnas	17
<b>5.4</b>	<b>Fuerza cortante en losas y zapatas</b>	<b>20</b>
<b>5.5</b>	<b>Torsión</b>	<b>20</b>
<b>5.6</b>	<b>Aplastamiento</b>	<b>20</b>
<b>6</b>	<b>Requisitos complementarios</b>	<b>20</b>
<b>6.1</b>	<b>Anclaje</b>	<b>20</b>
6.1.1	Requisito general	20
6.1.2	Longitud de desarrollo de barras a tensión	21
6.1.3	Longitud de desarrollo de barras a compresión	23
6.1.4	Anclaje del refuerzo transversal	23
6.1.5	Anclaje de malla de alambre soldado	24
6.1.6	Requisitos adicionales	24
<b>6.2</b>	<b>Revestimientos</b>	<b>25</b>
<b>6.3</b>	<b>Tamaño máximo de agregados</b>	<b>25</b>
<b>6.4</b>	<b>Paquetes de barras</b>	<b>26</b>

<b>6.5</b>	<b>Dobles del refuerzo</b>	<b>26</b>
<b>6.6</b>	<b>Uniones del refuerzo</b>	<b>26</b>
6.6.1	Uniones de barras sujetas a tensión	26
6.6.2	Uniones de barras sujetas a compresión	28
6.6.3	Uniones de malla de alambre soldado	28
<b>6.7</b>	<b>Refuerzo por cambios volumétricos</b>	<b>29</b>
<b>6.8</b>	<b>Separación entre barras de refuerzo</b>	<b>30</b>
<b>6.9</b>	<b>Inclusiones</b>	<b>30</b>
<b>7</b>	<b><i>Disposiciones complementarias para elementos estructurales comunes en zona de sismicidad baja</i></b>	<b>30</b>
<b>7.1</b>	<b>Vigas</b>	<b>30</b>
<b>7.2</b>	<b>Columnas</b>	<b>30</b>
<b>7.3</b>	<b>Losas</b>	<b>30</b>
<b>7.4</b>	<b>Elementos estructurales de cimentaciones</b>	<b>31</b>
<b>7.5</b>	<b>Muros</b>	<b>31</b>
7.5.1	Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas	31
7.5.2	Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano	31
<b>7.6</b>	<b>Diafragmas y elementos a compresión</b>	<b>32</b>
7.6.1	Alcance	32
7.6.2	Firmes colados sobre elementos prefabricados	32
7.6.3	Espesor mínimo del firme	32
7.6.4	Diseño	33
7.6.5	Refuerzo	33
7.6.6	Elementos de refuerzo en los extremos	33
<b>7.7</b>	<b>Arcos, cascarones y losas plegadas</b>	<b>33</b>
<b>8</b>	<b><i>Disposiciones complementarias para elementos estructurales comunes en zona de sismicidad alta</i></b>	<b>33</b>
<b>8.1</b>	<b>Requisitos generales</b>	<b>33</b>
8.1.1	Factor de comportamiento sísmico para análisis y diseño	33
8.1.2	Miembros estructurales de cimentaciones	33
8.1.3	Requisitos complementarios	33
<b>8.2</b>	<b>Requisitos especiales</b>	<b>34</b>
8.2.1	Vigas	34
8.2.2	Columnas	34
8.2.3	Muros	34
8.2.4	Losas apoyadas en su perímetro	34
8.2.5	Losas planas	34

8.2.6	Conexiones viga – columna	34
8.2.7	Conexiones viga – columna con articulaciones alejadas de la cara de las columnas	34
8.2.8	Diafragmas y elementos a compresión	34
<b>9</b>	<b>Losas planas</b>	<b>34</b>
9.1	Requisitos generales	34
9.2	Sistemas losa plana–columnas para resistir fuerzas laterales	35
9.3	Análisis	35
9.3.1	Requisitos generales	35
9.3.2	Análisis aproximado por carga vertical	36
9.3.3	Análisis aproximado ante fuerzas laterales	36
9.4	Transmisión de momento entre losa y columnas	36
9.5	Dimensionamiento del refuerzo para flexión	36
9.6	Disposiciones complementarias sobre el refuerzo	36
9.7	Secciones críticas para momento	36
9.8	Distribución de los momentos en las franjas	36
9.9	Efecto de la fuerza cortante	36
9.10	Peraltes mínimos	36
9.11	Dimensiones de los ábacos	36
9.12	Aberturas	36
<b>10</b>	<b>Concreto presfuerzo</b>	<b>37</b>
10.1	Introducción	37
10.1.1	Definición de elementos de acero para presfuerzo	37
10.2	Requerimientos de resistencia y servicio para miembros a flexión presfuerzos	37
10.3	Estados límite de falla	37
10.4	Estados límite de servicio	37
10.5	Pérdidas de presfuerzo	37
10.6	Requisitos complementarios	37
10.7	Losas postensadas con tendones no adheridos	37
<b>11</b>	<b>Concretos especiales</b>	<b>38</b>
11.1	Concretos de alta resistencia	38
11.2	Concretos autocompactantes	38
11.3	Concretos ligeros	38

<b>11.4</b>	<b>Concretos reforzados con fibras</b>	<b>38</b>
<b>11.5</b>	<b>Concreto lanzado</b>	<b>38</b>
<b>11.6</b>	<b>Concretos reciclados</b>	<b>38</b>
11.6.1	Concreto prefabricado	38
11.6.2	Conexiones	38
11.6.3	Sistemas de piso	38
11.6.4	Firmes colados sobre elementos prefabricados	38
11.6.5	Espesor mínimo del firme	39
11.6.6	Diseño	39
11.6.7	Refuerzo	39
11.6.8	Refuerzo	39
<b>12</b>	<b>Concreto simple</b>	<b>39</b>
12.1	Limitaciones	39
12.2	Juntas	39
12.3	Método de diseño	39
12.4	Esfuerzos de diseño	39
<b>13</b>	<b>Casos en los que no se aplica la teoría general de flexión</b>	<b>39</b>
13.1	Ménsulas	39
13.1.1	Requisitos generales	39
13.1.2	Dimensionamiento del refuerzo	40
13.1.3	Detallado del refuerzo	40
13.1.4	Área de apoyo	40
13.2	Vigas con apoyos no monolíticos	40
13.2.1	Vigas con extremos completos	40
13.2.2	Vigas con extremos recortados	40
13.3	Vigas de gran peralte	40
13.3.1	Resistencia a flexión de vigas de gran peralte	40
13.4	Disposición del refuerzo por flexión	40
13.4.1	Fuerza cortante en vigas de gran peralte	41
13.4.2	Disposición del refuerzo por fuerza cortante	41
13.4.3	Revisión de las zonas a compresión	41
13.4.4	Dimensionamiento de los apoyos	41
13.4.5	Vigas de gran peralte que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (vigas de acoplamiento)	41
<b>14</b>	<b>Construcción</b>	<b>41</b>
14.1	Cimbra	41
14.1.1	Disposiciones generales	41
14.1.2	Descimbrado	41

<b>14.2</b>	<b>Acero de refuerzo</b>	<b>41</b>
14.2.1	Disposiciones generales	42
14.2.2	Control en la obra	42
14.2.3	Requisitos y control de calidad de las uniones soldadas	42
14.2.4	Requisitos y control de calidad de uniones con dispositivos mecánicos	42
14.2.5	Extensiones futuras	42
<b>14.3</b>	<b>Concreto</b>	<b>42</b>
14.3.1	Materiales componentes	42
14.3.2	Elaboración del concreto	43
14.3.3	Requisitos y control del concreto fresco	43
14.3.4	Transporte	48
14.3.5	Colocación y compactación	48
14.3.6	Temperatura	48
14.3.7	Morteros aplicados neumáticamente	48
14.3.8	Curado	48
14.3.9	Juntas de colado	48
14.3.10	Tuberías y ductos incluidos en el concreto	48
<b>14.4</b>	<b>Requisitos complementarios para concreto presforzado</b>	<b>48</b>
14.4.1	Prácticas de construcción	48
14.4.2	Lechada para tendones adheridos	48
14.4.3	Tendones de presfuerzo	49
14.4.4	Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo	49
<b>14.5</b>	<b>Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas</b>	<b>49</b>
<b>14.6</b>	<b>Tolerancias</b>	<b>49</b>
14.6.1	Tolerancias en elementos colados en sitio	49
14.6.2	Tolerancias en elementos prefabricados	50

## **ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO**

### **1 CONSIDERACIONES GENERALES**

#### **1.1 Alcance**

En este Capítulo se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto reforzado, presforzado y parcialmente presforzado. Se dan requisitos complementarios para concreto ligero y concreto de alta resistencia. Se incluyen estructuras coladas en el lugar y prefabricadas.

En este Capítulo se hace referencia a las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTC-Concreto) del reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF). Siempre que en el texto de las NTC-Concreto se haga referencia al Título Sexto del RCDF se entenderá que se hace referencia al Título de Seguridad Estructural del Reglamento de Construcciones de la localidad; cuando se haga referencia a las NTC-Criterios y Acciones del RCDF se entenderá que se hace en el Tomo 1 de este Volumen; cuando se haga a las NTC-Sismo del RCDF; cuando se haga a las NTC-Viento del RCDF y cuando se haga referencia al Corresponsable en Seguridad Estructural o al Director Responsable de Obra, se entenderá que se hace a las personas autorizadas para desempeñar las funciones correspondientes como se establece en la definición de la Sección 4.5.

#### **1.2 Unidades**

En las expresiones que aparecen en estas Normas deben utilizarse las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza N	(newton)
Longitud	mm(milímetro)
Momento	N·mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

Siempre que es posible, las expresiones están escritas en forma adimensional; de lo contrario, junto a las expresiones en sistema internacional, se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en el sistema gravitacional usual, empleando las unidades siguientes:

Fuerza	kgf (kilogramo fuerza)
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kgf·cm

Esfuerzo      kgf/cm<sup>2</sup>

(En estas Normas, el kilogramo fuerza se representa con kg)

Cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Sin embargo, no se pretende prohibir otras unidades empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en  $t \cdot m$ .

### **1.3 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 prescritos en este Volumen.

El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en esta Norma.

#### **1.3.1 Estados límite de falla**

Según el criterio de estados 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,  $F_R$ , prescrito en la Sección 3.6. 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 la en este Volumen.

#### **1.3.2 Estados límite de servicio**

Sea que se aplique el criterio de estados 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.

#### **1.3.3 Diseño por durabilidad**

Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en la Sección 4.

## 2 MATERIALES

Las normas mexicanas (NMX) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

### 2.1 Concreto

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales tendrá un peso volumétrico en estado fresco superior a  $22 \text{ kN/m}^3$  ( $2.2 \text{ t/m}^3$ ).

Los requisitos adicionales para concretos de alta resistencia con resistencia especificada a la compresión,  $f'_c$ , igual o mayor que  $40 \text{ MPa}$  ( $400 \text{ kg/cm}^2$ ) se encuentran en la Sección 11.1.

#### 2.1.1 Materiales componentes

En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 o 40, que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE así como los especificados en la Tabla 4.6.1 de las NTC-Concreto.

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C- 111-ONNCCE con las modificaciones y adiciones establecidas en la Sección 14.3.1. El concreto se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a  $2.6 \text{ t/m}^3$  (caliza, basalto, etc.). Se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características.

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

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del DRO. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255-ONNCCE.

#### 2.1.2 Resistencia a compresión

Los concretos tendrán una resistencia especificada,  $f'_c$ , igual o mayor que  $25 \text{ MPa}$  ( $250 \text{ kg/cm}^2$ ). Deberá comprobarse que el 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 satisfacen los requisitos prescritos en la Sección 14.3.3.3. El DRO, podrá autorizar el uso de resistencias,  $f'_c$ , distintas de la antes mencionada, sin que sean inferiores a  $20 \text{ MPa}$  ( $200 \text{ kg/cm}^2$ ).

Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos y proporcionarse por peso.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media,  $\overline{f'_c}$ , mayor que la especificada,  $f'_c$ , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

### 2.1.3 Resistencia a tensión

Se considera como resistencia media a tensión,  $\overline{f'_t}$ , de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 150 × 300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163-ONNCCE. Pueden usarse valores de la resistencia media a tensión o del módulo de rotura que estén en función de la resistencia a compresión  $f'_c$  siempre que estén respaldados por información experimental en estas unidades.

### 2.1.4 Módulo de elasticidad

Pueden usarse valores de  $E_c$  determinados experimentalmente según la norma NMX-C-128-ONNCCE o que estén en función de la resistencia a compresión cuando exista información experimental.

También puede calcularse el módulo de elasticidad con la siguiente expresión:

$$E_c = w^{1.5} 40 \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

$$\left( E_c = w^{1.5} 4\,000 \sqrt{f'_c} \right)$$

En donde:

$E_c$  está en MPa;

$w$  es el peso volumétrico del concreto en  $\text{kN/m}^3$ ;

$f'_c$  es la resistencia del concreto en MPa ( $E_c$  y  $f'_c$  en  $\text{kg/cm}^2$  y  $w$  en  $\text{t/m}^3$  en la expresión entre paréntesis).

En problemas de revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE.

### 2.1.5 Contracción por secado

A falta de información experimental, se puede suponer la contracción por secado final,  $\epsilon_{cf}$ , igual a 0.001.

### 2.1.6 Deformación diferida

A falta de información experimental, se puede suponer un coeficiente de deformación axial diferida final,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i} \quad (2)$$

Igual a 2.4. Las flechas diferidas se deberán calcular con la Sección 3.2.

$\delta_f$  es la deformaciones axial final;

$\delta_i$  es la deformaciones axial inmediata;

## 2.2 Acero

Se aplicará lo estipulado en la sección 2.2 de las NTC-Concreto.

## 3 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

### 3.1 Estructuración

#### 3.1.1 Sistema estructural resistente a cargas gravitacionales y sísmicas

El Sistema Estructural Resistente a Fuerzas Gravitacionales y Sísmicas (SERFGS) está constituido por todos los elementos estructurales que transmiten las fuerzas de la parte superior de la estructura a la cimentación. El Director Responsable de Obra (DRO) deberá establecer o verificar que esté establecido claramente en la memoria de cálculo cuál es el SERFGS de la obra y cuál es la trayectoria de fuerzas y acciones correspondiente. Todos los elementos estructurales que forman parte del SERFGS deberán cumplir las especificaciones sobre estados límite de resistencia y servicio de estas Normas. Las uniones o conexiones entre elementos estructurales deberán permitir que las fuerzas puedan transmitirse a través de ellas.

Las irregularidades de los SERFGS se tomarán en cuenta de acuerdo con lo dispuesto en el Capítulo 10, de estas normas.

#### 3.1.2 Restricciones y limitaciones para SERFGS que deban resistir acciones sísmicas

El sistema básico estructural o SERFGS deben conformarse con alguno de los tipos indicados o una combinación de sistemas en las direcciones de análisis.

## **3.2 Análisis**

### **3.2.1 Análisis lineal**

Se aplicará lo estipulado en la sección 3.2.1.1 de las NTC-Concreto

#### **3.2.1.1 Efectos de esbeltez**

Se aplicará lo estipulado en la sección 3.2.2 de las NTC-Concreto

### **3.3 Análisis de losas**

Se aplicará lo estipulado en la sección 3.3 de las NTC-Concreto

### **3.4 Análisis de losas planas**

Se aplicará lo estipulado en la sección 3.4 de las NTC-Concreto

### **3.5 Hipótesis para la obtención de resistencias a flexión, carga axial y flexocompresión**

Se aplicará lo estipulado en la sección 3.5 de las NTC-Concreto

### **3.6 Factores de resistencia**

Se aplicará lo estipulado en la sección 3.7 de las NTC-Concreto.

### **3.7 Dimensiones de diseño**

Se aplicará lo estipulado en la sección 3.8 de las NTC-Concreto.

### **3.8 Revestimientos**

Se aplicará lo estipulado en la sección 3.9 de las NTC-Concreto.

## **4 DISEÑO POR DURABILIDAD**

### **4.1 Disposiciones generales**

La durabilidad será tomada en cuenta en el diseño, mediante la determinación de la clasificación de exposición y cumpliendo con los siguientes requisitos:

- a) Calidad y curado del concreto;
- b) Restricciones en los contenidos químicos;
- c) Recubrimiento del acero de refuerzo; y

- d) Precauciones en la reacción álcali-agregado.

Los requisitos para el cemento u otros sistemas para protección serán los establecidos en la sección 4.1.3 de las NTC-Concreto.

#### **4.2 Clasificación de exposición**

Se aplicará lo estipulado en la sección 4.2 de las NTC-Concreto.

#### **4.3 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2**

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.3 de las NTC-Concreto, donde el concreto tendrán una resistencia a compresión especificada,  $f'_c$ , no menor de 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>).

#### **4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C**

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.4 de las NTC-Concreto, donde el concreto tendrá una resistencia a compresión especificada,  $f'_c$ , no menor de:

- a) 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>) para clasificación B1;
- b) 25 MPa (250 kg/cm<sup>2</sup>) para clasificación B2; y
- c) 50 MPa (500 kg/cm<sup>2</sup>) para clasificación C.

#### **4.5 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D**

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.5 de las NTC-Concreto.

#### **4.6 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos**

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.6 de las NTC-Concreto.

#### **4.7 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión**

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.7 de las NTC-Concreto.

#### **4.8 Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión**

Para los requisitos de restricción sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión, el contenido de sulfatos y las restricciones sobre otras sales, se aplicarán los requisitos de la sección 4.8 de las NTC-Concreto.

#### 4.9 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo

Se aplicarán los requisitos de la sección 4.9 de las NTC-Concreto.

El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo, tanto longitudinal como transversal, no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

- En columnas y trabes, 20 mm, en losas, 15 mm, y en cascarones, 10 mm. Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

Para protección contra la corrosión el recubrimiento en vigas, trabes y contr trabes no será menor que el valor dado en la Tabla 1, de acuerdo con la clasificación de exposición y la resistencia especificada del concreto. En losas, muros y elementos prefabricados el recubrimiento no será menor de 0.75 veces los indicados en dicha tabla, según corresponda.

Cuando el concreto es colado sobre o contra el terreno y no se conozcan las condiciones de agresividad del terreno, el mínimo recubrimiento para la superficie en contacto con el terreno será 75 mm, o 50 mm si se emplea plantilla o membrana impermeable entre el terreno y el concreto por colar.

**Tabla 1 - Recubrimiento mínimo requerido**

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, kg/cm <sup>2</sup>							
	150 <sup>(2)</sup>	200	250	300	400	500	600	700
	Recubrimiento mínimo requerido (mm)							
A1	30	25	25	20	20	20	15	15
A2	50	40	35	30	25	25	20	20
B1	65	50	40	35	30	30	25	25
B2	-	-	50	45	40	35	30	30
C	-	-	-	-	-	70 <sup>(1)</sup>	65 <sup>(1)</sup>	60 <sup>(1)</sup>

<sup>1</sup> Además se requiere emplear un contenido de cemento Pórtland no menor que 350 kg/m<sup>3</sup> y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

<sup>2</sup> Ver Sección 13.2.1.2 de resistencia a compresión.

#### 4.10 Reacción álcali-agregado

Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali-agregado.

### 5 ESTADOS LÍMITE DE FALLA

## **5.1 Flexión**

### **5.1.1 Requisitos generales**

Se aplicará lo estipulado en la sección 5.1.1 de las NTC-Concreto.

### **5.1.2 Dimensionamiento**

Se aplicará lo estipulado en la sección 5.1.2 de las NTC-Concreto.

### **5.1.3 Resistencia a flexión**

Se aplicará lo estipulado en la sección 5.1.3 de las NTC-Concreto.

### **5.1.4 Refuerzo a flexión**

Se aplicará lo estipulado en la sección 5.1.4 de las NTC-Concreto.

## **5.2 Flexocompresión**

Se aplicará lo estipulado en la sección 5.2 de las NTC-Concreto.

## **5.3 Fuerza cortante en vigas y columnas**

### **5.3.1 Requisitos generales**

Los requisitos de la Sección 5.3 se aplican a vigas sin presfuerzo o con presfuerzo con relación  $L/h \geq 5$ .

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

Cuando una carga concentrada actúa a no más de  $0.5d$  del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos de las Secciones 5.3.2 y 5.3.3, se revisará con el criterio de cortante por fricción.

El refuerzo para flexión debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante. Para lograr este anclaje en zapatas de sección constante basta suministrar en los extremos de las barras dobles a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

### **5.3.2 Dimensionamiento**

Para secciones  $L$ ,  $T$  o  $I$ , se usará el ancho del alma,  $b'$ , en lugar de  $b$  en todas las ecuaciones y tablas de la Sección 13.5.3. Si el patín está a compresión, al producto  $b'd$  pueden sumarse las cantidades  $t^2$  en vigas  $T$  e  $I$ , y  $t^2/2$  en vigas  $L$ , siendo  $t$  el espesor del patín.

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la ecuación (3).

$$V_u \leq F_R(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}bd) \quad (3)$$

$$\left( V_u \leq F_R(V_c + 2.2\sqrt{f'_c}bd) \right)$$

En elementos de sección circular,  $b$  será el diámetro de la sección y  $d$  será igual a  $0.8D$  en todas las ecuaciones y tablas de la Sección 5.3.

### 5.3.3 Resistencia a fuerza cortante en vigas y columnas

La resistencia a fuerza cortante de un elemento sujeto a flexión o a flexocompresión será la suma de la fuerza cortante de diseño que toma el concreto,  $V_{cR}$ , y de la fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo para cortante,  $V_{sR}$ .

#### 5.3.3.1 Fuerza cortante de diseño que toma el concreto en elementos no presforzados

Se calculará con cualquiera de las ecuaciones (4) o (5).

$$V_{cR} = F_R \left( 0.17 \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6a_g} \right) bd \quad (4)$$

$$\left( V_{cR} = F_R \left( 0.5 \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6a_g} \right) bd \right)$$

$$V_{cR} = F_R \left( 0.66(p)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6a_g} \right) bd \quad (5)$$

$$\left( V_{cR} = F_R \left( 2(p)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6a_g} \right) bd \right)$$

La fuerza  $P_u$  se considerará positiva si es de compresión y negativa si es de tensión.

Se deberá cumplir con:

$$V_{CR} < F_R 0.42 \sqrt{f'_c} bd \quad (6)$$

$$\left( [V_{CR} < F_R 1.33 \sqrt{f'_c} bd] \right)$$

$$\frac{P_u}{6A_g} \leq 0.05 f'_c \quad (7)$$

### 5.3.3.2 Fuerza cortante de diseño que toma el concreto en elementos presforzados (método aproximado)

Esta Sección se aplica a elementos presforzados en los que la fuerza efectiva de presfuerzo es transferida por completo al concreto usando el método aproximado.

Para miembros presforzados a flexión que cumplan con  $(A_{ps} f_{se} \geq 0.4 A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$ ,  $V_{CR}$  puede ser calculado como el menor de los valores obtenidos con las Ecuaciones (8), (9), (10), pero no debe ser menor que  $0.17 \sqrt{f'_c} bd$ . En forma alternativa se permite calcular  $V_{CR}$  de acuerdo con 5.3.3.3.

$$V_{CR} = F_R \left( 0.05 \sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) bd \quad (8)$$

$$V_{CR} = F_R \left( \left( 0.16 \sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) bd \right)$$

$$V_{CR} = F_R (0.05 \sqrt{f'_c} + 4.8) bd \quad (9)$$

$$V_{CR} = F_R \left( (0.16 \sqrt{f'_c} + 49) bd \right)$$

$$V_{CR} = F_R 0.42 \sqrt{f'_c} bd \quad (10)$$

$$V_{CR} = F_R (1.33 \sqrt{f'_c} bd)$$

### 5.3.3.3 Fuerza cortante de diseño que toma el concreto en elementos presforzados (método general)

Esta sección se aplica a elementos presforzados en los que la fuerza efectiva de presfuerzo es transferida por completo al concreto usando el método general.

Se aplicará lo estipulado en el inciso 5.3.3.1.d de las NTC-Concreto.

### 5.3.3.4 Fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo por cortante en elementos no presforzados

En todas las secciones de un elemento, excepto los incluidos en la Tabla 2, debe proporcionarse refuerzo por cortante. Dicho 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. En secciones circulares pueden usarse anillos cerrados o hélices. El área y la separación de refuerzo por cortante dependerán de la relación entre  $V_u$  y  $V_{cR}$  y serán los especificados en la Tabla 3.

Para refuerzo por cortante en columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de  $f_y$  mayor que 420 MPa (4200 kg/cm<sup>2</sup>). Para diseño, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 550 MPa (5500 kg/cm<sup>2</sup>). No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor que 45 grados, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor que 30 grados.

Si no fuese posible colocar estribos o barras dobladas, como en zapatas o losas de gran peralte, la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_c$ , deberá reducirse multiplicándola por un factor de reducción por tamaño,  $\lambda_s$ , igual a  $\sqrt{\frac{2}{(1+0.004d)}} \leq 1.0$  ( $d$  en mm).

**Tabla 2 - Refuerzo por cortante**

Condición	$A_v/s$	$S_{max}$ a lo largo	$S_{max}$ a lo ancho
$V_{cR} \leq V_u \leq F_R(0.42)\sqrt{f'_c}bd$ ( $V_{cR} \leq V_u \leq F_R(1.33)\sqrt{f'_c}bd$ )	$\frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y d}$	0.5d	d
$F_R(0.42)\sqrt{f'_c}bd \leq V_u$ ( $F_R(1.33)\sqrt{f'_c}bd \leq V_u$ )	$\frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y d}$	0.25d	0.5d
$V_u \leq V_{cR}$ Excepto elementos que no requieren $A_{vmin}$	$A_{vmin}/s = 0.10\sqrt{f'_c} \frac{b}{f_y}$ ( $A_{vmin}/s = 0.30\sqrt{f'_c} \frac{b}{f_y}$ )	0.5d	d

**Tabla 3 - Elementos que no requieren  $A_{vmin}$**

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 250$ mm
Integrales con la losa	$h \leq$ el mayor de $2.5t_{patin}$ o $0.5b'$ , y $h \leq 600$ mm
Construidas con concreto de peso	$h \leq 600$ mm, y

normal reforzado con fibras de acero	$V_u \leq 0.17\sqrt{f'_c}b'd$ ( $V_u \leq 0.53\sqrt{f'_c}b'd$ )
Viguetas en una dirección	Ninguna

En vigas o columnas con estribos o anillos cerrados, la fuerza cortante de diseño que toma el acero se calculará con la ecuación ( 11 ):

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{s} \quad (11)$$

Cuando el refuerzo está constituido por estribos verticales esta ecuación se simplifica:

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s} \quad (12)$$

### 5.3.3.5 Fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo por cortante en elementos presforzados

Se aplicará lo estipulado en las secciones 5.3.5.3 y 5.3.5.4 de las NTC-Concreto.

### 5.3.3.6 Detallado

Se aplicará lo estipulado en la sección 5.3.5.5 de las NTC-Concreto.

## 5.4 Fuerza cortante en losas y zapatas

Se aplicará lo, estipulado en la sección 5.3.6 de las NTC-Concreto.

## 5.5 Torsión

Se aplicará lo, estipulado en la sección 5.4 de las NTC-Concreto.

## 5.6 Aplastamiento

Se aplicará lo estipulado en la sección 5.5 de las NTC-Concreto.

# 6 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

## 6.1 Anclaje

### 6.1.1 Requisito general

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.

## 6.1.2 Longitud de desarrollo de barras a tensión

### 6.1.2.1 Barras rectas

**La longitud de desarrollo,  $L_d$ , en la cual se considera que una barra a tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica,  $L_{db}$ , dada por la ecuación ( 13 ), por el factor o los factores indicados en la**

Tabla 4. Las disposiciones de esta Sección son aplicables a barras de diámetro no mayor de 3.81 cm. (Núm. 12).

$$\left( L_{bd} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \quad \left( \text{usando } \frac{kg}{cm^2} \text{ y } cm \right) \quad (13)$$

En donde:

- $a_s$       área transversal de la barra;
- $d_b$       diámetro nominal de la barra;
- $c$         separación o recubrimiento; úsese el menor de los valores siguientes:
  - 1) distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;
  - 2) la mitad de la separación entre centros de barras.
- $K_{tr}$       índice de refuerzo transversal; igual a:  $\frac{A_{tr} f_{yv}}{100 s n}$  , usando  $kg/cm^2$  )
- $A_{tr}$       área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación  $s$ , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan;
- $f_{yv}$       esfuerzo especificado de fluencia de refuerzo transversal;
- $s$         máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a  $L_d$ ; y
- $n$         número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento.

Por sencillez en el diseño, se permite suponer  $K_{tr} = 0$ , aunque haya refuerzo transversal.

En ningún caso  $L_d$  será menor que 30 cm.

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 1.2. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica  $L_d$ .

**Tabla 4 - Factores que modifican la longitud básica de desarrollo<sup>1</sup>**

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 1.91 cm (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 4,200 kg/cm <sup>2</sup> .	$\left(2 - \frac{4200}{f_y}\right)$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 1.91 cm (número 6).	1.2
Acero de flexión en exceso 2	$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proporcionado}}$
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 menor que $6d_b$	1.5
- Otras condiciones	1.2
Todos los otros casos	1.0

<sup>1</sup> Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;

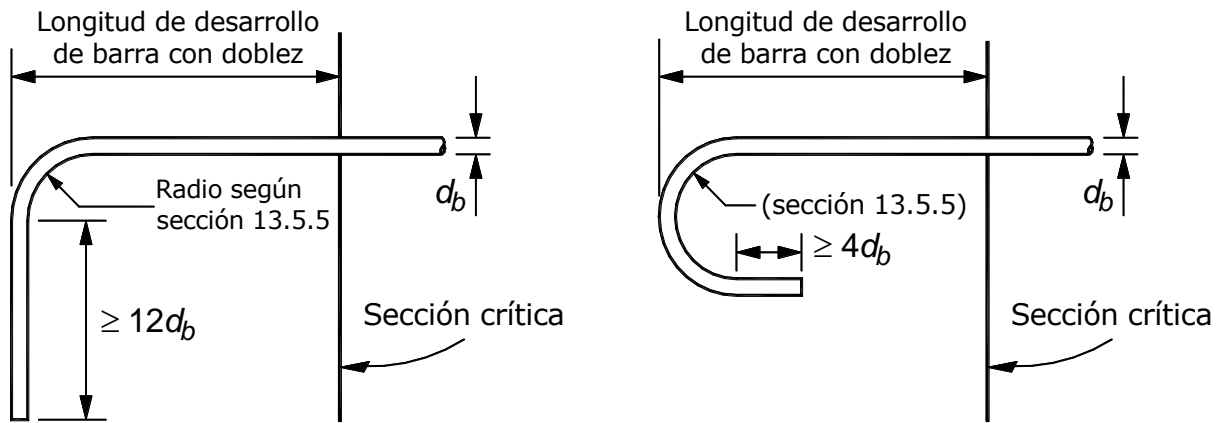
<sup>2</sup> Excepto en zonas de articulaciones plásticas y marcos con ductilidad alta

### 6.1.2.2 Barras con dobleces

Esta Sección se refiere a barras a tensión que terminan con dobleces a 90 o 180 grados que cumplan con los requisitos de la Sección 6.5, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que  $12d_b$  para dobleces a 90 grados, ni menor que  $4d_b$  para dobleces a 180 grados. En estas barras se toma como longitud de desarrollo la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño externo de la barra después del doblez (Figura 1). La longitud de desarrollo se obtendrá multiplicando la longitud de desarrollo básica dada por la expresión:

$$\left(\frac{0.076 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}\right) \quad \left(\text{usando } \frac{kg}{cm^2} \text{ y } cm\right) \quad (14)$$

Por el factor o los factores de la Tabla 5 que sean aplicables, pero sin que se tome menor que 15 cm ni que  $8d_b$ .



**Figura 1. Longitud de desarrollo de barras con dobleces**

**Tabla 5 - Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces<sup>1</sup>**

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro no mayor que 3.49 cm (número 11), con recubrimiento libre lateral (normal al plano del doblez) no menor que 6 cm, y para barras con doblez a 90 grados, con recubrimiento libre del tramo de barra recto después del doblez no menor que 5 cm	0.7
Barras de diámetro no mayor que 3.49 cm (número 11), confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados entre sí no más de $3d_b$	0.8
En concreto ligero	1.3
Barras lisas	1.9
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico	1.2
Todos los otros casos	1.0

<sup>1</sup> Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes

### 6.1.3 Longitud de desarrollo de barras a compresión

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.

### 6.1.4 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 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de  $6d_b$  de largo, ni menos de 8 cm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la Sección 6.5.

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.

### **6.1.5 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 ésta se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más 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. La longitud de un alambre desde la sección crítica hasta su extremo no será menor que 20 cm.

### **6.1.6 Requisitos adicionales**

#### **6.1.6.1 Vigas y muros**

En vigas y muros con cargas en su plano, la fuerza de tensión a la que se refiere la Sección 6.1.1, se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.

Los requisitos de la Sección 6.1.1 y del párrafo anterior se cumplen para el acero a tensión, si:

- a) 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.
- b) 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 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 vigas libremente apoyadas.
- c) 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 la Sección 6.1.2.
- d) Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado, se prolonga más allá del centro del apoyo y termina en un doblez de 90 o 180 grados, seguido por un tramo recto de  $12d_b$  o  $4d_b$ , respectivamente. El doblez debe cumplir con los requisitos de la Sección 6.5. En caso de no contar con un espacio suficiente para alojar el doblez, se empleará un anclaje mecánico equivalente al doblez.

Además de los anteriores, deben cumplirse los siguientes requisitos:

- a) En 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.
- b) Cuando la viga sea 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 cara 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  $12d_b$ , ni que un dieciseisavo del claro libre.

### **6.1.6.2 Columnas**

En las intersecciones con vigas o losas las barras de las columnas serán continuas y en su caso cumplirán con las disposiciones de las Secciones 8.2.6 o 9.6, según corresponda.

Las barras longitudinales de columnas de planta baja se anclarán en la cimentación de manera que en la sección de la base de la columna puedan alcanzar un esfuerzo igual al de fluencia en tensión multiplicado por 1.25.

En columnas que deban resistir fuerzas laterales accidentales, se supondrá que se cumple el requisito de la Sección 6.1.1, si la longitud de desarrollo de toda barra longitudinal no es mayor que dos tercios de la altura libre de la columna.

## **6.2 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.

Para calcular resistencias se harán reducciones conforme a la sección 3.8.

## **6.3 Tamaño máximo de agregados**

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que:

- a) Un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes;
- b) Un tercio del espesor de losas; ni
- c) Tres cuartos de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de prefuerzo.

Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

## 6.4 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 el inciso 8.2.2.d de las NTC-Concreto. La sección donde se corte 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 y determinar su recubrimiento, 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.

## 6.5 Dobles del refuerzo

El radio interior de un doblez no será menor que  $(f_y/60 \sqrt{f'_c})$  en kg/cm<sup>2</sup>, veces 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 doblez no será menor que el que marca, para la prueba de doblado, la respectiva norma mexicana.

En todo doblez o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

## 6.6 Uniones del refuerzo

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. Para marcos en zona sísmica C y D, se respetarán los requisitos de las Secciones 8.2.1 y 8.2.2.

### 6.6.1 Uniones de barras sujetas a tensión

#### 6.6.1.1 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.

### **6.6.1.2 Traslape**

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo,  $L_d$ , calculada según la Sección 6.1.2.1, ni que menor que  $(0.1 f_y - 6$  en  $\text{kg/cm}^2)$  veces el diámetro de la barra.

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.

### **6.6.1.3 Anclajes mecánicos**

Los anclajes mecánicos deben ser capaces de desarrollar la resistencia del refuerzo por anclar, sin que se dañe el concreto. Pueden ser, por ejemplo, placas soldadas a las barras, o dispositivos manufacturados para este fin. Los anclajes mecánicos deben diseñarse y en su caso comprobarse por medio de ensayos. Bajo cargas estáticas, se puede admitir que la resistencia de una barra anclada es la suma de la contribución del anclaje mecánico más la adherencia en la longitud de barra comprendida entre el anclaje mecánico y la sección crítica.

### **6.6.1.4 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 50 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. Para marcos de ductilidad media y alta, se respetarán los requisitos de las secciones 6.6.1.5 y 6.6.1.6.

Para que el acero sea soldable, debe cumplir con el requisito de carbono equivalente establecido en la norma NMX-B-457-CANACERO.

Las uniones con soldadura se deberán realizar siguiendo las especificaciones y métodos expuesto en el "Structural Welding Code Reinforcing Steel". AWS D1.4 y AWS D12.1.

La verificación de las soldaduras se realizará de acuerdo con lo establecido en la Sección 14.2.3.

La verificación de las uniones con dispositivos mecánicos se realizará de acuerdo con lo establecido en la Sección 14.2.4.

#### **6.6.1.5 Uniones soldadas para marcos de ductilidad media y alta**

- a) Las uniones soldadas de barras deberán cumplir con la sección 13.6.6. No se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medido desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.
- b) No se permite soldar estribos, grapas, accesorios u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por diseño.

#### **6.6.1.6 Uniones con dispositivos mecánicos para marcos de ductilidad media y alta**

- a) Se aceptarán dos tipos
  - a. El tipo 1 deberá cumplir los requisitos especificados en la Sección 6.6; y
  - b. El tipo 2, además de cumplir con los requisitos especificados en la Sección 6.6, deberá ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.
- b) Los dispositivos mecánicos del tipo 1 no se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medido desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.
- c) Se podrán usar los dispositivos mecánicos tipo 2 en cualquier lugar.

#### **6.6.2 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 la Sección 13.6.1.3, ni que  $(0,01 f_y - 10 \text{ kg/cm}^2)$  veces el diámetro de la barra.

#### **6.6.3 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  $0.5 f_y$ . 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 al esfuerzo en los alambres sea menor o igual que  $0.5 f_y$ , el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 5 cm.

## 6.7 Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$\left( a_{s1} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \right) \quad (15)$$

En donde

$a_{s1}$  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  $x_1$ ; y

$x_1$  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  $1.5 a_{s1}$ .

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 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  $3.5 x_1$ .

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, 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.

## **6.8 Separación entre barras de refuerzo**

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en 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 la Sección 6.3.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre 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.

## **6.9 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 (Sección 14.3.10), 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.

# **7 DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES EN ZONA DE SISMICIDAD BAJA**

Los requisitos de este Capítulo se aplican a las edificaciones ordinarias construidas en zonas sísmicas A y B, para los casos en que no se requiere un comportamiento estructural dúctil con alta disipación de energía por deformación.

## **7.1 Vigas**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.2 de las NTC-Concreto.

## **7.2 Columnas**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.3 de las NTC-Concreto.

## **7.3 Losas**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.5 de las NTC-Concreto, excepto que la sección 7.5.1 de dichas normas quedará en la siguiente forma:

Cuando sea aplicable la tabla 3.3.1 de las NTC-Concreto podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250. En

este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con  $a_2 = 2a_1$ .

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

$$f_s \leq 252 \text{ MPa} \quad y \quad w \leq 3.8 \text{ KN/m}^2 \quad \left( f_s \leq 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad y \quad w \leq 380 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

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

$$0.182 \sqrt[4]{f_s w} \quad (16)$$

$$(0.032 \sqrt[4]{f_s w})$$

En donde:

$f_s$  es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa;

$w$  es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio, en  $\text{kN/m}^2$  ( $f_s$  puede suponerse igual a  $0.6f_y$ ), ( $f_s$  y  $w$  en  $\text{kg/cm}^2$  y  $\text{kg/m}^2$ , respectivamente, en la expresión entre paréntesis).

## 7.4 Elementos estructurales de cimentaciones

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.9 de las NTC-Concreto.

## 7.5 Muros

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro,  $H_m$ , y la altura crítica  $H_{cr}$ , definida en la Sección 7.5.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

### 7.5.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.4.1 de las NTC-Concreto.

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

#### 7.5.2.1 Alcances y requisitos generales

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que  $0.3 f'_c A_g$ , con

relación  $L/t$  no mayor de 70 (donde  $L$  es la longitud horizontal del muro y  $t$  es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación  $L/t$  debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en las Secciones 7.5.1 y 3.6. El espesor de estos muros no será menor de 130 mm; 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 m, el espesor de los muros puede ser de 100 mm.

En edificaciones construidas en las zonas sísmicas A y B, los muros no requieren tener los elementos de refuerzo en los extremos prescritos en la Sección 8.2.3.

#### **7.5.2.2 Momentos flexionantes de diseño**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.4.2.2 de las NTC-Concreto.

#### **7.5.2.3 Flexión y flexocompresión**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.4.2.3 de las NTC-Concreto.

#### **7.5.2.4 Fuerza cortante**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.4.2.4 de las NTC-Concreto.

#### **7.5.2.5 Muros acoplados**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.4.2.5 de las NTC-Concreto.

### **7.6 Diafragmas y elementos a compresión**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.8 de las NTC-Concreto, y en la norma mexicana NMX-C-405-ONNCCE.

#### **7.6.1 Alcance**

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, así como a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a o entre elementos resistentes a fuerzas laterales.

#### **7.6.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.8.2 de las NTC-Concreto.

#### **7.6.3 Espesor mínimo del firme**

El espesor del firme no será menor que 60 mm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más. En ningún caso será menor que 30 mm.

Se deberá considerar lo indicado en la NMX-C-406-ONNCCE “Sistemas de vigueta y bovedilla y componentes prefabricados similares para losas”.

#### **7.6.4 Diseño**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.8.4 de las NTC-Concreto.

#### **7.6.5 Refuerzo**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.8.5 de las NTC-Concreto.

#### **7.6.6 Elementos de refuerzo en los extremos**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.8.6 de las NTC-Concreto.

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

Se aplicará lo estipulado en el apéndice C de las NTC-Concreto.

### **8 DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES EN ZONA DE SISMICIDAD ALTA**

#### **8.1 Requisitos generales**

Los requisitos de este Capítulo se aplican a las edificaciones construidas en zonas sísmicas C y D, en los casos en que se busca un comportamiento estructural dúctil con alta disipación de energía por deformación y donde se ponga especial cuidado en el detalle de los elementos no estructurales a fin de que no se dañen al ocurrir sismos intensos.

##### **8.1.1 Factor de comportamiento sísmico para análisis y diseño**

Se aplicará lo estipulado en el Tomo de Diseño por Sismo, de este Volumen.

##### **8.1.2 Miembros estructurales de cimentaciones**

Los requisitos de la Sección 13.7 se aplicarán también a los elementos estructurales de la cimentación.

##### **8.1.3 Requisitos complementarios**

Se aplicará en su totalidad lo estipulado en el Capítulo 9 de las NTC-Concreto.

## **8.2 Requisitos especiales**

Los elementos estructurales deberán satisfacer las disposiciones indicadas en la sección 9.1 de las NTC-Concreto.

### **8.2.1 Vigas**

Se aplicará en su totalidad lo estipulado en la sección 9.2 de las NTC-Concreto.

### **8.2.2 Columnas**

Se aplicará en su totalidad lo estipulado en la sección 9.3 de las NTC-Concreto.

### **8.2.3 Muros**

Se aplicará en su totalidad lo estipulado en la sección 9.4 de las NTC-Concreto.

### **8.2.4 Losas apoyadas en su perímetro**

Se aplicará en su totalidad lo estipulado en la sección 9.5 de las NTC-Concreto.

### **8.2.5 Losas planas**

No se permitirán losas planas en zonas de alta sismicidad.

### **8.2.6 Conexiones viga – columna**

Se aplicará en su totalidad lo estipulado en la sección 9.7 de las NTC-Concreto.

### **8.2.7 Conexiones viga – columna con articulaciones alejadas de la cara de las columnas**

Se aplicará en su totalidad lo estipulado en la sección 9.8 de las NTC-Concreto.

### **8.2.8 Diafragmas y elementos a compresión**

Se aplicará en su totalidad lo estipulado en la sección 9.9 de las NTC-Concreto.

## **9 LOSAS PLANAS**

### **9.1 Requisitos generales**

El uso de losa plana solamente será permitido en las zonas A y B de sismicidad media y baja.

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este Capítulo serán aplicables al diseño de losas planas. En la fabricación de losas planas, se usará concreto con una resistencia mínima a la compresión de 25 MPa (250 kg/cm<sup>2</sup>).

Losas planas son aquéllas 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 del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 100 mm. 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 entre losa y muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 250 mm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 200 mm de ancho y el resto de ellas de al menos 100 mm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 50 mm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 10 kN (1000 kg) en un área de  $100 \times 100$  mm, 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 la sección 7.8 de las NTC Concreto, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano de las fuerzas de inercia generadas por el sismo a los elementos verticales resistentes.

## **9.2 Sistemas losa plana–columnas para resistir fuerzas laterales**

Se aplicará lo estipulado en las secciones 7.6 y 8.6 de las NTC-Concreto.

## **9.3 Análisis**

### **9.3.1 Requisitos generales**

Se aplicará lo estipulado en las secciones 3.4 y 7.6.1 de las NTC-Concreto.

### **9.3.2 Análisis aproximado por carga vertical**

Se aplicará lo estipulado en la sección 3.4.2 de las NTC-Concreto.

### **9.3.3 Análisis aproximado ante fuerzas laterales**

Se aplicará lo estipulado en la sección 3.4.3 de las NTC-Concreto.

### **9.4 Transmisión de momento entre losa y columnas**

Se aplicará lo estipulado en las secciones 3.4.4 y 7.6.2 de las NTC-Concreto.

### **9.5 Dimensionamiento del refuerzo para flexión**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.6.3 de las NTC-Concreto.

### **9.6 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.6.4 de las NTC-Concreto.

### **9.7 Secciones críticas para momento**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.6.5 de las NTC-Concreto.

### **9.8 Distribución de los momentos en las franjas**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.6.6 de las NTC-Concreto.

### **9.9 Efecto de la fuerza cortante**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.6.7 de las NTC-Concreto.

### **9.10 Peraltes mínimos**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.6.1 y 7.6.8 de las NTC-Concreto.

### **9.11 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 el peralte efectivo del resto de la losa, pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

### **9.12 Aberturas**

Se aplicará lo estipulado en la sección 7.6.10 de las NTC-Concreto.

## **10 CONCRETO PRESFORZADO**

### **10.1 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 con una resistencia mínima a la compresión de 25 MPa (250 kg/cm<sup>2</sup>). Se permitirá el uso de tendones de presfuerzo no adheridos sólo en losas que cumplan con los requisitos de la Sección 10.7.

En elementos de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio. Se deberán tomar en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

#### **10.1.1 Definición de elementos de acero para presfuerzo**

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.1.1 de las NTC-Concreto.

#### **10.2 Requerimientos de resistencia y servicio para miembros a flexión presforzados**

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.2 de las NTC-Concreto.

#### **10.3 Estados límite de falla**

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.3 de las NTC-Concreto.

#### **10.4 Estados límite de servicio**

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.4 de las NTC-Concreto.

#### **10.5 Pérdidas de presfuerzo**

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.5 de las NTC-Concreto.

#### **10.6 Requisitos complementarios**

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.6 de las NTC-Concreto.

#### **10.7 Losas postensadas con tendones no adheridos**

Se aplicará lo estipulado en la sección 11.7 de las NTC Concreto.

## **11 CONCRETOS ESPECIALES**

Se aplicará lo estipulado en el Capítulo 12 Concretos Especiales de las NTC-Concreto.

### **11.1 Concretos de alta resistencia**

Se aplicará lo estipulado en la sección 12.2 de las NTC-Concreto.

### **11.2 Concretos autocompactantes**

Se aplicará lo estipulado en la sección 12.3 de las NTC-Concreto.

### **11.3 Concretos ligeros**

Se aplicará lo estipulado en la sección 12.4 de las NTC-Concreto.

### **11.4 Concretos reforzados con fibras**

Se aplicará lo estipulado en la sección 12.5 de las NTC-Concreto.

### **11.5 Concreto lanzado**

Se aplicará lo estipulado en la sección 12.6 de las NTC-Concreto

### **11.6 Concretos reciclados**

Se aplicará lo estipulado en la sección 12.7 de las NTC-Concreto

#### **11.6.1 Concreto prefabricado**

Para estructuras con elementos prefabricados de concreto reforzado, se aplicarán los requisitos generales indicados en el inciso 7.1.2 de las NTC-Concreto.

#### **11.6.2 Conexiones**

Se aplicará lo estipulado en el inciso 7.7.4 de las NTC-Concreto.

#### **11.6.3 Sistemas de piso**

Se aplicará lo estipulado en el inciso 7.5.5 y la sección 7.8 de las NTC-Concreto.

#### **11.6.4 Firmes colados sobre elementos prefabricados**

Se aplicará lo estipulado en el inciso 7.8.2 de las NTC-Concreto.

#### **11.6.5 Espesor mínimo del firme**

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.3 de las NTC-Concreto.

#### **11.6.6 Diseño**

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.4 de las NTC-Concreto.

#### **11.6.7 Refuerzo**

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.5 de las NTC-Concreto.

#### **11.6.8 Refuerzo**

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.8.6 de las NTC-Concreto.

### **12 CONCRETO SIMPLE**

#### **12.1 Limitaciones**

Se aplicará lo estipulado en la sección 13.1 de las NTC-Concreto.

#### **12.2 Juntas**

Se aplicará lo estipulado en la sección 13.2 de las NTC-Concreto.

#### **12.3 Método de diseño**

Se aplicará lo estipulado en la sección 13.3 de las NTC-Concreto.

#### **12.4 Esfuerzos de diseño**

Se aplicará lo estipulado en la sección 13.4 de las NTC-Concreto.

### **13 CASOS EN LOS QUE NO SE APLICA LA TEORÍA GENERAL DE FLEXIÓN**

#### **13.1 Ménsulas**

##### **13.1.1 Requisitos generales**

Se permite dimensionar las ménsulas con el método de puntales y tensores del Apéndice B de las NTC-Concreto, cuando la relación entre la distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula,  $a$ , y el peralte efectivo medido en dicho paño,  $d$ , es menor que 2.0. Cuando la relación  $a/d$ , sea menor o igual a 1.0, y la tensión horizontal de diseño,  $P_{hu}$ , no exceda la carga vertical de diseño,  $P_{vu}$ , se pueden aplicar las disposiciones de las secciones 10.1.2 a 10.1.4 de las NTC-Concreto en el dimensionamiento de ménsulas.

### **13.1.2 Dimensionamiento del refuerzo**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.1.2 de las NTC-Concreto.

### **13.1.3 Detallado del refuerzo**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.1.3 de las NTC-Concreto.

### **13.1.4 Área de apoyo**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.1.4 de las NTC-Concreto.

## **13.2 Vigas con apoyos no monolíticos**

### **13.2.1 Vigas con extremos completos**

Se aplicará en su totalidad lo estipulado en la sección 10.2.1 de las NTC-Concreto.

### **13.2.2 Vigas con extremos recortados**

Se aplicará en su totalidad lo estipulado en la sección 10.2.2 de las NTC-Concreto.

## **13.3 Vigas de gran peralte**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.3 de las NTC-Concreto.

### **13.3.1 Resistencia a flexión de vigas de gran peralte**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.3.1 de las NTC-Concreto.

## **13.4 Disposición del refuerzo por flexión**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.3.2 de las NTC-Concreto.

#### **13.4.1 Fuerza cortante en vigas de gran peralte**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.3.3 de las NTC-Concreto.

#### **13.4.2 Disposición del refuerzo por fuerza cortante**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.3.4 de las NTC-Concreto.

#### **13.4.3 Revisión de las zonas a compresión**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.3.5 de las NTC-Concreto.

#### **13.4.4 Dimensionamiento de los apoyos**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.3.6 de las NTC-Concreto.

#### **13.4.5 Vigas de gran peralte que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (vigas de acoplamiento)**

Se aplicará lo estipulado en la sección 10.3.7 de las NTC-Concreto.

### **14 CONSTRUCCIÓN**

#### **14.1 Cimbra**

##### **14.1.1 Disposiciones generales**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.1.1 de las NTC-Concreto.

##### **14.1.2 Descimbrado**

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en el Título Sexto del Reglamento, y en particular las cargas vivas transitorias de la sección 6.1.3 de las NTC sobre Criterios y Acciones.

Los elementos de concreto presforzado deberán permanecer cimbrados hasta que la fuerza de presfuerzo haya sido aplicada y sea tal que, por lo menos, permita soportar el peso propio del elemento y las cargas adicionales que se tengan inmediatamente después del descimbrado.

#### **14.2 Acero de refuerzo**

### **14.2.1 Disposiciones generales**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.2.1 de las NTC-Concreto.

### **14.2.2 Control en la obra**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.2.2 de las NTC-Concreto.

### **14.2.3 Requisitos y control de calidad de las uniones soldadas**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.2.3 de las NTC-Concreto.

### **14.2.4 Requisitos y control de calidad de uniones con dispositivos mecánicos**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.2.4 de las NTC-Concreto.

### **14.2.5 Extensiones futuras**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.2.5 de las NTC-Concreto.

## **14.3 Concreto**

### **14.3.1 Materiales componentes**

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad necesarias para concreto clase 1.

La calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos o haya cambio de las fuentes de suministro. Esta verificación de calidad se realizará a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto. El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitir la garantía del fabricante del concreto de que los materiales fueron ensayados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, y que cumplen con los requisitos establecidos en la Sección 13.2.1. En cualquier caso, podrá ordenar la verificación de la calidad de los materiales cuando lo juzgue procedente.

Los materiales pétreos, grava y arena, deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111-ONNCCE, con las modificaciones adicionales indicadas en la Tabla 6, acotada a concreto clase 1.

**Tabla 6 - Requisitos adicionales para materiales pétreos**

<b>Propiedad</b>	<b>Concreto clase 1</b>
Coeficiente volumétrico de la grava, mínimo	0.2
Material más fino que la malla F 0.075 (No. 200) en la arena, porcentaje máximo en peso (NMX-C-084-ONNCCE)	15
Contracción lineal de los finos (pasan la malla No. 40) de la arena y la grava, en la proporción en que éstas intervienen en el concreto, a partir del límite líquido, porcentaje máximo	2

En adición a la frecuencia de verificación estipulada para todos los materiales componentes al principio de esta sección, los requisitos especiales precedentes deberán verificarse cuando menos una vez por mes. Los límites correspondientes a estos requisitos especiales pueden modificarse si el fabricante del concreto demuestra, con pruebas realizadas en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con el requisito de módulo de elasticidad establecido en la Sección Módulo de elasticidad. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en la verificación de estos requisitos para los agregados específicamente considerados en dichas pruebas.

### **14.3.2 Elaboración del concreto**

El concreto podrá ser dosificado en una planta central y transportado a la obra en camiones revolventes, o dosificado y mezclado en una planta central y transportado a la obra en camiones agitadores, o bien podrá ser elaborado directamente en la obra. La dosificación establecida no deberá alterarse, en especial, el contenido de agua. Deberá ser mezclado en una revolvedora mecánica, ya que no se permitirá la mezcla manual de concreto estructural. Adicionalmente, el concreto premezclado o hecho en obra, deberá cumplir los requisitos de elaboración establecidos en la norma NMX-C-403-ONNCCE.

### **14.3.3 Requisitos y control del concreto fresco**

Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se realizarán al concreto muestreado en obra, con las frecuencias indicadas en la sección 15.3.3 de las NTC-Concreto, para concreto clase 1, mismas que se reproducen a continuación y se acotan para la clase de concreto citada.

**Tabla 7 - Frecuencia mínima para toma de muestras de concreto fresco**

<b>Prueba y método</b>	<b>Concreto clase 1</b>
Revenimiento (NMX-C-156- ONNCCE)	Una vez por cada entrega, si es premezclado.
	Una vez por cada revoltura, si es hecho en obra.
Peso volumétrico (NMX-C-162- ONNCCE)	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m <sup>3</sup> de concreto.

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. El revenimiento nominal de los concretos no será mayor de 120 mm. Para permitir la colocación del concreto en condiciones difíciles, o para que pueda ser bombeado, se autoriza aumentar el revenimiento nominal hasta un máximo de 180 mm, mediante el uso de aditivo superfluidificante, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua. En tal caso, la verificación del revenimiento se realizará en la obra antes y después de incorporar el aditivo superfluidificante, comparando con los valores nominales de 120 y 180 mm, respectivamente. Las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras que ya incluyan dicho aditivo.

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá autorizar la incorporación del aditivo superfluidificante en la planta de premezclado para cumplir con revenimientos nominales mayores de 120 mm y estará facultado para inspeccionar tal operación en la planta cuando lo juzgue procedente.

Si el concreto es premezclado y se surte con un revenimiento nominal mayor de 120 mm, deberá ser entregado con un comprobante de incorporación del aditivo en planta; en la obra se medirá el revenimiento para compararlo con el nominal máximo de 180 mm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de revenimiento, su valor determinado deberá concordar con el nominal especificado, con las tolerancias indicadas en la tabla 15.3.3 de las NTC-Concreto. Estas tolerancias también se aplican a los valores nominales máximos de 120 y 180 mm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de peso volumétrico en estado fresco o endurecido, su valor determinado deberá ser mayor de 22 kN/m<sup>3</sup> (2200 kg/m<sup>3</sup>).

### 14.3.3.1 Requisitos y control del concreto endurecido

### 14.3.3.2 Resistencia media de diseño de la mezcla

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.3.4.1 de las NTC-Concreto y aplicando la Tabla 8, acotada a concreto clase 1.

**Tabla 8 - Resistencia a la compresión media requerida**

Clase de concreto	Resistencia a la compresión especificada, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a la compresión promedio requerida, MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
1	$f'_c < 40$ ( $f''_c < 400$ )	$\bar{f}_c = f'_c + 1.34\sigma$
		$\bar{f}_c = f'_c + 2.33\sigma - 3.5$
		$(\bar{f}_c = f'_c + 2.33\sigma - 35)$
	$f'_c \geq 40$ ( $f''_c \geq 400$ )	$\bar{f}_c = f'_c + 1.34\sigma$
$\bar{f}_c = 0.9f'_c + 2.33\sigma$		

#### Resistencia a compresión

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160-ONNCCE y NMX-C-083-ONNCCE, en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad.

Cuando la mezcla de concreto se diseñe 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 de las mismas características y nivel de resistencia, se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada 40 m<sup>3</sup>; sin embargo, si el concreto se emplea para el colado de columnas, se tomará por lo menos una muestra por cada 10 m<sup>3</sup>.

De cada muestra se elaborarán y ensayarán al menos dos cilindros; se entenderá por resistencia de una muestra el promedio de las resistencias de los cilindros que se elaboren de ella.

Para el concreto con resistencia a la compresión especificada menor a 40 MPa (400 kg/cm<sup>2</sup>) se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada,  $f'_c$ , si ninguna muestra da una resistencia inferior a  $f'_c - 3.5$  MPa ( $f'_c - 35$

kg/cm<sup>2</sup>), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que  $f'_c$ .

Para el concreto con resistencia a la compresión especificada mayor o igual a 40 MPa (400 kg/cm<sup>2</sup>) se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada,  $f'_c$ , si ninguna muestra da una resistencia inferior a  $0.9 f'_c$ , y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que  $f'_c$ .

Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a  $f'_c - 0.3$  (MPa o  $f'_c - 3$  kg/cm<sup>2</sup>) para concretos de cualquier resistencia a la compresión especificada, además de cumplir con el respectivo requisito concerniente a las muestras tomadas una por una.

Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, tomará las medidas conducentes a garantizar la seguridad de la estructura. Estas medidas estarán basadas principalmente en el buen criterio de los responsables mencionados; como factores de juicio deben considerarse, entre otros, el tipo de elemento en que no se alcanzó el nivel de resistencia especificado, el monto del déficit de resistencia y el número de muestras o grupos de ellas que no cumplieron. En ocasiones debe revisarse el proyecto estructural a fin de considerar la posibilidad de que la resistencia que se obtuvo sea suficiente.

Si subsiste la duda sobre la seguridad de la estructura se podrán extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE, 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. (ver sección 16.7.3 de las NTC-Concreto).

El concreto representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que  $0.85 f'_c$  y la resistencia de ningún corazón es menor que  $0.75 f'_c$ . 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 responsable en cuestión nuevamente debe decidir a su juicio y responsabilidad las medidas que han de tomarse. Puede optar por reforzar la estructura hasta lograr la resistencia necesaria, o recurrir a realizar pruebas de descritas en el Art. 185 del Reglamento (Diagnóstico y reparación de estructuras existentes), en elementos no destinados a resistir sismo, u ordenar la demolición de la zona de resistencia escasa, etc. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán,

de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante en caso de que el concreto no cumpla con el requisito de resistencia.

### 14.3.3.3 Módulo de elasticidad

El concreto debe cumplir con el requisito de módulo de elasticidad especificado en la Tabla 9, acotada a concreto clase 1, y donde se diferencia el tipo de agregado. Debe cumplirse tanto el requisito relativo a una muestra cualquiera, como el que se refiere a los conjuntos de dos muestras consecutivas.

**Tabla 9 - Requisitos para el módulo de elasticidad**

	Módulo de elasticidad a 28 días de edad, MPa (kg/cm <sup>2</sup> ), mínimo			
	Alta resistencia		Clase 1	
	Caliza <sup>1</sup>	Basalto <sup>1</sup>	Caliza <sup>1</sup>	Basalto <sup>1</sup>
Una muestra cualquiera	$2\,700\sqrt{f'_c} + 8\,500$	$2\,700\sqrt{f'_c} + 3\,300$	$4\,000\sqrt{f'_c}$	$3\,100\sqrt{f'_c}$
	$(8\,500\sqrt{f'_c} + 84\,800)$	$(8\,500\sqrt{f'_c} + 33\,200)$	$(12\,700\sqrt{f'_c})$	$(9\,700\sqrt{f'_c})$
Además, promedio de todos los conjuntos de dos muestras consecutivas.	$2\,700\sqrt{f'_c} + 10\,100$	$2\,700\sqrt{f'_c} + 4\,400$	$4\,300\sqrt{f'_c}$	$3\,300\sqrt{f'_c}$
	$(8\,500\sqrt{f'_c} + 101\,100)$	$(8\,500\sqrt{f'_c} + 44\,100)$	$(13\,500\sqrt{f'_c})$	$(10\,500\sqrt{f'_c})$

<sup>1</sup> Agregado grueso

Para la verificación anterior se tomará una muestra por cada 100 metros cúbicos, o fracción, de concreto, pero no menos de dos en una cierta obra. De cada muestra se fabricarán y ensayarán al menos tres especímenes. Se considerará que se cumple el requisito de valor mínimo de módulo de elasticidad de una muestra si el promedio de los módulos de los tres especímenes es igual o mayor que el mínimo y si ningún promedio de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas no es menor que dicho valor. El módulo de elasticidad se determinará según la norma NMX-C-128-ONNCCE.

El DRO, los corresponsables o la persona física, no estará obligado a exigir la verificación del módulo de elasticidad; sin embargo, si a su criterio las condiciones de la obra lo justifican, podrá requerir su verificación, o la garantía escrita del fabricante de que el concreto cumple con él. En dado caso, la verificación se realizará en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad. Cuando el concreto no cumpla con el requisito

mencionado, el responsable de la obra evaluará las consecuencias de la falta de cumplimiento y determinará las medidas que deberán tomarse.

Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante por incumplimiento del requisito antedicho.

#### **14.3.4 Transporte**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.3.5 de las NTC-Concreto.

#### **14.3.5 Colocación y compactación**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.3.6 de las NTC-Concreto.

#### **14.3.6 Temperatura**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.3.7 de las NTC-Concreto.

#### **14.3.7 Morteros aplicados neumáticamente**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.3.8 de las NTC-Concreto.

#### **14.3.8 Curado**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.3.9 de las NTC-Concreto.

#### **14.3.9 Juntas de colado**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.3.10 de las NTC-Concreto.

#### **14.3.10 Tuberías y ductos incluidos en el concreto**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.3.11 de las NTC-Concreto.

### **14.4 Requisitos complementarios para concreto presforzado**

#### **14.4.1 Prácticas de construcción**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.4.1 de las NTC-Concreto.

#### **14.4.2 Lechada para tendones adheridos**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.4.2 de las NTC-Concreto.

### **14.4.3 Tendones de presfuerzo**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.4.3 de las NTC-Concreto.

### **14.4.4 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.4.4 de las NTC-Concreto.

## **14.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas**

Se aplicará lo estipulado en la sección 15.5 de las NTC-Concreto.

## **14.6 Tolerancias**

### **14.6.1 Tolerancias en elementos colados en sitio**

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto registrados ante la autoridad competente, con los posibles ajustes autorizados por el DRO.

- a) Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las del proyecto en más de  $10 \text{ mm} + 0.05x$ , siendo  $x$  la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto en más de  $3 \text{ mm} + 0.03x$ .
- b) El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de  $5 \text{ mm} + 0.05t$ , siendo  $t$  el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de  $3 \text{ mm} + 0.03t$ .
- c) 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  $10 \text{ mm}$  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.
- d) La tolerancia en desplomo de una columna será de  $5 \text{ mm}$  más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.
- e) El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de  $5 \text{ mm}$  más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.
- f) La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de  $10 \text{ mm}$  más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de  $10 \text{ mm}$  más dos por ciento del ancho de la viga.
- g) El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de  $10 \text{ mm}$  más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.

- h) En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de 30 mm, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.
- i) La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuatro por ciento.
- j) La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de  $10 \text{ mm} + 0.01L$  de la señalada en el proyecto, siendo  $L$  el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 10 mm.
- k) La posición de refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo,  $d$ , en más de  $3 \text{ mm} + 0.03 d$  ni reduzca el recubrimiento en más de 5 mm. En columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de 10 mm 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.
- l) Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las del proyecto en más de  $10 \text{ mm} + 0.05x$ , siendo  $x$  la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de  $3 \text{ mm} + 0.03x$ .
- m) La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.
- n) Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a 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, se evaluará la necesidad de imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable 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.

#### **14.6.2 Tolerancias en elementos prefabricados**

El proyecto estructural de las estructuras prefabricadas deberá de contener los tres grupos de tolerancias: tolerancias de producto, tolerancias de erección y tolerancias de interfaces.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto, o colocación de acabados, se evaluará la necesidad de imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable 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.