

# REGLAMENTO INPRES - CIRSOC 103

## Parte II

### NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES

Ver también: [Diseño sismorresistente de estructuras  
aportricadas de hormigón armado](#)

#### CONSTRUCCIONES DE HORMIGON ARMADO Y HORMIGON PRETENSADO

EDICION AGOSTO 1991  
APROBADO POR RESOLUCION  
S.S.O Y S.P Nº 18/91

SIREA - Esta publicación integra el Sistema Reglamentario Argentino para las Obras Civiles

"EI INTI-CIRSOC y ERREPAR S.A no se hacen responsables de la utilización que el usuario haga de la información contenida en el presente archivo y/o página INTERNET.

A efectos legales, tiene validez como Reglamento Nacional el texto impreso editado por INTI-CIRSOC"

---

Ver también: [Diseño sismorresistente de estructuras  
aportricadas de hormigón armado](#)

### - INDICE -

<b>Capítulo 1</b>	<b><u>GENERALIDADES:</u></b>  1.1. Campo de validez 1.2. Factor Z de zona sísmica
<b>Capítulo 2</b>	<b><u>SIMBOLOGIA</u></b>  2.1. Simbología
<b>Capítulo 3</b>	<b><u>CRITERIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO Y HORMIGON PRETENSADO</u></b>  3.1. Seguridad 3.2. Capacidad de disipación de energía
<b>Capítulo 4</b>	<b><u>REQUERIMIENTOS GENERALES PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES DE HORMIGON ARMADO</u></b>  4.1. Campo de validez 4.2. Calidad de los materiales 4.3. Tipologías estructurales
<b>Capítulo 5</b>	<b><u>ANALISIS, DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE LOS COMPONENTES DE SISTEMAS DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO</u></b>  5.1. Clasificación de los elementos estructurales 5.1.1. Elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas) 5.1.2. Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (columnas) 5.2. Limitaciones dimensionales para elementos estructurales predominantemente flexionados 5.2.1. Relación entre la luz del elemento y la altura total de su sección 5.2.2. Relación entre el ancho de las vigas y el ancho de las columnas 5.2.3. Relación entre el ancho y la altura total de la sección de la viga 5.3. Limitaciones dimensionales para elementos estructurales sometidos a compresión y flexión 5.3.1. Relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección 5.3.2. Espesores mínimos 5.4. Dimensionamiento para flexión simple, flexión compuesta y esfuerzo axil 5.4.1. Excentricidades mínimas. 5.5. Dimensionamiento para esfuerzos de corte 5.5.1. Aspectos fundamentales 5.5.2. Esfuerzos de corte determinantes para el cálculo 5.5.3. Valores de cálculo de las tensiones de corte últimas 5.5.4. Valores límite de las tensiones de corte 5.5.5. Determinación de las armaduras de corte 5.6. Disposiciones para construcciones de hormigón armado sismorresistente

- 5.6.1. Elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas)
- 5.6.2. Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (columnas)
- 5.7. Nudos vigas-columna
- 5.7.1. Definición y aplicación
- 5.7.2. Criterios fundamentales sobre comportamiento de nudos vigas-columna.
- 5.7.3. Ancho efectivo del nudo
- 5.7.4. Excentricidad límite en el nudo
- 5.7.5. Valor límite de la tensión de corte en los nudos
- 5.7.6. Armaduras de corte en los nudos
- 5.7.7. Nudos de columnas anchas y vigas angostas
- 5.7.8. Armaduras longitudinales de columnas en zona de nudos

## Capítulo 6

### **TABIQUES SISMORRESISTENTES DE HORMIGON ARMADO**

- 6.1. Contenido
- 6.2. Definición y clasificación de los tabiques sismorresistentes
- 6.2.1. Tabiques sismorresistentes simples
- 6.2.2. Tabiques sismorresistentes acoplados
- 6.3. Acciones de diseño
- 6.3.1. Redistribución de solicitaciones entre tabiques
- 6.3.2. Solicitaciones de flexión para el diseño
- 6.3.3. Fuerzas axiales
- 6.3.4. Valores de diseño para esfuerzos de corte
- 6.4. Limitaciones dimensionales para tabiques sismorresistentes
- 6.4.1. Condiciones generales sobre el espesor mínimo de los tabiques
- 6.4.2. Condiciones particulares sobre el espesor mínimo de los tabiques para ductilidad global mayor que 4
- 6.4.3. Espesor mínimo de vigas de acoplamiento con armadura diagonal en dos direcciones.
- 6.5. Dimensionamiento de tabiques a flexión simple y compuesta
- 6.6. Dimensionamiento para esfuerzos de corte
- 6.6.1. Valor de cálculo de la tensión de corte última
- 6.6.2. Valor límite de la tensión de corte última
- 6.6.3. Determinación de las armaduras de corte en tabiques esbeltos
- 6.6.4. Juntas de construcción
- 6.7. Armaduras verticales de tabiques sismorresistentes
- 6.7.1. Cuantías mínimas y máximas
- 6.7.2. Diámetros máximos y mínimos
- 6.7.3. Disposición de las armaduras verticales
- 6.7.4. Ubicación y separaciones máximas de armaduras verticales
- 6.7.5. Empalmes
- 6.7.6. Anclajes
- 6.8. Armaduras horizontales generales de tabiques sismorresistentes
- 6.8.1. Cuantía mínima
- 6.8.2. Diámetro máximo
- 6.8.3. Ubicación y separación máxima de las armaduras horizontales generales
- 6.8.4. Disposición de las armaduras horizontales generales
- 6.9. Confinamiento de bordes verticales de tabiques. Armaduras transversales especiales
- 6.9.1. Zonas críticas a confinar
- 6.9.2. Longitud horizontal de la zona a confinar y sección de las armaduras transversales especiales para tabiques de hormigón armado sismorresistente.
- 6.9.3. Longitud horizontal de la zona a confinar y sección de las armaduras transversales especiales para tabiques de hormigón armado con especiales condiciones de ductilidad.
- 6.10. Restricción al pandeo de barras longitudinales de armadura de tabiques sismorresistentes
- 6.11. Vigas de acoplamiento
- 6.11.1. Aplicación
- 6.11.2. Casos de dimensionamiento
- 6.12. Determinación de las armaduras de corte en tabiques bajos.

## Capítulo 7

### **DIAFRAGMAS**

- 7.1. Aplicación
- 7.2. Solicitaciones a considerar en el dimensionamiento
- 7.3. Dimensionamiento a solicitaciones normales
- 7.4. Dimensionamiento a esfuerzos de corte
- 7.4.1. Tensión de corte nominal última
- 7.4.2. Límites de las tensiones de corte
- 7.4.3. Dimensionamiento de las armaduras
- 7.5. Armaduras mínimas y espesores mínimos
- 7.5.1. Lozas macizas
- 7.5.2. Losas nervuradas

## Capítulo 8

### **CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES DE HORMIGON PRETENSADO**

- 8.1. Aplicación
- 8.2. Ductilidad global de la estructura
- 8.3. Control para terremotos de frecuente ocurrencia
- 8.4. Adherencia mediante inyección
- 8.5. Ubicación de los anclajes
- 8.6. Elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas)
- 8.7. Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (columnas)
- 8.8. Vainas
- 8.9. Nudos vigas-columna

**Ver también: Diseño sismorresistente de estructuras  
aporticadas de hormigón armado**

---

**Comisión Técnica que elaboró y redactó esta edición 1991 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103:**

Ing. Alejandro P. Giuliano  
Ing. Jorge A. Amado  
Ing. Edgar A. Barros

## CAPITULO 1.GENERALIDADES

### 1.1. CAMPO DE VALIDEZ

Se establecen en esta PARTE II los requerimientos mínimos para el diseño y la construcción de estructuras de hormigón armado y de hormigón pretensado que puedan estar sometidas a excitaciones sísmicas.

Estos requerimientos complementan, para dicho tipo de estructuras, las prescripciones contenidas en la PARTE I "CONSTRUCCIONES EN GENERAL" de este Reglamento.

La presente PARTE II complementa, además, el Reglamento CIRSOC 201 "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado", cuyos principios y requerimientos deberán aplicarse con carácter general, excepto aquellos que resultan específicamente modificados por las prescripciones contenidas en esta PARTE II.

Los requerimientos aquí establecidos se aplicarán exclusivamente a los estados de carga que incluyan la acción sísmica.

### 1.2 . FACTOR "Z " DE ZONA SISMICA

El factor Z está relacionado con la zonificación sísmica del territorio nacional establecida en el Capítulo 3 de la PARTE I de este Reglamento. Los valores del factor Z se indican en la Tabla 1.

Tabla 1. Valores del factor Z en función de las zonas sísmicas.

Zona Sísmica	Z
1	1,25
2	1,15
3	1,05
4	1,00

---

## CAPITULO 2. SIMBOLOGIA

### 2.1. SIMBOLOGIA

$A_b$  área de la sección total de hormigón del elemento considerado;

$A_{bk}$  área horizontal del núcleo de la zona a confinar de un tabique de hormigón armado;

$A_{bt}$  área bruta de la sección de hormigón de un tabique, que se encuentra sometida a deformaciones específicas de compresión mayores que 0,0015;

$A_d$  sección de armadura diagonal en vigas de acoplamiento de tabiques de hormigón armado;

$A_{est}$  suma de las áreas de las secciones transversales de todas las ramas de estribos en la sección considerada del elemento estructural;

$A_h$  sección de armadura horizontal dispuesta a lo largo de un tabique, contenida en una capa;

$A_k$  sección del núcleo de una columna;

$A_l$  sección de la armadura longitudinal especial en cada cara lateral de la viga;

$A_s$  sección de la armadura traccionada;

$A_{s'}$  sección de la armadura comprimida;

$A_{s\text{ exist}}$  sección de armadura existente;

$A_{sh}$  sección total de la armadura de estribos y estribos suplementarios contenidos en una capa, en la dirección considerada;

$A_{s\text{ max}}$  sección máxima de armadura flexional de las vigas que concurren a un nudo;

$A_{s\text{ min}}$  sección mínima de armadura flexional de las vigas que concurren a un nudo;

$A_{s\text{ nec}}$  sección necesaria de armadura según el cálculo;

$A_{sw}$  sección de la armadura transversal en columnas de sección circular;

$A_v$  sección de armadura vertical contenida en una capa vertical, perpendicular al plano del tabique;

$A_{v\text{ tot}}$  sección total de armadura vertical que atraviesa una junta constructiva de un tabique de hormigón armado;

$A_w$  volumen de armadura transversal por unidad de longitud de una columna;

$H_w$  altura total de un tabique de hormigón armado;

$K_c$  coeficiente que depende del valor absoluto de la sección  $A_b$  de la columna y del esfuerzo específico  $n_u^*$  de compresión;

$M_u$  momento flexor calculado para la sección de base de un tabique de hormigón armado;

$M_{ue}$  momento flexor resistente efectivo de la sección de base de un tabique de hormigón armado;

$N_u^*$  fuerza axial de diseño a la compresión;

$Q_{nh}$  esfuerzo de corte horizontal último en el nudo;

$Q_u$  esfuerzo de corte último determinado según los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I;

$Q_{ud}$  esfuerzo de corte para diseño resistente;

$Z$  factor de zona sísmica según el artículo 1.3.;

$a_{est}$  sección mínima de armadura de estribos por unidad de longitud del elemento estructural;

$a_e$  sección de armadura de losa según cada dirección, expresada en  $\text{cm}^2/\text{m}$ ;

$a_{el}$  sección de armadura por metro de losa, dispuesta en la dirección del esfuerzo de corte analizado, expresada en  $\text{cm}^2$ ;

$b_c$  ancho de la columna, medido según un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga con la que forma un nudo;

$b_j$  ancho efectivo de un nudo vigas-columna;

$b_o$  ancho de la viga de sección rectangular o ancho del alma en secciones en forma de T, L ó Y;

$b_w$  espesor de un tabique de hormigón armado;

$d$  altura total de la sección transversal de un elemento estructural;

$d_c$  lado mayor de la sección de columnas rectangulares;

$d_{det}$  la menor de las dos distancias posibles entre ejes horizontales o verticales de apoyos continuos de un tabique;

$d_e$  diámetro de las columnas de sección circular;

$d_k$  diámetro del núcleo de las columnas con armadura transversal circular;

$d_s$  diámetro de las barras de acero;

$d_v$  altura total de las vigas que concurren a un nudo, en el plano considerado;

$d_w$  longitud horizontal de la zona a confinar de un tabique de hormigón armado;

$d_{0,0015}$  distancia desde el borde interno del elemento vertical arriostrante, hasta la fibra cuyo acortamiento específico es de 0,0015 en tabiques de hormigón armado;

$e$  excentricidad de la carga vertical en columnas;

$e_e$  excentricidad entre ejes de vigas y columna en un nudo de pórtico;

$e_l$  espesor de la losa (espesor total si es maciza o espesor de la capa de compresión si es nervurada);

$f_{aq}$  factor de amplificación de los esfuerzos de corte;

$h$  altura útil de las vigas;

$h_k$  dimensión del núcleo de una columna, medida perpendicularmente a la dirección considerada, teniendo como bordes los extremos de los estribos perimetrales;

$h_{qw}$  altura de la zona crítica de un tabique de hormigón armado;

$l$  luz libre del elemento estructural considerado;

$l_c$  longitud de confinamiento con armadura transversal en los extremos de columnas;

$l_e$  longitud de empalme de barras por yuxtaposición;

$l_d$  longitud de la losa en contacto con el elemento del plano vertical sismorresistente (tabique de hormigón armado, viga de pórtico, etc.);

$l_o$  longitud básica de anclaje de barras de armadura;

$l_v$  luz libre de los voladizos;

$l_w$  longitud de un tabique de hormigón armado;

$n$  número total de pisos de la estructura;

$n_u^*$  esfuerzo específico de compresión en columnas;

$r$  relación entre la sección de armadura comprimida y la sección de armadura traccionada;

$s$  separación de los estribos, medida según la dirección del eje longitudinal del elemento estructural considerado;

$s_e$  separación entre capas de armaduras transversales, medida según la dirección del eje longitudinal de la columna;

$s_{eh}$  separación horizontal entre armaduras verticales de tabiques de hormigón armado;

$s_{ev}$  separación vertical entre capas de armaduras horizontales de tabiques de hormigón armado;

$s_w$  separación entre estribos circulares o paso máximo de la hélice;

$x$  profundidad de la fibra neutra;

$x_{0,0015}$  distancia desde el borde más comprimido de un tabique, hasta la fibra que presenta un acortamiento específico de 0,0015;

$\alpha$  ángulo formado por la armadura diagonal en "X" con la horizontal, en vigas de acoplamiento;

$\alpha_1$  coeficiente para tener en cuenta el tipo y ejecución del anclaje de las barras de armadura;

$\alpha_e$  coeficiente para tener en cuenta el porcentaje de barras empalmadas;

$\beta_R$  valor de cálculo de la resistencia del hormigón;

$\beta_S$  valor de cálculo de la tensión de fluencia del acero;

$\mu$  ductilidad global de la estructura;

$\mu_{hq}$  cuantía necesaria de armadura horizontal requerida por el esfuerzo de corte en un tabique de hormigón armado;

$\mu_{vq}$  cuantía necesaria de armadura vertical requerida por el esfuerzo de corte en un tabique de hormigón armado;

$P$  cuantía de la armadura traccionada;

$P_c$  cuantía de la armadura comprimida;

$P_{o\text{ long}}$  cuantía de armadura longitudinal superior o inferior, necesaria para la sollicitación de flexión;

$\sigma'_{bk}$  resistencia característica de rotura a la compresión del hormigón;

$T_{hu}$  tensión de corte horizontal última en un nudo vigas-columna;

$T_{nu}$  tensión de corte nominal última en diafragmas;

$T_u$  tensión de cálculo para la armadura de corte minorada;

$T_{ou}$  tensión de corte última.

---

## **CAPITULO 3. CRITERIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO Y HORMIGON PRETENSADO**

Con la finalidad de alcanzar el grado de protección ante la acción sísmica previsto en este Reglamento y de aplicar los procedimientos de diseño correspondientes, se deberán considerar los criterios fundamentales que se indican en este Capítulo.

El comportamiento sismorresistente adecuado de las construcciones de hormigón armado y de hormigón pretensado tiene como fundamento la consideración de los siguientes aspectos:

- Resistencia mecánica
- Capacidad de disipación de energía mediante deformaciones anelásticas.

### **3.1. SEGURIDAD**

La seguridad se considerará satisfactoria cuando las sollicitaciones que teóricamente puedan soportar las secciones en estado límite o de agotamiento, resulten iguales o mayores que las sollicitaciones derivadas de los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento, eventualmente amplificadas por los coeficientes prescriptos en esta PARTE II.

### **3.2. CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA**

La posibilidad de desarrollar una adecuada capacidad de disipación de energía mediante deformaciones anelásticas, es decir una apropiada ductilidad estructural, sin que se produzcan sensibles disminuciones o degradaciones de la resistencia evitando así la ocurrencia de fallas de tipo frágil, se analizará tomando como base los siguientes principios:

#### **a) Elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas)**

Se evitará la rotura prematura originada por falla del hormigón solicitado a compresión o por esfuerzo de corte y/o torsión, antes que las armaduras traccionadas hayan desarrollado suficientes deformaciones anelásticas. Para asegurar una elevada confiabilidad sobre fallas de tipo frágil (esfuerzo de corte, anclajes, etc.) se tendrá en cuenta la posibilidad de que se produzcan desviaciones desfavorables de las características resistentes de los materiales que controlan el comportamiento flexional de los extremos de las vigas.

#### **b) Elementos estructurales sometidos a sollicitación axil y flexión. Compresión predominante (columnas)**

Se evitará la rotura por predominio de corte y/o torsión antes que por sollicitaciones normales.

En general, la capacidad resistente flexional de las columnas con relación a la de las vigas deberá ser tal que se reduzca al mínimo el riesgo de formación de rótulas plásticas inconvenientes en las columnas.

Estos elementos deberán estar provistos de suficiente capacidad para desarrollar deformaciones anelásticas mediante confinamiento del hormigón.

Se evitarán relaciones dimensionales que conduzcan a la ejecución de "columnas cortas", en las que predomina la falla frágil originada por los esfuerzos de corte. La configuración del tipo de "columna corta" se presenta, generalmente, cuando la relación entre la luz libre de flexión y el ancho de la columna es menor que 4.

#### **c) Uniones de elementos estructurales (nudos)**

La capacidad resistente de cada nudo no deberá resultar menor que la máxima resistencia del elemento estructural más débil que a él concurre.

Deberá evitarse que los nudos constituyan fuentes primarias de disipación de energía.

La capacidad resistente de los elementos estructurales no deberá ser afectada por la degradación de resistencia de los nudos originada por desplazamientos anelásticos cíclicos del sistema aporticado.

La disposición de las armaduras en los nudos deberá permitir la colocación y compactación del hormigón.

#### **d) Formación de rótulas plásticas**

Se procurará establecer un adecuado ordenamiento de posibilidades de formación de rótulas plásticas. Para ello, la estructura se diseñará y detallará de modo que las deformaciones anelásticas puedan desarrollarse en zonas favorables. Los probables mecanismos de colapso que se obtengan deberán permitir una suficiente disipación de energía.

#### **e) Tabiques sismorresistentes**

Estos elementos estructurales deberán resultar capaces de desarrollar las deformaciones cíclicas correspondientes a los requerimientos de ductilidad adoptados, sin degradación sensible de su capacidad para resistir cargas horizontales y verticales.

Cuando resulte necesario, se confinarán los bordes de los tabiques.

Deberá asegurarse una elevada confiabilidad tendiente a evitar se produzcan fallas originadas por predominio de esfuerzo de corte o deslizamiento.

En los tabiques sismorresistentes acoplados, las vigas de acoplamiento deberán ser capaces de acompañar las rotaciones y desplazamientos relativos impuestos por los tabiques que acoplan sin que se produzcan reducciones sensibles de su capacidad resistente ni fallas de tipo frágil. Se adoptarán adecuadas disposiciones de armadura para estos elementos.

#### **f) Fallas locales prematuras**

Se evitarán fallas locales prematuras tales como:

-Pandeo localizado de alguna parte de la estructura.

-Pérdida total o degradación considerable de la adherencia, anclaje y empalme de las armaduras.

-Pandeo de barras longitudinales de armadura.

#### **g) Efectos de segundo orden**

Deberán eliminarse todas las causas que puedan conducir al colapso de la estructura por efectos de segundo orden o por inestabilidad del equilibrio del conjunto.

---

## **CAPITULO 4. REQUERIMIENTOS GENERALES PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES DE HORMIGON ARMADO**

### **4.1. CAMPO DE VALIDEZ**

Las prescripciones relativas a hormigón armado se refieren a construcciones monolíticas de hormigón de peso normal colocado in situ.

### **4.2. CALIDAD DE LOS MATERIALES**

#### **Hormigón**

La calidad mínima del hormigón a utilizar será H-17 ( $\sigma'_{bk}=17\text{MN/m}^2$ , artículo 6.6. del Reglamento CIRSOC 201).

Podrá utilizarse hormigón de calidad H-13 ( $\sigma'_{bk}=13\text{MN/m}^2$ , artículo 6.6 del Reglamento CIRSOC 201), sólo para construcciones de una planta, correspondientes al Grupo B (artículo 5.1.3., PARTE I de este Reglamento).

#### **Acero**

La tensión de fluencia nominal del acero a utilizar será igual o menor que  $420\text{MN/m}^2$  y la conformación superficial corresponderá al tipo de barras nervadas y mallas conformadas.

No podrán utilizarse aceros con tensiones efectivas de fluencia mayores que 1,3 veces la tensión nominal de fluencia considerada para el dimensionamiento.

### **4.3. TIPOLOGIAS ESTRUCTURALES.**

Las prescripciones referentes a las construcciones sismorresistentes de hormigón armado se fundamentan y ordenan considerando tres tipologías básicas con relación al sistema estructural:

#### **a) Sistemas de pórticos**

Son aquellas estructuras constituidas por vigas y columnas, en las que la acción sísmica es soportada mediante su resistencia a flexión y corte.

#### **b) Sistemas de tabiques**

Son aquellas estructuras en las que la acción sísmica es completamente soportada por planos verticales constituidos por tabiques sismorresistentes de hormigón armado, simples o acoplados.

#### **c) Sistemas mixtos de pórticos y tabiques**

Son aquellas estructuras en las que la acción sísmica es soportada por una combinación de las dos tipologías estructurales definidas precedentemente.

Los elementos o zonas de conexión entre pórticos y tabiques deben poseer una resistencia adecuada para permitir que ambas tipologías estructurales se comporten según los criterios y prescripciones que repectivamente les correspondan. Todos los componentes que contribuyen a soportar la acción sísmica deben satisfacer separadamente los criterios y prescripciones establecidas para su propia tipología estructural.

---

## **CAPITULO 5. ANALISIS, DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE LOS COMPONENTES DE SISTEMAS DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO**

### **5.1. CLASIFICACION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

Para la aplicación de las prescripciones contenidas en este Capítulo y de los criterios correspondientes, los componentes de los sistemas de pórticos se clasifican en elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas) y elementos estructurales

sometidos a compresión y flexión (columnas).

### 5.1.1. Elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas)

Su comportamiento es esencialmente gobernado por la flexión. Se definen como tales, aquellos elementos estructurales sometidos a flexión, flexo-tracción o flexo-compresión, en los que se verifique la siguiente expresión:

$$N_u^* \leq 0,12 \cdot A_b \cdot \beta_R$$

siendo:

$N_u^*$  la fuerza axil de diseño a la compresión, determinada según se indica en el artículo 5.6.1.1. de esta PARTE II del Reglamento;

$A_b$  el área de la sección total de hormigón del elemento considerado;

$\beta_R$  el valor de cálculo de la resistencia del hormigón.

### 5.1.2. Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (columnas)

Se encuentran sometidos a significativas fuerzas axiales de compresión adicionales a la flexión.

Se definen como tales, aquellos elementos estructurales sometidos a flexo-compresión, en los que se verifique la siguiente expresión:

$$N_u^* > 0,12 \cdot A_b \cdot \beta_R$$

donde  $N_u^*$ ,  $A_b$  y  $\beta_R$  tienen los significados indicados en el artículo 5.1.1. precedente.

## 5.2. LIMITACIONES DIMENSIONALES PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREDOMINANTEMENTE FLEXIONADOS

Los elementos predominantemente flexionados (vigas) deben satisfacer los siguientes requerimientos dimensionales, a menos que estudios especiales detallados y documentados justifiquen su exención.

### 5.2.1. Relación entre la luz libre del elemento y la altura total de su sección

En los elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas) deberá cumplirse la siguiente condición:

$$l \geq 4d$$

siendo:

$l$  la luz libre del elemento estructural, medida de borde a borde de los apoyos;

$d$  la altura total de la sección del elemento estructural.

### 5.2.2. Relación entre el ancho de las vigas y el ancho de las columnas

Deberá cumplirse la siguiente condición:

$$b_o \leq b_c + 0,25 d + 0,25 d$$

siendo:

$b_o$  el ancho de la viga;

$b_c$  el ancho de la columna, medido según un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga;

$d$  la altura total de la sección de la viga.

### 5.2.3. Relación entre el ancho y la altura total de la sección de la viga

Deberán cumplirse simultáneamente las siguientes condiciones:

$$b_o \geq 0,30 d$$

$$b_o \geq 20 \text{ cm}$$

siendo:

$b_o$  el ancho de la viga;

$d$  la altura total de la sección de la viga.

## 5.3. LIMITACIONES DIMENSIONALES PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A COMPRESION Y FLEXION

Los elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (columnas) deberán satisfacer los siguientes requerimientos dimensionales:

### 5.3.1 Relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección

La relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal de las columnas deberá ser igual o menor que 4. Si esta condición no se verifica, deberán cumplirse las prescripciones correspondientes a tabiques sismorresistentes establecidas en el Capítulo 6, en cuanto resulten aplicables.

### 5.3.2. Espesores mínimos

Los espesores mínimos de columnas hormigonadas verticalmente in situ, se indican en la Tabla 2.

Tabla 2. Espesores mínimos de columnas

Forma de la sección	espesor (cm)
Secciones llenas	$\geq 25/Z^{(1)}$
Secciones abiertas I, T, L, etc.	espesor del alma o alas $\geq 18/Z$
Secciones huecas	espesor de las paredes $\geq 14/Z$

siendo:

Z el factor de zona sísmica establecido en el artículo 1.3. de esta PARTE II del Reglamento.

(1) Para construcciones del Grupo B (artículo 5.1.3., PARTE I de este Reglamento) de hasta 3 pisos, ubicadas en zonas sísmicas 1 y 2, y de hasta 2 pisos, ubicadas en las zonas sísmicas 3 y 4, podrá utilizarse, para secciones llenas de columnas, un espesor mínimo de 20 cm.

En secciones abiertas, la longitud del ala menor no podrá ser inferior al espesor mínimo para secciones llenas, establecido en la precedente Tabla 2.

Si la longitud del ala es mayor que cuatro veces su espesor, se aplicarán las prescripciones correspondientes a tabiques sismorresistentes de hormigón armado.

En secciones huecas, si la distancia libre es mayor que ocho veces el espesor de la pared, ésta deberá tratarse como un tabique sismorresistente de hormigón armado.

## 5.4. DIMENSIONAMIENTO PARA FLEXION SIMPLE, FLEXION COMPUESTA Y ESFUERZO AXIL

El dimensionamiento se efectuará teniendo en cuenta las solicitaciones últimas derivadas de los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento, eventualmente amplificadas por los coeficientes que se prescriben en este Capítulo y aplicando los principios básicos establecidos en el artículo 17.2.1. del Reglamento CIRSOC 201.

Podrán utilizarse medios auxiliares de dimensionamiento preparados para solicitaciones de servicio (por ejemplo: las tablas y diagramas del Cuaderno 220 de la Comisión Alemana para el Estudio del Hormigón Armado), tomándose como tales, las

solicitaciones últimas obtenidas, divididas por el coeficiente de seguridad  $\gamma = 1,75$ .

#### 5.4.1. Excentricidades mínimas

En el dimensionamiento de columnas se adoptarán los valores mínimos de excentricidades relativas  $e/d$  indicados en la Tabla 3, en función de la zona sísmica que corresponda según el Capítulo 3 de la PARTE I de este Reglamento.

Tabla 3. Valores mínimos de la excentricidad relativa

Zona Sísmica	$e/d$
1	$\geq 0,10$
2	$\geq 0,12$
3	$\geq 0,15$
4	$\geq 0,20$

siendo:

$e$  la excentricidad de la carga en las columnas;

$d$  la altura total de la sección de la columna.

### 5.5. DIMENSIONAMIENTO PARA ESFUERZOS DE CORTE

#### 5.5.1. Aspectos fundamentales

En el dimensionamiento de elementos estructurales para esfuerzos de corte se considerará el carácter cíclico y la reversibilidad de las acciones sísmicas. Asimismo, se tendrá en cuenta la posibilidad de falla por deslizamientos en las zonas de rótulas plásticas potenciales.

La armadura de corte se determinará sin tener en cuenta la resistencia a tracción del hormigón.

#### 5.5.2. Esfuerzos de corte determinantes para el cálculo

En general serán determinantes para el cálculo, los esfuerzos de corte últimos en los bordes de apoyos de vigas y columnas. Dichos esfuerzos de corte se obtienen mediante la consideración de los estados de cargas y la aplicación de las prescripciones correspondientes, establecidas en este Reglamento.

#### 5.5.3. Valores de cálculo de las tensiones de corte últimas

a) En elementos estructurales solicitados por flexión y esfuerzo de corte se adoptará como valor de cálculo en estado último  $T_{ou}$ , la tensión de corte determinada a la altura del eje neutro, bajo la hipótesis de sección fisurada. Si el ancho de la sección disminuye en la zona traccionada, el valor de cálculo  $T_{ou}$  puede ser máximo en dicha zona, y por lo tanto, determinante. Estas consideraciones valen para flexión compuesta, siempre que el eje neutro sea interior a la sección.

b) En las partes de elementos estructurales que resulten solicitadas por flexo-compresión con eje neutro exterior a la sección, se adoptará, como valor de cálculo en estado último  $T_{ou}$ , la tensión de corte determinada bajo la hipótesis de sección idealmente fisurada.

c) Para la sollicitación de flexo-tracción con eje neutro exterior a la sección, se aplicarán los criterios que se especifican en el artículo 5.5.5.

#### 5.5.4 Valores límites de las tensiones de corte

Los valores de cálculo de las tensiones de corte últimas  $T_{ou}$  deberán cumplir la siguiente condición:

$$\text{máx. } \tau_{ou} \leq Z \cdot 0,95 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

siendo:

$\tau_{ou}$  las tensiones de corte últimas;

Z el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.;

$\sigma'_{bk}$  la resistencia característica de rotura a la compresión del hormigón expresada en MN/m<sup>2</sup>

Para la sollicitación de flexo-tracción con el eje neutro exterior a la sección, los valores de cálculo de las tensiones de corte últimas  $\tau_{ou}$  correspondientes sólo al esfuerzo de corte, deberán cumplir las siguientes condiciones:

$$\text{-Para hormigones tipo H-13 y H-17: } \text{máx. } \tau_{ou} \leq Z \cdot 0,40 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

$$\text{-Para hormigones tipo H-21 a H-47: } \text{máx. } \tau_{ou} \leq Z \cdot 0,47 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

### 5.5.5. Determinación de las armaduras de corte

De acuerdo con la magnitud de la tensión máx  $\tau_{ou}$ , se aplicarán las siguientes reglas para la determinación de las armaduras de corte:

#### a) Zona de corte 1

Queda definida por las siguientes expresiones:

$$\text{- Para hormigones tipo H-13 y H-17: } \text{máx } \tau_{ou} \leq Z \cdot 0,18 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

$$\text{- Para hormigones tipo H-21 a H-47: } \text{máx } \tau_{ou} \leq Z \cdot 0,20 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

En esta zona no resulta necesario el cálculo de la armadura de corte, colocándose un valor mínimo de la misma.

Para los casos de flexo-tracción con el eje neutro exterior a la sección, podrá prescindirse de la determinación de la armadura de corte, siempre que la tensión principal de tracción determinada en Estado I cumpla con las condiciones anteriores.

En todos los casos se colocará una armadura mínima formada por estribos con  $d_s=6$  mm cada 20 cm.

#### b) Zona de Corte 2

Queda definida por las siguientes expresiones:

$$\text{-Para hormigones Tipo H-13 y H-17: } Z \cdot 0,18 \sqrt{\sigma'_{bk}} < \text{máx } \tau_{ou} \leq Z \cdot 0,40 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

$$\text{-Para hormigones Tipo H-21 a H-47: } Z \cdot 0,20 \sqrt{\sigma'_{bk}} < \text{máx } \tau_{ou} \leq Z \cdot 0,47 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

En esta zona resulta necesaria la determinación de la armadura de corte, pero se permite minorarla de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\text{- Para hormigones Tipo H-13 y H-17: } \tau_u = \tau_{ou} / (Z \cdot 0,40 \sqrt{\sigma'_{bk}}) \geq 0,5 \tau_{ou}$$

$$\text{- Para hormigones Tipo H-21 a H-47: } \tau_u = \tau_{ou} / (Z \cdot 0,47 \sqrt{\sigma'_{bk}}) \geq 0,5 \tau_{ou}$$

No se permite minorar la armadura de corte en las zonas críticas de vigas y columnas, en las que deben colocarse armaduras transversales especiales (artículos 5.6.1.4.1 y 5.6.2.5., respectivamente).

No se permite minorar la armadura de corte para los casos de flexo-tracción con eje neutro exterior a la sección. En este caso el valor de cálculo de la tensión de corte última  $\tau_{ou}$  es el correspondiente sólo al esfuerzo de corte bajo la hipótesis de sección fisurada.

### c) Zona de Corte 3

Queda definida por las siguientes expresiones:

$$\text{- Para hormigones Tipo H-13 y H-17: } Z \cdot 0,40 \sqrt{\sigma'_{bk}} < \text{máx } \tau_{ou} \leq Z \cdot 0,95 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

$$\text{- Para hormigones Tipo H-21 a H-47: } Z \cdot 0,47 \sqrt{\sigma'_{bk}} < \text{máx } \tau_{ou} \leq Z \cdot 0,95 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

En esta zona debe determinarse la armadura de corte sin ninguna minoración.

Para la determinación de la armadura de corte se utilizará directamente el valor de cálculo de la tensión de corte última  $\tau_{ou}$ .

En esta zona no se permitirán casos de flexo-tracción con el eje neutro exterior a la sección.

En las zonas de corte 2 y 3, en ningún caso la armadura de corte podrá ser menor que la mínima prevista para la Zona de Corte 1.

Ver también: [Diseño sismorresistente de estructuras aperticadas de hormigón armado](#)