



**INTI**  
Instituto Nacional  
de Tecnología Industrial

Reglamento INPRES-CIRSOC 103

**INPRES**

Instituto Nacional de Prevención Sísmica  
Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos

**CIRSOC**

Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales  
de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI

# NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES

Parte II  
CONSTRUCCIONES  
DE HORMIGON ARMADO  
Y HORMIGON PRETENSADO

EDICION AGOSTO 1991

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



**INTI**  
Instituto Nacional  
de Tecnología Industrial

**INPRES**

**Instituto Nacional de Prevención Sísmica**  
Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos

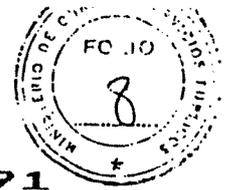
**ICRISOC**

**Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales  
de Seguridad para las Obras Civiles** del Sistema INTI

**RESOLUCION:  
S.S.O. Y S.P. N° 18/91**



RESOLUCION SSOYSP N° 18/91



*Ministerio de Economía y  
Obras y Servicios Públicos*

BUENOS AIRES - 7 AGO 1991

VISTO el Expediente N° 25290-91, del Registro del Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), por el que se solicita la aprobación e incorporación al Sistema Reglamentario Argentino (SIREA) del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes" y sus modificaciones, y

CONSIDERANDO:

Que el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) tiene conferida, por el Artículo 3°, inciso c) de la Ley N° 19.616, la misión de proyectar y aconsejar normas que reglamenten las construcciones sismorresistentes, adecuadas a las diferentes zonas sísmicas del país.

Que el INPRES, en cumplimiento de dicha misión y en forma coordinada con el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC), redactó el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 denominado "NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES" que actualmente rige en toda obra pública nacional, como así también en las provincias y municipios que lo adoptaron.

Que, con el propósito de facilitar la interpretación y el empleo de las citadas normas por parte de los usuarios, contemplando asimismo su adaptación a las actuales

*M*

////



*Ministerio de Economía y  
Obras y Servicios Públicos*



////

posibilidades tecnológicas y económicas del país, el INPRES ha elaborado un documento que contiene: Modificaciones a la Parte I "Construcciones en general", Anexo a la Parte III "Construcciones de mampostería" y Nueva Edición de la Parte II "Construcciones de hormigón armado y hormigón pretensado".

Que el CIRSOC ha prestado su conformidad para la aprobación y correspondiente incorporación al Sistema Reglementario Argentino (SIREA), del referido trabajo.

Que, asimismo, corresponde incorporar en el SIREA a las referidas Parte I y Parte III originales.

Que la presente resolución se dicta en uso de las facultades conferidas por el Decreto N° 1393/84 y la Resolución MOySP N° 603/90.

Por ello,

EL SUBSECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

RESUELVE:

ARTICULO 1° .- Apruébase el documento elaborado por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), que contiene: Modificaciones a la Parte I "Construcciones en general", Anexo a la Parte III "Construcciones de mampostería" y Nueva Edición de la Parte II "Construcciones de hormigón armado y pretensado", y que como Anexo I integran la presente.

ARTICULO 2° .- Incorpórase en el Sistema Reglamentario Argentino para las Obras Civiles (SIREA) y autorizase para su di-

////

*for*



*Ministerio de Economía y  
Obras y Servicios Públicos*



////

fusión pública a los siguientes documentos que conforman el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes": a) Parte I "Construcciones en general"; b) Parte III "Construcciones de mampostería"; c) Modificaciones a la Parte I y Anexo a la Parte III y d) Nueva Edición de la Parte II.

ARTICULO 3°.- Comuníquese, publíquese, dése a la Dirección Nacional del Registro Oficial y archívese.

RESOLUCION N° 18/91-SSOySP.

DR. SAUL BOER  
SUBSECRETARIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS



**INTI**  
Instituto Nacional  
de Tecnología Industrial

Reglamento INPRES-CIRSOC 103

**INPRES**

**Instituto Nacional de Prevención Sísmica**  
Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos

**CIRSOC**

**Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales  
de Seguridad para las Obras Civiles** del Sistema INTI

# **NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES**

Parte II  
**CONSTRUCCIONES  
DE HORMIGON ARMADO  
Y HORMIGON PRETENSADO**

EDICION AGOSTO 1991

APROBADO POR RESOLUCION  
S.S.O. Y S.P. N° 18/91

# **INPRES**

**Roger Balet N° 47 Norte  
(5400) San Juan  
Tel. (54 264) 4239016 – 4239010  
FAX: (54 264) 4234463  
e-mail: giuliano@inpres.gov.ar**

**Internet: www.inpres.gov.ar**

**DIRECTOR NACIONAL:  
ING. JUAN CARLOS CASTANO**

**SUBDIRECTOR NACIONAL:  
ING. ALEJANDRO P. GIULIANO**

# **INTI** **CIRSOC**

**Av. Cabildo 65 - Subsuelo Ala Savio  
(C1426AAA) Buenos Aires  
Tel.: (54 11) 4779-5271 - 5273  
Fax: (54 11) 4779-5271 - 5273  
e-mail: cirsoc@ffmm.gov.ar  
cirsoc@inti.gov.ar  
www.inti.gov.ar/cirsoc**

**DIRECTOR TÉCNICO:  
ING. MARTA S. PARMIGIANI**

© 1996

**Editado por INTI  
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL  
Av. Leandro N. Alem 1067 - 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000/5001**

**Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados.  
Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en  
la Argentina. Printed in Argentina.**



## **ORGANISMOS PROMOTORES**

Subsecretaría de Obras y Servicios Públicos  
Instituto Nacional de Tecnología Industrial  
Secretaría de Estado de Desarrollo Urbano y Vivienda  
Empresa Obras Sanitarias de la Nación  
Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires  
Comisión Nacional de Energía Atómica  
Empresa del Estado Agua y Energía Eléctrica  
Dirección Nacional de Vialidad

## **MIEMBROS ADHERENTES**

Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas  
Entidad Binacional Yacyretá

**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

Todos Profesionales del Instituto Nacional de Prevención Sísmica

# REGLAMENTO INPRES-CIRSOC 103

## "NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES"

### NUEVA EDICION

#### PROLOGO

A mediados del mes de julio de 1984 fue puesto en vigencia en el orden nacional el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes". Sus prescripciones normativas deben aplicarse con carácter obligatorio a toda obra pública nacional.

Con el transcurrir de estos últimos años, el INPRES ha podido recoger una valiosa experiencia relacionada con la utilización del Reglamento por parte de los usuarios, con quienes los profesionales especializados del Instituto han tenido un continuo y fructífero contacto a través de los cursos de divulgación del documento normativo, y de las numerosas consultas efectuadas sobre la correcta interpretación de sus prescripciones.

A la luz de dicha experiencia, el INPRES ha considerado necesario introducir modificaciones en las prescripciones normativas del Reglamento, como así también adicionar, a modo de anexos, esquemas de procedimiento tendientes a facilitar su aplicación por parte de los usuarios, quienes son, en última instancia, sus destinatarios y la razón por la cual sus inquietudes se traducen en esta nueva edición.

En la PARTE I del Reglamento, "Construcciones en General", se ha decidido eximir a los usuarios de la obligación de considerar el índice de sobrerresistencia como medio de cuantificar la irregularidad estructural en elevación. Además, se han introducido algunas modificaciones relacionadas principalmente con los temas inherentes a simultaneidad de efectos de las acciones sísmicas horizontales y acciones sísmicas sobre las componentes de la construcción. Se agrega, por otra parte, un anexo que contiene una serie de diagramas de bloque, los cuales indican la secuencia de procedimiento para la aplicación del método de análisis sísmico estático.

En la PARTE II, "Construcciones de Hormigón Armado y Hormigón Pretensado", se han sustituido los dos tipos de hormigones normativos denominados Hormigón Armado Sismorresistente Convencional (HASC) y Hormigón Armado Sismorresistente Dúctil (HASD) por un solo tipo de hormigón, al que se denomina Hormigón Armado Sismorresistente. Esta sustitución ha obligado a elaborar una nueva redacción de dicha PARTE II del Reglamento.

Con relación a la PARTE III, "Construcciones de Mampostería", la experiencia recogida ha aconsejado no introducir modificaciones en sus prescripciones normativas. Sólo se ha considerado conveniente agregarle un anexo que contiene un conjunto de diagramas de bloque, los cuales indican la secuencia de procedimiento para el análisis, dimensionamiento y verificación de resistencias de las construcciones de mampostería.

Se espera que las modificaciones y agregados efectuados a la primera edición del Reglamento, que han cristalizado en esta Nueva Edición, tengan una buena acogida por parte de los usuarios, quienes con su ayuda y el apoyo de las publicaciones relativas editadas por el INPRES, seguramente estarán en condiciones de proyectar, calcular y construir obras civiles racionalmente sismorresistentes.

La elaboración y redacción de esta NUEVA EDICION del Reglamento, estuvo a cargo de una comisión técnica constituida por los ingenieros Alejandro P. Giuliano, Jorge A. Amado y Edgar A. Barros, profesionales del Instituto Nacional de Prevención Sísmica.

INPRES, agosto 1991.

## INDICE

<b>CAPITULO 1. GENERALIDADES</b> .....	1
1.1. Campo de validez .....	1
1.2. Factor Z de zona sísmica .....	1
<b>CAPITULO 2. SIMBOLOGIA</b> .....	3
2.1. Simbología .....	3
<b>CAPITULO 3. CRITERIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE LAS ESTRUCTU- RAS DE HORMIGON ARMADO Y HORMIGON PRETENSADO</b> .....	7
3.1. Seguridad .....	7
3.2. Capacidad de disipación de energía .....	7
<b>CAPITULO 4. REQUERIMIENTOS GENERALES PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES DE HORMIGON ARMADO</b> .....	9
4.1. Campo de validez .....	9
4.2. Calidad de los materiales .....	9
4.3. Tipologías estructurales .....	9
<b>CAPITULO 5. ANALISIS, DIMENSIONAMIENTO Y DETALLE DE LOS COMPONENTES DE SISTEMAS DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO</b> .....	11
5.1. Clasificación de los elementos estructurales .....	11
5.1.1. Elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas) .....	11
5.1.2. Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (colum- nas) .....	11
5.2. Limitaciones dimensionales para elementos estructurales pre- dominantemente flexionados .....	11
5.2.1. Relación entre la luz libre del elemento y la altura total de su sec- ción .....	11
5.2.2. Relación entre el ancho de las vigas y el ancho de las columnas .....	12

5.2.3.	Relación entre el ancho y la altura total de la sección de la viga .....	12
<b>5.3.</b>	<b>Limitaciones dimensionales para elementos estructurales sometidos a compresión y flexión .....</b>	<b>12</b>
5.3.1.	Relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección .....	12
5.3.2.	Espesores mínimos .....	12
<b>5.4.</b>	<b>Dimensionamiento para flexión simple, flexión compuesta y esfuerzo axial .....</b>	<b>13</b>
5.4.1.	Excentricidades mínimas .....	13
<b>5.5.</b>	<b>Dimensionamiento para esfuerzos de corte .....</b>	<b>13</b>
5.5.1.	Aspectos fundamentales .....	13
5.5.2.	Esfuerzos de corte determinantes para el cálculo .....	13
5.5.3.	Valores de cálculo de las tensiones de corte últimas .....	13
5.5.4.	Valores límite de las tensiones de corte .....	14
5.5.5.	Determinación de las armaduras de corte .....	14
<b>5.6.</b>	<b>Disposiciones para construcciones de hormigón armado sismorresistente .....</b>	<b>15</b>
5.6.1.	Elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas) .....	15
5.6.2.	Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (columnas) .....	20
<b>5.7.</b>	<b>Nudos vigas-columna .....</b>	<b>25</b>
5.7.1.	Definición y aplicación .....	25
5.7.2.	Criterios fundamentales sobre comportamiento de nudos vigas-columna .....	25
5.7.3.	Ancho efectivo del nudo .....	25
5.7.4.	Excentricidad límite en el nudo .....	26
5.7.5.	Armaduras de corte en los nudos .....	26
5.7.6.	Nudos de columnas anchas y vigas angostas .....	26
5.7.7.	Armaduras longitudinales de columnas en zona de nudos .....	26
<b>CAPITULO 6. TABIQUES SISMORRESISTENTES DE HORMIGON ARMADO .....</b>		<b>27</b>
6.1.	Contenido .....	27

<b>6.2.</b>	<b>Definición y clasificación de los tabiques sismorresistentes</b>	27
6.2.1.	Tabiques sismorresistentes simples	27
6.2.2.	Tabiques sismorresistentes acoplados	27
<b>6.3.</b>	<b>Acciones de diseño</b>	28
6.3.1.	Redistribución de solicitaciones entre tabiques	28
6.3.2.	Solicitaciones de flexión para el diseño	28
6.3.3.	Fuerzas axiales	28
6.3.4.	Valores de diseño para esfuerzos de corte	28
<b>6.4.</b>	<b>Limitaciones dimensionales para tabiques sismorresistentes</b>	30
6.4.1.	Condiciones generales sobre el espesor mínimo de los tabiques	30
6.4.2.	Condiciones particulares sobre el espesor mínimo de los tabiques para ductilidad global mayor que 4	30
6.4.3.	Espesor mínimo de vigas de acoplamiento con armadura diagonal en dos direcciones	31
<b>6.5.</b>	<b>Dimensionamiento de tabiques a flexión simple y compuesta</b>	31
<b>6.6.</b>	<b>Dimensionamiento para esfuerzos de corte</b>	31
6.6.1.	Valor de cálculo de la tensión de corte última	31
6.6.2.	Valor límite de la tensión de corte última	31
6.6.3.	Determinación de las armaduras de corte en tabiques esbeltos	31
6.6.4.	Juntas de construcción	34
<b>6.7.</b>	<b>Armaduras verticales de tabiques sismorresistentes</b>	34
6.7.1.	Cuantías mínimas y máximas	34
6.7.2.	Diámetros máximos y mínimos	34
6.7.3.	Disposición de las armaduras verticales	34
6.7.4.	Ubicación y separaciones máximas de armaduras verticales	34
6.7.5.	Empalmes	35
6.7.6.	Anclajes	35
<b>6.8.</b>	<b>Armaduras horizontales generales de tabiques sismorresistentes</b>	35
6.8.1.	Cuantía mínima	35

6.8.2.	Diámetro máximo .....	36
6.8.3.	Ubicación y separación máxima de las armaduras horizontales generales .....	36
6.8.4.	Disposición de las armaduras horizontales generales .....	36
<b>6.9.</b>	<b>Confinamiento de bordes verticales de tabiques. Armaduras transversales especiales</b> .....	<b>36</b>
6.9.1.	Zonas críticas a confinar .....	36
6.9.2.	Longitud horizontal de la zona a confinar y sección de las armaduras transversales especiales para tabiques de hormigón armado sismorresistente .....	36
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 .....	38
<b>6.10.</b>	<b>Restricción al pandeo de barras longitudinales de armadura de tabiques sismorresistentes</b> .....	<b>39</b>
<b>6.11.</b>	<b>Vigas de acoplamiento</b> .....	<b>40</b>
6.11.1.	Aplicación .....	40
6.11.2.	Casos de dimensionamiento .....	40
<b>6.12.</b>	<b>Determinación de las armaduras de corte en tabiques bajos</b> .....	<b>42</b>
<b>CAPITULO 7. DIAFRAGMAS</b> .....		<b>43</b>
7.1.	Aplicación .....	43
7.2.	Solicitaciones a considerar en el dimensionamiento .....	43
7.3.	Dimensionamiento a solicitaciones normales .....	43
7.4.	Dimensionamiento a esfuerzos de corte .....	43
7.4.1.	Tensión de corte nominal última .....	43
7.4.2.	Límites de las tensiones de corte .....	43
7.4.3.	Dimensionamiento de las armaduras .....	44
<b>7.5.</b>	<b>Armaduras mínimas y espesores mínimos</b> .....	<b>44</b>
7.5.1.	Losas macizas .....	44
7.5.2.	Losas nervuradas .....	45

<b>CAPITULO 8. CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES DE HORMIGON PRETENSADO</b> .....	<b>47</b>
8.1. Aplicación .....	47
8.2. Ductilidad global de la estructura .....	47
8.3. Control para terremotos de frecuente ocurrencia .....	47
8.4. Adherencia mediante inyección .....	47
8.5. Ubicación de los anclajes .....	47
8.6. Elementos estructurales predominantemente flexionados (vi- gas) .....	47
8.7. Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (co- lumnas) .....	48
8.8. Vainas .....	48
8.9. Nudos vigas-columna .....	48



## 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;
- $A_{s\ exist}$  sección de armadura existente;
- $A_{sh}$  sección total de la armadura de estribos y estribos suplementarios contenidos en una capa, en la dirección considerada;
- $A_{s\ nec.}$  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;
- $A_{v\ tot.}$  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;
- $Q_u$  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  $cm^2/m$ ;
- $a_{el}$  sección de armadura por metro de losa, dispuesta en la dirección del esfuerzo de corte analizado, expresada en  $cm^2$ ;
- $b_c$  ancho de la columna, medido según un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga con la que forma un nudo;

- 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;

$x$	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;
$\rho$	cuantía de la armadura traccionada;
$\rho'$	cuantía de la armadura comprimida;
$\rho_{o \text{ long}}$	cuantía de armadura longitudinal superior o inferior, necesaria para la sollicitación de flexión;
$\sigma'_{bk}$	resistencia característica de rotura a la compresión del hormigón;
$T_{nu}$	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 SISMO-RESISTENTE 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 solicitaciones que teóricamente puedan soportar las secciones en estado límite o de agotamiento, resulten iguales o mayores que las solicitaciones derivadas de los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento, eventualmente amplificadas por los coeficientes prescritos 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 respectivamente 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 axial 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	$\geq 25/Z$ <sup>(1)</sup>
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.

<sup>(1)</sup> 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:

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

siendo:

$T_{ou}$  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  $\text{MN/m}^2$ .

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

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

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

#### 5.5.5. Determinación de las armaduras de corte

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

##### a) Zona de corte 1

Queda definida por las siguientes expresiones:

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

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

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:

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

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

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

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

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

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  $T_{ou}$  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:

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

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

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  $T_{ou}$ .

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.

## 5.6. DISPOSICIONES PARA CONSTRUCCIONES DE HORMIGON ARMADO SISMO-RESISTENTE

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

#### 5.6.1.1. Valores de diseño para solicitaciones normales

Se adoptarán directamente los valores últimos de las solicitaciones normales (momentos flectores y esfuerzos axiales) que resultan de considerar los estados de carga establecidos en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento.

#### 5.6.1.2. Valores de diseño para esfuerzos de corte

Se adoptarán para el diseño, los valores de los esfuerzos de corte que resultan de amplificar por 1,35 los obtenidos mediante la aplicación de los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento.

#### 5.6.1.3. Armadruras longitudinales de vigas

##### 5.6.1.3.1. Disposición de las armaduras longitudinales

En las caras superior e inferior de la viga, la armadura longitudinal prevista para su resistencia flexional en las secciones de bordes de columnas, deberá cumplir los siguientes requerimientos en cuanto a su disposición:

##### a) Vigas de sección rectangular

###### - Encuentro con columnas interiores

Si el ancho de la viga excede al de la columna, al menos el 75% de la armadura deberá atravesar el núcleo de la columna correspondiente.

###### - Encuentro con columnas exteriores

Si el ancho de la viga excede al de la columna y además concurren al nudo vigas transversales de dimensiones similares, al menos el 75% de la armadura deberá anclarse en el núcleo de la columna. En tal caso se adoptarán las disposiciones necesarias para asegurar la transmisión de los esfuerzos correspondientes de la armadura no anclada en el núcleo de la columna, a las vigas transversales.

En caso de no existir vigas transversales, la totalidad de la armadura de la viga deberá anclarse en el núcleo de la columna.

##### b) Vigas de sección T ó L

En las vigas cuya sección sea de forma de T ó L, construidas integralmente con las losas, una parte de la armadura podrá disponerse en la placa, debiéndose prever las correspondientes armaduras de enlace.

En todos los casos, al menos el 75% de la armadura debe atravesar el núcleo de las columnas interiores o anclarse en el núcleo de las columnas exteriores.

Las zonas de la placa en que podrá disponerse parte de la armadura, se indican a continuación:

- Encuentros con columnas interiores

Si al nudo concurren vigas transversales de dimensiones similares a las de la viga considerada, la zona de placa se extenderá hasta una longitud igual a tres veces el espesor de la losa, medida hacia ambos lados desde los bordes de la columna.

Si no existen vigas transversales, la zona de placa se extenderá hasta una longitud igual a una vez y media el espesor de la losa, medida hacia ambos lados desde los bordes de la columna.

- Encuentros con columnas exteriores

Si al nudo concurren vigas transversales de dimensiones similares a las de la viga considerada, la zona de placa se extenderá hasta una longitud igual a una vez y media el espesor de la losa, medida hacia ambos lados desde los bordes de la columna.

Si no existen vigas transversales, la zona de placa no excederá el ancho de la columna correspondiente.

### 5.6.1.3.2. Cuantías máximas y mínimas

En cualquier sección de la viga, la cuantía de la armadura traccionada (tanto para la armadura superior como para la inferior) debe cumplir las siguientes condiciones:

a) **Cuantía máxima:**  $\rho \leq 0,025$

b) **Cuantía mínima:**  $\rho \geq 0,10 \beta_R / \beta_S$

Adicionalmente, en los extremos de la viga y en una longitud igual a dos veces su altura total, medida desde el borde de la columna o apoyo hacia la sección media de la viga, debe verificarse que la cuantía de armadura traccionada cumpla la siguiente condición:

$$\rho \leq (0,30 + 0,20 r) \beta_R / \beta_S$$

siendo:

$\rho$  la cuantía de la armadura traccionada ( $\rho = A_s / (b_o \cdot h)$ );

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

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

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

No deberán considerarse valores de sección de armadura comprimida mayores que la sección de armadura traccionada ( $r \leq 1$ ).

### 5.6.1.3.3. Relaciones entre secciones de armaduras longitudinales

Las secciones de las armaduras longitudinales previstas para la resistencia flexional de la viga, deberán cumplir las siguientes condiciones:

a) **En extremos de viga**

En ambos extremos de la viga, la sección de la armadura traccionada para momento flector positivo será por lo menos igual a una fracción 0,50/Z de la sección de la armadura traccionada para momento flector negativo.

b) **En la longitud total de la viga**

Al menos una fracción 0,25/Z de la máxima sección de armadura requerida (tanto para momento flector positivo como negativo), deberá ser continua en toda la longitud de la viga.

### 5.6.1.3.4. Armaduras longitudinales mínimas

Se dispondrán, tanto para la armadura superior como para la inferior, los valores mínimos indicados en la tabla 4.

Tabla 4. Armaduras superior e inferior mínimas

Zona Sísmica	Armadura
1	2 barras de $d_b = 8$ mm
2	2 barras de $d_b = 10$ mm
3	2 barras de $d_b = 10$ mm
4	2 barras de $d_b = 12$ mm

Las armaduras indicadas en la Tabla 4 corresponden a aceros con límite de fluencia igual a  $420 \text{ MN/m}^2$ . Para aceros con tensiones límite de fluencia menores que  $420 \text{ MN/m}^2$ , las secciones de las armaduras indicadas en la Tabla 4 se incrementarán por la relación entre la tensión de fluencia de  $420 \text{ MN/m}^2$  y la tensión límite de fluencia del acero utilizado.

#### 5.6.1.3.5. Diámetros máximos de armaduras longitudinales en zonas de nudos interiores

El diámetro máximo de las armaduras longitudinales de vigas, pasantes en nudos interiores, será el indicado en la Tabla 5 en función de la dimensión de la columna, medida en la dirección paralela al eje de la viga considerada.

Tabla 5. Diámetros máximos de armaduras longitudinales de vigas en zona de nudos.

Dimensión de la columna, paralela al eje de la viga (cm)	Diámetro máximo de armadura longitudinal de viga en zona de nudos (mm)
$\leq 30$	16
$> 30$ $< 50$	20
$\geq 50$	25

#### 5.6.1.3.6. Anclaje de armaduras longitudinales

##### a) Nudos extremos

Las armaduras longitudinales de la viga se anclarán en el núcleo confinado de la columna o eventualmente en un segmento sobresaliente de la viga.

Se adoptará como longitud de anclaje el valor  $l_o$  (longitud básica de anclaje) establecido en el artículo 18.5.2.1. del Reglamento CIRSOC 201.

La longitud básica de anclaje  $l_o$  se computará a partir del borde interno del núcleo de la columna.

En todos los casos, la barra que se ancla deberá tener un codo a  $90^\circ$ , con la parte recta final de longitud no menor que  $0,85 l_o$  ni 25 veces el diámetro de la barra. El codo y su rama terminal se dispondrán lo más próximos posible al borde externo del núcleo de la columna. La rama terminal deberá dirigirse siempre hacia la cara opuesta de la viga.

##### b) Nudos interiores

En lo posible, las armaduras superior e inferior que atraviesan el nudo, deben ser continuas a través de éste, cumpliéndose lo establecido en el artículo 5.6.1.3.5. con relación a diámetros máximos.

Cuando las armaduras superior e inferior no puedan ser continuas a través del nudo como consecuencia de diferentes dimensiones o ejes de vigas, las barras se anclarán de acuerdo con lo prescrito para nudos extremos en el artículo 5.6.1.3.6.a).

### 5.6.1.3.7. Empalmes de armaduras

#### a) Ubicación de empalmes

No se podrán realizar empalmes por yuxtaposición en los nudos ni en los extremos de vigas, en una longitud igual a una vez y media su altura total, medida desde el borde de la columna hacia la sección media de la viga.

#### b) Longitudes de empalme

En general, la longitud de empalme por yuxtaposición se determinará mediante la siguiente expresión:

$$l_e = \alpha_1 \cdot \alpha_e \cdot l_0$$

siendo:

- $l_e$  la longitud de empalme por yuxtaposición;
- $\alpha_1$  el coeficiente que contempla el tipo y ejecución del anclaje de las barras, según la Tabla 25 del Capítulo 18 del Reglamento CIRSOC 201;
- $\alpha_e$  el coeficiente para tener en cuenta el porcentaje de barras empalmadas, según la Tabla 26 del Capítulo 18 del Reglamento CIRSOC 201;
- $l_0$  la longitud básica de anclaje según el artículo 18.5.2.1. del Capítulo 18 del Reglamento CIRSOC 201.

En ningún caso la longitud de empalme será menor que treinta veces el diámetro de la barra, ni 40 cm.

#### c) Porcentaje admisible de barras empalmadas

El porcentaje admisible de barras empalmadas será igual a las dos terceras partes de los valores indicados en el artículo 18.6.2. del Capítulo 18 del Reglamento CIRSOC 201.

### 5.6.1.4. Armaduras transversales

La armadura transversal deberá resistir los esfuerzos de corte de diseño indicados en el artículo 5.6.1.2., de acuerdo con las reglas de dimensionamiento establecidas mediante el artículo 5.5.5.

#### 5.6.1.4.1. Armaduras transversales especiales

##### a) Zonas en que se colocarán

En los extremos de la viga, en una longitud igual o mayor que el doble de su altura total, medida desde el borde de la columna o apoyo hacia la sección media de la viga.

##### b) Tipo de armadura

Las armaduras transversales especiales estarán formadas por estribos cerrados, pudiéndose adoptar los siguientes tipos:

-El estribo de la figura 22 a) del artículo 18.8.2.1 del Reglamento CIRSOC 201, pero con una longitud terminal del gancho igual o mayor que diez veces el diámetro de la barra del estribo.

-Cuando resulte posible su ejecución, se podrá utilizar el estribo de la figura 22 d) del artículo 18.8.2.1 del Reglamento CIRSOC 201, pero con una longitud terminal del gancho en ángulo recto igual o mayor que quince veces el diámetro de la barra del estribo.

En los estribos de una rama, la longitud terminal de los ganchos ejecutados a 180°, será igual o mayor que diez veces el diámetro de la barra del estribo.

##### c) Separación de armaduras

La separación entre estribos no deberá exceder los siguientes valores:

- Un cuarto de la altura total de la viga.
- Diez veces el diámetro de las barras longitudinales.
- 20 cm.

El primer estribo se colocará a una distancia no mayor que 5 cm, medida desde el borde de la columna o apoyo hacia la sección media de la viga.

**d) Diámetro mínimo**

El diámetro mínimo de los estribos será de 6 mm.

**e) Restricción al pandeo de las barras longitudinales**

Se evitará el pandeo de las barras longitudinales periféricas ubicadas en los cuartos extremos de la altura de la viga, considerando las direcciones en que resulte posible la desviación de las barras. Para ello, se dispondrán ramas de estribos que trabajan a tracción soportando la barra longitudinal, con separación de acuerdo con lo prescrito en el artículo c) precedente. Sólo se aceptará la restricción mediante trabajo flexional del estribo, cuando la longitud no soportada del mismo sea igual o menor que treinta veces su diámetro.

Podrán utilizarse estribos de 6 mm para barras longitudinales de hasta 20 mm de diámetro. Para barras longitudinales de diámetros mayores que 20 mm deberán utilizarse estribos de diámetro no menor que 8 mm.

**5.6.1.4.2. Armaduras transversales convencionales**

En la longitud de viga comprendida entre las zonas definidas en el artículo 5.6.1.4.1.a), en ningún caso la separación de estribos podrá ser mayor que la mitad de la altura total de la viga.

**5.6.1.5. Armaduras longitudinales en caras laterales de vigas**

Cuando el valor de cálculo de la tensión de corte última en los extremos de la viga resulte comprendido en la Zona de Corte 3 (según el artículo 5.5.5.c)), se dispondrá una armadura longitudinal especial en las caras laterales de la viga. Esta armadura es adicional a las requeridas por el Reglamento CIRSOC 201, y se colocará en las zonas definidas en el artículo 5.6.1.4.1.a), debiéndose anclar fuera de dichas zonas.

La armadura longitudinal especial tendrá, en cada cara, una sección  $A_l$  no menor que el mayor de los valores obtenidos mediante las siguientes expresiones:

$$A_l \geq (0,15/Z) \cdot A_s$$

$$A_l \geq (0,15/Z) \cdot A_s'$$

siendo:

- $A_l$  la sección de la armadura longitudinal especial en cada cara lateral de la viga;
- $Z$  el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.;
- $A_s$  la máxima sección de armadura longitudinal inferior en la zona;
- $A_s'$  la máxima sección de armadura longitudinal superior en la zona.

Esta armadura lateral especial se dispondrá en el tercio central de la altura total de la viga.

**5.6.1.6. Armaduras en "X" en extremos de vigas**

En las zonas sísmicas 3 y 4 (Capítulo 3 de la PARTE I de este Reglamento), cuando el valor de cálculo de la tensión de corte última en los extremos de la viga resulte comprendido en la Zona de Corte 3 (según artículo 5.5.5.c)), se colocarán, en dichos extremos, barras oblicuas en forma de X, según las siguientes prescripciones:

- a) La sección de armadura de cada brazo de la X será la necesaria para resistir al menos el 75 % del esfuerzo de corte correspondiente.
- b) La sección mínima de cada brazo de la armadura en X no podrá ser menor que el mayor de los siguientes valores:
  - 0,10  $A_s$
  - 0,10  $A_s'$
  - Dos barras de 8 mm de diámetro para cada brazo de la X,
- c) Las ramas inclinadas cruzarán la zona de potencial formación de una rótula plástica, pero los comienzos de las ramas inclinadas se dispondrán a una distancia del borde de la columna correspondiente, no menor que un quinto de la altura total de la viga, ni que 15 cm. Los anclajes en la zona de la columna se realizarán de acuerdo con lo indicado para nudos extremos en el artículo 5.6.1.3.5.a). Las ramas horizontales que se dirigen hacia la sección media de la viga tendrán una longitud no menor que 1,3 veces la longitud básica de anclaje  $l_0$  (artículo 18.5.2.1. del Reglamento CIRSOC 201).

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

### 5.6.2.1. Valores de diseño para solicitaciones normales

#### a) Esfuerzos axiales

Se adoptarán directamente los esfuerzos axiales últimos que resultan de los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento.

#### b) Momentos flectores

Como momentos flectores de diseño se considerarán los que resultan de amplificar por 1,35 los obtenidos mediante los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento.

### 5.6.2.2. Valores de diseño para esfuerzos de corte

Se considerarán para el dimensionamiento los valores de los esfuerzos de corte que resultan de amplificar por 1,35 los obtenidos mediante la aplicación de los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento.

### 5.6.2.3. Limitación de las fuerzas axiales de diseño

Las dimensiones de las columnas serán tales que los esfuerzos axiales de diseño establecidos en el artículo 5.6.2.1.a) cumplan las limitaciones que se indican a continuación:

- Para elementos con armadura de confinamiento zunchada, la fuerza de compresión axial para el diseño no podrá ser mayor que  $Z \cdot 0,85 \cdot A_b \cdot \beta_R$ , siendo: Z, el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.;  $A_b$ , la sección total de hormigón y  $\beta_R$ , el valor de cálculo de la resistencia del hormigón.
- Para elementos con armadura de confinamiento formada por estribos rectangulares, la fuerza de compresión axial para el diseño no podrá ser mayor que  $Z \cdot 0,75 \cdot A_b \cdot \beta_R$ .

### 5.6.2.4. Armaduras longitudinales de columnas

#### 5.6.2.4.1. Cuantías máximas y mínimas

La sección total de la armadura longitudinal no podrá ser menor que el 1% de la sección total de hormigón, ni mayor que el 6%. En las zonas de empalmes por yuxtaposición, se admitirá, como máximo, una sección total de armadura longitudinal del 8% de la sección total de hormigón.

La sección de la armadura longitudinal traccionada o menos comprimida, no podrá ser menor que el 0,4% de la sección total de hormigón.

#### 5.6.2.4.2. Separación máxima entre barras longitudinales

La separación máxima entre barras longitudinales de columnas no podrá ser mayor que  $20 Z$  (cm), siendo Z el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.

En columnas con dimensiones transversales iguales o menores que 30 cm, se podrá colocar una barra en cada esquina de la sección.

### 5.6.2.4.3. Empalmes de barras longitudinales

#### a) Ubicación

Los centros de los empalmes se ubicarán en la mitad central de la altura de la columna.

#### b) Tipos de empalme

No se admite el empalme por contacto directo de las superficies frontales extremas de las barras.

Los empalmes por conexiones roscadas, soldadura o manguitos, deberán cumplir los requisitos necesarios para la obtención del certificado de aptitud técnica, considerando las acciones dinámicas derivadas del sismo.

#### c) Longitudes de empalme

Se adoptarán las longitudes de empalme por yuxtaposición indicadas para vigas en el artículo 5.6.1.3.6.b), pero en todos los casos se tomara  $\alpha_1 = 1$ .

#### d) Porcentaje admisible de barras empalmadas

Se adoptarán los valores indicados en el artículo 18.6.2. del Capítulo 18 del Reglamento CIRSOC 201.

#### 5.6.2.4.4. Anclajes de barras longitudinales

##### a) Tramos terminales de columnas extremas

En los tramos terminales de columnas extremas, se aplicarán por analogía, las prescripciones establecidas en los artículos 18.8.5. (Figura 26) y 18.9.3. (Figura 27) del Capítulo 18 del Reglamento CIRSOC 201, y si resultan más exigentes, las correspondientes al artículo b) siguiente.

##### b) Tramos terminales de columnas intermedias

En los tramos terminales de columnas intermedias o, cuando se produzcan variaciones importantes de las dimensiones de la columna al pasar de un piso a otro contiguo, se adoptará como longitud de anclaje el valor de  $l_0$  (longitud básica de anclaje) establecido en el artículo 18.5.2.1. del Reglamento CIRSOC 201. Dicha longitud  $l_0$  se computará a partir del borde inferior de la viga.

En todos los casos, la barra deberá terminar en un codo a  $90^\circ$ , con la parte recta final de una longitud no menor que  $0,85 l_0$  ó 25 veces su diámetro. El codo y su rama terminal deberán disponerse lo más próximos posible a la armadura superior de la viga. La rama terminal del anclaje deberá dirigirse siempre hacia la cara opuesta de la columna.

##### c) Anclaje de barras longitudinales en fundaciones

Se adoptará como longitud de anclaje el valor de  $l_0$  (longitud básica de anclaje) establecido en el artículo 18.5.2.1. del Reglamento CIRSOC 201. Dicha longitud de anclaje  $l_0$  se computará a partir de la sección de unión de la columna con la fundación. En todos los casos, la barra deberá terminar en un codo a  $90^\circ$ , con la parte recta final de una longitud no menor que  $0,85 l_0$  ó 25 veces su diámetro. El codo y su rama terminal deberán disponerse lo más próximos posible a la armadura inferior de la fundación. La rama terminal del anclaje deberá dirigirse siempre hacia la cara opuesta de la columna (cruce de armaduras).

#### 5.6.2.5. Armaduras transversales especiales

##### 5.6.2.5.1. Zonas en que se colocarán

Las armaduras especiales se dispondrán en ambos extremos de las columnas, en una longitud  $l_c$ , medida desde el borde correspondiente de la viga hacia la sección media de la columna, que no podrá ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- La mayor dimensión de la sección en columnas rectangulares o el diámetro total de las columnas de sección circular.
- La sexta parte de la longitud libre de la columna.
- 50 cm.

##### 5.6.2.5.2. Sección de las armaduras de confinamiento para columnas con estribos rectangulares

Cuando se empleen estribos perimetrales cerrados y estribos de una rama con ganchos en los extremos (estribos suplementarios) o estribos cerrados superpuestos, la sección total de armadura transversal  $A_{sh}$  contenida en una capa, no podrá ser menor que los valores obtenidos mediante las siguientes expresiones, y se controlará según cada una de las direcciones principales de la sección:

$$A_{sh} \geq (0,6 n_u^* + 0,15) [(A_b/A_k) - 1] \beta_R/\beta_S \cdot s_e \cdot h_k$$

$$A_{sh} \geq (0,2 n_u^* + 0,05) \beta_R/\beta_S \cdot s_e \cdot h_k$$

siendo:

$n_u^*$  el esfuerzo específico de compresión, dado por la relación entre la fuerza axial de compresión de diseño y la resistencia de toda la sección de hormigón:

$$n_u^* = N_u^* / (A_b \cdot \beta_R)$$

donde:

- $N_u^*$  es la fuerza axial de compresión de diseño determinada según el artículo 5.6.2.1.;
- $A_{sh}$  la sección total de estribos y estribos suplementarios contenidos en una capa, en la dirección considerada;
- $s_e$  la separación entre capas de armaduras transversales, medida según la dirección del eje longitudinal de la columna;
- $h_k$  la dimensión del núcleo de la columna, medida perpendicularmente a la dirección analizada, considerando como bordes los extremos de los estribos perimetrales;
- $A_k$  la sección del núcleo de la columna;
- $A_b$  la sección total de la columna;
- $\beta_R$  el valor de cálculo de la resistencia del hormigón;
- $\beta_S$  el valor de cálculo de la tensión límite de fluencia del acero.

Se entenderá por capa de estribos al grupo de estribos cerrados y estribos suplementarios o al grupo de estribos cerrados superpuestos, que se disponen aproximadamente en un plano perpendicular a la dirección de la armadura longitudinal de la columna.

#### a) Fórmulas aproximadas para casos usuales

En las columnas de edificios, con recubrimientos normales, la sección total de armadura transversal  $A_{sh}$  se podrá determinar mediante las siguientes expresiones aproximadas:

$$A_{sh} = K_c / 100 \cdot s_e \cdot h_k \quad \text{para acero con } \beta_S = 420 \text{ MN/m}^2$$

$$A_{sh} = K_c / 53 \cdot s_e \cdot h_k \quad \text{para acero con } 220 \text{ MN/m}^2 \leq \beta_S < 420 \text{ MN/m}^2$$

siendo:

- $A_{sh}$  la sección total de estribos y estribos suplementarios contenidos en una capa, en la dirección considerada;
- $s_e$  la separación entre capas de estribos, medida según la dirección del eje longitudinal de la columna;
- $h_k$  la dimensión del núcleo de la columna, medida perpendicularmente a la dirección analizada, considerando como bordes los extremos de los estribos perimetrales. En forma aproximada, se puede adoptar como  $h_k$  la dimensión de la sección de la columna, medida perpendicularmente a la dirección considerada, menos 6 cm;
- $\beta_S$  el valor de cálculo de la tensión límite de fluencia del acero;
- $K_c$  un coeficiente que depende del valor absoluto de la sección  $A_b$  de la columna y del esfuerzo específico de compresión  $n_u^*$ , y cuyos valores se obtendrán de la Tabla 6.

Tabla 6. Valores de  $K_c$

Sección de la columna (cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo específico de compresión $n_u^*$								
	0,12	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
≤ 625	0,70	0,84	1,05	1,22	1,40	1,61	1,82	2,03	2,24
800	0,59	0,70	0,88	1,02	1,17	1,34	1,52	1,67	1,87
1000	0,50	0,60	0,75	0,87	1,00	1,15	1,30	1,45	1,60
1400	0,40	0,48	0,60	0,70	0,80	0,92	1,04	1,16	1,28
1800	0,35	0,42	0,54	0,61	0,70	0,81	0,91	1,01	1,12
≥ 2200	0,30	0,36	0,45	0,52	0,60	0,69	0,78	0,87	0,96

**b) Contribución de estribos diagonales**

Cuando las ramas del estribo no sean paralelas a la dirección considerada, su contribución a la sección total  $A_{sh}$  se computará multiplicando su sección por el coseno del ángulo agudo que forma el estribo con la dirección analizada.

**5.6.2.5.3 Disposición de las armaduras de confinamiento para columnas con estribos rectangulares****a) Separación entre capas de estribos**

En las zonas confinadas según lo indicado en el artículo 5.6.2.5.1., la separación entre capas no podrá exceder los siguientes valores:

- Un medio de la menor dimensión de la sección de la columna.
- Nueve veces el diámetro de la armadura longitudinal susceptible de pandear.
- 10 cm.

**b) Diámetros mínimos de estribos**

El diámetro mínimo de los estribos perimetrales será de 8 mm. El diámetro de los estribos suplementarios no será menor que tres cuartos del diámetro de los estribos perimetrales.

**c) Formas y anclajes de las armaduras transversales**

Los estribos cerrados terminarán en ganchos de por lo menos 135°. La longitud de la rama terminal será por lo menos igual a diez veces el diámetro de la barra del estribo.

Los estribos suplementarios deberán tomar a los perimetrales, y si es posible, a las barras longitudinales, mediante ganchos a 180° con longitud de rama terminal no menor que diez diámetros.

**d) Separación entre ramas de estribos**

La separación entre las ramas de los estribos o entre ellas y los estribos suplementarios, medida según un plano perpendicular a las barras longitudinales de la columna, deberá ser igual o menor que el mayor de los siguientes valores:

- 20 Z (cm), siendo Z el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.
- La mitad de la dimensión de la sección de la columna, medida perpendicularmente a la dirección de la armadura analizada.

**5.6.2.5.4. Sección de las armaduras de confinamiento para columnas con armaduras transversales circulares**

La cuantía volumétrica de armadura de confinamiento colocada en forma de hélice circular continua o de estribos circulares cerrados, no deberá ser menor que el mayor de los siguientes valores:

$$A_w/A_k \geq 0,65 (n_u^* + 0,40) [(A_b/A_k) - 1] \beta_R/\beta_S$$

$$A_w/A_k \geq 0,15 (n_u^* + 0,40) \beta_R/\beta_S$$

donde:

$$A_w = (\pi \cdot d_k \cdot A_{sw}) / s_w; \quad A_k = \pi \cdot d_k^2 / 4; \quad n_u^* = N_u^* / (\beta_R \cdot A_b)$$

siendo:

- $A_w$  el volumen de la armadura transversal por unidad de longitud de la columna;
- $d_k$  el diámetro del núcleo de columnas con armadura transversal circular;
- $A_{sw}$  la sección de la armadura transversal;
- $s_w$  la separación entre estribos circulares o paso máximo de la hélice;
- $A_k$  la sección del núcleo de columnas con armadura transversal circular;
- $A_w/A_k$  la cuantía volumétrica de la armadura transversal circular;
- $n_u^*$  el esfuerzo específico de compresión;

- $N_u^*$  la fuerza axial de compresión de diseño según el artículo 5.6.2.1.;
- $A_b$  la sección total de la columna;
- $\beta_R$  el valor de cálculo de la resistencia del hormigón;
- $\beta_s$  el valor de cálculo del límite de fluencia del acero.

#### 5.6.2.5.5. Disposición de armaduras de confinamiento para columnas con armaduras transversales circulares

##### a) Separación entre estribos circulares o paso de la hélice

En las zonas confinadas según lo indicado en el artículo 5.6.2.5.1., la separación entre estribos circulares o el paso máximo  $s_w$  de la hélice, no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- Un quinto del diámetro del núcleo  $d_k$  de la columna.
- 10 cm.
- Nueve veces el diámetro de la armadura longitudinal susceptible de pandear.

##### b) Diámetros mínimos y máximos

El diámetro mínimo de la barra que conforma la hélice o el estribo circular será de 8 mm, y el máximo de 16 mm.

##### c) Formas y anclajes

Los extremos de empalmes por yuxtaposición deben terminarse en forma de ángulo doblado hacia el interior de la columna, y su parte recta final deberá tener como mínimo, una longitud de quince veces el diámetro de la barra que conforma la hélice. Se adoptará una disposición similar en el comienzo y al final de la hélice.

#### 5.6.2.6. Armaduras transversales convencionales

En la longitud de la columna, comprendida entre sus zonas confinadas extremas según el artículo 5.6.2.5., la separación de estribos no podrá exceder, en ningún caso, los siguientes valores:

- 0,60 Z veces la menor dimensión de la sección de la columna.
- 20 cm.

siendo:

Z el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.

#### 5.6.2.7 Armaduras transversales convencionales

Las armaduras transversales especiales de confinamiento indicadas en el artículo 5.6.2.5., se dispondrán en toda la longitud de la columna en los siguientes casos:

- Cuando el punto de momento flexor nulo correspondiente a las acciones de diseño, no se encuentra en la mitad central de la longitud de la columna.
- Cuando se trate de columnas que soportan elementos muy rígidos (por ejemplo: pórticos rigidizados por muros de manpostería, tabiques de hormigón armado, reticulados, etc.), se adoptarán las siguientes prescripciones:
  - a) En los extremos de la columna, en una longitud igual o mayor que las indicadas en el artículo 5.6.2.5.1., se dispondrá una armadura transversal igual a 1,30 veces la que resulta de aplicar las prescripciones de los artículos 5.6.2.5.2. ó 5.6.2.5.4., según corresponda.
  - b) En las zonas restantes de la longitud de la columna, se dispondrá una armadura transversal especial igual a la que resulta de aplicar las prescripciones de los artículos 5.6.2.5.2. ó 5.6.2.5.4., según corresponda.

#### 5.6.2.8. Verificación de armaduras transversales a esfuerzos de corte

En todos los casos se comprobará que las armaduras transversales sean suficientes para resistir los esfuerzos de corte de diseño determinados según el artículo 5.6.2.2., empleando las reglas de dimensionamiento indicadas en el artículo 5.5.

### 5.6.2.9. Restricción al pandeo de barras longitudinales

Deberá evitarse el pandeo de todas las barras longitudinales periféricas, considerando las direcciones en que resulte factible la desviación de las barras.

Con tal finalidad, cada barra longitudinal debe ser soportada por las esquinas de los estribos cerrados que formen un ángulo interno no mayor que  $135^\circ$ , o bien por un estribo suplementario dispuesto paralelamente a la dirección susceptible de pandeo de la barra longitudinal. En todos los casos, la restricción se realizará mediante el trabajo a la flexión de los estribos, cuando la longitud no soportada sea igual o menor que veinticinco veces el diámetro de la barra del estribo.

Con la esquina de los estribos cerrados se podrá restringir el pandeo de hasta tres barras longitudinales de la columna, siempre que la separación entre el eje de la barra esquinera y el eje de cada barra adyacente no exceda de ocho veces el diámetro de la barra del estribo.

Para barras longitudinales de hasta 16 mm de diámetro se podrán utilizar estribos suplementarios de 6 mm para la restricción al pandeo. Para barras longitudinales de diámetros mayores que 16 mm, se deberán emplear estribos de 8 mm de diámetro.

En lo posible, los ganchos de cierre de los estribos cerrados se dispondrán alternadamente.

### 5.6.2.10. Aspectos constructivos

#### a) Juntas de hormigonado y dados de arranque

Las juntas constructivas de hormigonado de las columnas se ubicarán, en lo posible, a una distancia igual o mayor que 1,20 veces la longitud confinada, medida desde los bordes de las vigas.

En los arranques de columnas, cuando se construyan dados de ubicación, éstos deberán tener, al menos, un espesor de 15 cm, y contener dos capas de armadura de confinamiento. Durante la fase de construcción se tomarán todos los recaudos necesario para asegurar una adecuada unión en la junta.

#### b) Espacio para colocación del hormigón

Los estribos o capas de estribos se diseñarán, en planta, de manera tal que dejen libre, al menos, una zona de 12 cm de diámetro en las columnas usuales de edificios.

## 5.7. NUDOS VIGAS-COLUMNA

### 5.7.1. Definición y aplicación

Se definen como nudos vigas-columna a las zonas de intersección entre dichos elementos estructurales. Los siguientes requerimientos se aplicarán a los nudos sujetos a acciones derivadas de posibles desplazamientos laterales anelásticos del pórtico a que pertenecen.

### 5.7.2. Criterios fundamentales sobre comportamiento de nudos vigas-columna

Los nudos se diseñarán y construirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Los nudos no deben ser fuentes primarias de disipación de energía frente a las solicitaciones sísmicas.
- La resistencia del nudo no debe ser menor que la máxima resistencia del elemento estructural más débil que a él concurre.
- La capacidad resistente de la columna no debe reducirse por posibles degradaciones de resistencia en el nudo a causa de los desplazamientos cíclicos anelásticos del pórtico.
- Las armaduras propias del nudo, necesarias para lograr su satisfactorio comportamiento, no deben generar inconvenientes constructivos.
- Se adoptarán especiales precauciones para asegurar un correcto hormigonado de los nudos.
- Preferentemente, se preverá un comportamiento elástico de los nudos durante la ocurrencia de terremotos moderados, de manera que no resulte necesaria su reparación.

### 5.7.3. Ancho efectivo del nudo

- Cuando el ancho de columna sea mayor que el ancho de viga, el ancho efectivo del nudo deberá cumplir la siguiente condición:

$$b_j \leq b_o + 0,5 d_c \leq b_c$$

- Cuando el ancho efectivo de la viga sea mayor que el ancho de la columna, el ancho efectivo del nudo será:

$$b_j \leq b_c + 0,25 d_c \leq b_o$$

siendo:

- $b_j$  el ancho efectivo del nudo;
- $b_o$  el ancho de la viga si es de sección rectangular, o el ancho del nervio si es de sección T ó L;
- $d_c$  la dimensión de la columna, medida paralelamente al eje de la viga;
- $b_c$  la dimensión de la columna, medida perpendicularmente al eje de la viga.

#### 5.7.4. Excentricidad límite en el nudo

La excentricidad medida entre el eje de la viga y el eje de la columna, no podrá ser mayor que un tercio del ancho correspondiente de la columna.

#### 5.7.5. Armaduras de corte en los nudos

##### 5.7.5.1. Armaduras horizontales

En el nudo, entre las capas superior e inferior de las armaduras longitudinales de las vigas, se colocarán armaduras horizontales especiales, similares a las transversales de los extremos de las columnas. Su sección será, por lo menos, igual a la mayor prevista en la zona de columna inferior o superior contigua al nudo, según se indica en el artículo 5.6.2.5.

##### 5.7.5.2. Armaduras verticales

Consistirán en barras longitudinales de columna, ubicadas en los planos paralelos al de flexión de las vigas, y dispuestas entre las barras de esquina de la columna. Dicha armadura deberá tener, como mínimo, una sección igual al 40% de la máxima sección de armadura longitudinal de columna ubicada en un plano perpendicular al de flexión de las vigas que concurren al nudo.

#### 5.7.6. Nudos de columnas anchas y vigas angostas

Cuando el ancho de la columna es mayor que el ancho efectivo  $b_j$  del nudo (artículo 5.7.3.), toda la armadura longitudinal de la columna deberá disponerse en la sección efectiva  $b_j \cdot d_c$  del nudo.

#### 5.7.7. Armaduras longitudinales de columnas en zona de nudos

Las armaduras longitudinales de columnas no podrán empalmarse en zona de nudos. Los empalmes deberán realizarse de acuerdo con lo establecido en el artículo 5.6.2.4.3.

## CAPITULO 6. TABIQUES SISMORRESISTENTES DE HORMIGON ARMADO

### 6.1. CONTENIDO

Este Capítulo 6 contiene las disposiciones para análisis, dimensionamiento y detalle de Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado que integran sistemas estructurales sometidos a excitaciones sísmicas.

### 6.2. DEFINICION Y CLASIFICACION DE LOS TABIQUES SISMORRESISTENTES

Se considerarán como Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado aquellos elementos estructurales verticales cuya sección transversal horizontal cumpla la siguiente condición:

$$l_w / b_w > 4$$

siendo:

$l_w$  la longitud del tabique (lado mayor de la sección transversal horizontal);

$b_w$  el espesor del tabique (lado menor de la sección transversal horizontal).

#### 6.2.1. Tabiques sismorresistentes simples

Se entenderá por tales, aquellos tabiques que en toda su altura no presentan aberturas regularmente distribuidas ni conexiones significativas con otros tabiques.

Los Tabiques Sismorresistentes Simples se clasifican en:

##### a) Esbeltos

Cuando se cumple la siguiente condición:

$$H_w / l_w \geq 2$$

siendo:

$H_w$  la altura total del tabique;

$l_w$  la longitud del tabique.

##### b) Bajos

Cuando se cumple la siguiente condición:

$$H_w / l_w < 2$$

#### 6.2.2. Tabiques sismorresistentes acoplados

a) Se define como Tabiques Sismorresistentes Acoplados al sistema estructural constituido por un conjunto de dos o más tabiques simples, conectados por elementos de significativa rigidez y resistencia en forma regular a lo largo de su altura.

b) Para conformar el sistema estructural denominado Tabiques Sismorresistentes Acoplados, diseñado con especiales condiciones de ductilidad y al que se le asigna una ductilidad global  $\mu = 6$  en el artículo 8.3 del Capítulo 8 de la PARTE I de este Reglamento, las Vigas de Acoplamiento deberán cumplir las siguientes condiciones:

– La relación entre la luz libre (medida de borde a borde de los tabiques que conecta) y la altura total de su sección, deberá cumplir la siguiente condición:

$$l / d \leq 2,5$$

siendo:

- l la luz libre de la viga de acoplamiento;
- d la altura total de la sección de la viga de acoplamiento.

– Se diseñarán con especiales condiciones de ductilidad, empleando armadura diagonal en dos direcciones según se indica en el artículo 6.11.4. de este Capítulo 6.

### 6.3. ACCIONES DE DISEÑO

Las acciones de diseño para los tabiques sismorresistentes se obtendrán a partir de las solicitaciones últimas que resultan de aplicar los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento, modificadas apropiadamente según se indica a continuación:

#### 6.3.1. Redistribución de solicitaciones entre tabiques

La distribución de la fuerza sísmica global entre varios tabiques, que resulta de un análisis estructural elástico, puede ser ulteriormente redistribuida en forma parcial.

Se admite reducir hasta en un 30 % las fuerzas relativas a un tabique, incrementando consecuentemente las correspondientes a los demás tabiques, siempre que se respete el equilibrio entre las fuerzas totales operantes y las reacciones de los tabiques.

#### 6.3.2. Solicitaciones de flexión para el diseño

Para el diseño se considerará una envolvente lineal de los momentos flexores calculados a lo largo de toda la altura, con un decalaje vertical igual a la longitud  $l_w$  del tabique.

El diagrama de momentos flexores calculados resulta de las fuerzas sísmicas correspondientes al tabique, teniendo en cuenta la eventual redistribución indicada en el artículo 6.3.1. precedente.

#### 6.3.3. Fuerzas axiales

a) En general, se considerarán los esfuerzos axiales últimos que resultan de aplicar los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento.

b) En los sistemas de Tabiques Sismorresistentes Acoplados diseñados con especiales condiciones de ductilidad (artículo 6.2.2.b)), las fuerzas axiales de diseño inducidas por las acciones sísmicas laterales se evaluarán considerando la resistencia al corte de las vigas de acoplamiento ubicadas por encima de la sección considerada.

La resistencia al corte de las vigas de acoplamiento se determinará considerando los valores característicos de las resistencias de los materiales y amplificándola luego por 1,25.

#### 6.3.4. Valores de diseño para esfuerzos de corte

Los esfuerzos de corte últimos  $Q_u$  calculados a partir de los estados de carga indicados en Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento eventualmente modificados por la redistribución indicada en el artículo 6.3.1., a los efectos de diseño se amplificarán por el factor  $f_{aq}$  que se indica en los artículos 6.3.4.1. y 6.3.4.2., de la siguiente forma:

$$Q_{ud} = f_{aq} \cdot Q_u$$

siendo:

- $Q_{ud}$  el esfuerzo de corte para el diseño resistente;
- $f_{aq}$  el factor de amplificación de los esfuerzos de corte;
- $Q_u$  el esfuerzo de corte último calculado según los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento.

### 6.3.4.1. Tabiques de Hormigón Armado Sismorresistente

#### 6.3.4.1.1. Procedimiento de análisis con fuerzas estáticas equivalentes

Cuando las fuerzas sísmicas se determinen empleando el Método Estático según se indica en el Capítulo 14 de la PARTE I de este Reglamento, los esfuerzos de corte se amplificarán mediante el siguiente coeficiente:

$$f_{aq} = 1,25 [ 1 + 0,04 (n - 1) ]$$

siendo:

- $f_{aq}$  el factor de amplificación de los esfuerzos de corte;
- $n$  el número total de pisos de la estructura.

La expresión entre corchetes representa la magnificación dinámica. El valor del coeficiente de amplificación no podrá exceder de 2,25.

#### 6.3.4.1.2. Análisis mediante métodos dinámicos

Cuando las sollicitaciones sísmicas se determinen empleando alguno de los procedimientos de análisis dinámico establecidos en el Capítulo 14 de la PARTE I de este Reglamento, los esfuerzos de corte se amplificarán mediante el coeficiente  $f_{aq} = 1,25$ .

### 6.3.4.2. Tabiques de Hormigón Armado Sismorresistente diseñados con especiales condiciones de ductilidad

Los esfuerzos de corte para el diseño se establecerán en función de la resistencia efectiva a la flexión que es posible desarrollar en la sección de base del tabique considerado.

#### 6.3.4.2.1. Procedimiento de análisis con fuerzas estáticas equivalentes

Cuando las fuerzas sísmicas se determinen empleando el Método Estático según se indica en el Capítulo 14 de la PARTE I de este Reglamento, los esfuerzos de corte se amplificarán mediante el siguiente coeficiente:

$$f_{aq} = M_{ue} / M_u \cdot [1 + 0,04 (n-1)]$$

siendo:

- $f_{aq}$  el factor de amplificación de los esfuerzos de corte;
- $M_{ue}$  el momento flexor resistente efectivo de la sección de base del tabique;
- $M_u$  el momento flexor calculado para la sección de base del tabique, según las acciones sísmicas establecidas en la PARTE I de este Reglamento;
- $n$  el número total de pisos de la estructura.

El momento flexor resistente efectivo  $M_{ue}$  en la sección de base del tabique, se determinará considerando la armadura efectivamente colocada y las características reales de la sección. Se tendrá en cuenta la presencia del correspondiente esfuerzo axial.

No se considerarán valores de  $M_{ue}/M_u$  que resulten menores que 1,35 ni mayores que 4.

#### 6.3.4.2.2. Análisis mediante métodos dinámicos

En este caso, los esfuerzos de corte calculados se amplificarán mediante el coeficiente  $f_{aq}$  obtenido de la siguiente expresión:

$$f_{aq} = M_{ue} / M_u$$

#### 6.3.4.2.3. Tabiques Sismorresistentes Acoplados

Cuando se trate de tabiques sismorresistentes acoplados diseñados con especiales condiciones de ductilidad según se indica en el artículo 6.2.2.b), cualquiera sea el procedimiento de análisis empleado, los esfuerzos de corte calculados para los tabiques se amplificarán mediante el coeficiente  $f_{aq}$  obtenido de la siguiente expresión:

$$f_{aq} = M_{ue} / M_u$$

## 6.4. LIMITACIONES DIMENSIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES

### 6.4.1. Condiciones generales sobre el espesor mínimo de los tabiques

En todos los casos deberán cumplirse los siguientes requerimientos sobre el espesor mínimo de los tabiques:

- a) El espesor, en cualquier parte del tabique, deberá cumplir la siguiente condición:

$$b_w \geq 15 \text{ cm} / Z$$

siendo:

- $b_w$  el espesor del tabique;  
 $Z$  el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.

- b) El espesor del tabique deberá cumplir, además, la siguiente condición:

$$b_w \geq d_{det} / (20 Z)$$

siendo:

- $b_w$  el espesor del tabique;  
 $d_{det}$  la menor de las dos distancias posibles entre ejes horizontales o verticales de apoyos continuos del tabique;  
 $Z$  el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.

Para tabiques que tengan apoyado sólo un borde vertical, se considerará como  $d_{det}$  la distancia entre ejes de apoyos horizontales.

Se considerarán bordes apoyados del tabique, aquellos en que se encuentre impedido su desplazamiento en dirección perpendicular a su plano.

Pueden considerarse como apoyos las losas de entrepisos, tabiques arriostrantes transversales u otros elementos suficientemente rígidos.

Los elementos arriostrantes verticales deben construirse simultáneamente con el tabique considerado.

Los tabiques transversales de arriostramiento deben tener una longitud no menor que un quinto de la distancia entre ejes de apoyos horizontales del tabique considerado.

### 6.4.2. Condiciones particulares sobre el espesor mínimo de los tabiques para ductilidad global mayor que 4

Cuando para la determinación del Factor de Reducción  $R$  (Capítulo 8 de la PARTE I de este Reglamento) se adopta una ductilidad global mayor que 4, adicionalmente a los requerimientos indicados en el artículo 6.4.1., en construcciones de dos o más pisos, en las zonas de tabiques que presenten un acortamiento específico igual o mayor que 0,0015 para las sollicitaciones de flexión y compresión derivadas de los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento y modificadas según el presente Capítulo 6, el espesor del tabique no podrá ser menor que  $Z/10$  de la distancia entre apoyos horizontales del tabique considerado. Esta prescripción podrá quedar sin efecto si se cumple alguna de las siguientes condiciones:

- a) La fibra que presenta un acortamiento específico de 0,0015 se encuentra ubicada a una distancia del borde más comprimido igual o menor que el doble del espesor del tabique o que un quinto de su longitud (será determinante el menor de los dos valores de la distancia límite):

$$x_{0,0015} \leq 2 b_w$$

$$x_{0,0015} \leq 0,20 l_w$$

siendo:

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

- $b_w$  el espesor del tabique;  
 $l_w$  la longitud del tabique.

b) La fibra que presenta un acortamiento específico igual a 0,0015 se encuentra a una distancia del borde próximo de un arriostramiento vertical, igual o menor que el triple del espesor del tabique considerado:

$$d_{0,0015} \leq 3 b_w$$

### 6.4.3. Espesor mínimo de vigas de acoplamiento con armadura diagonal en dos direcciones

Para las vigas de acoplamiento en que sea necesario utilizar armaduras diagonales en dos direcciones según el artículo 6.11.4., el espesor mínimo será igual a  $20 \text{ cm} / Z$ .

## 6.5. DIMENSIONAMIENTO DE TABIQUES A FLEXION SIMPLE Y COMPUESTA

Los tabiques sismorresistentes de hormigón armado se dimensionarán para las sollicitaciones últimas derivadas de los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento, modificadas según se prescribe en el presente Capítulo 6, utilizando los principios básicos indicados en el artículo 17.2.1. del Reglamento CIRSOC 201 y considerando la posición efectiva de las armaduras verticales de los tabiques.

En el caso de tabiques esbeltos, cuando los requerimientos de armaduras verticales exceden los valores mínimos establecidos en este Capítulo 6, se recomienda concentrar parte de las mismas en las zonas de bordes verticales del tabique.

## 6.6. DIMENSIONAMIENTO PARA ESFUERZOS DE CORTE

### 6.6.1. Valor de cálculo de la tensión de corte última

En la sección que se considere del tabique, el valor de cálculo de la tensión de corte última se evaluará convencionalmente mediante la siguiente expresión:

$$T_{ou} = Q_{ud} / (0,9 \cdot b_w \cdot l_w)$$

siendo:

- $T_{ou}$  el valor de cálculo de la tensión de corte última;  
 $Q_{ud}$  el esfuerzo de corte último para el diseño resistente determinado según el artículo 6.3.4.;  
 $b_w$  el espesor del tabique;  
 $l_w$  la longitud del tabique.

### 6.6.2. Valor límite de la tensión de corte última

El máximo valor de cálculo de la tensión de corte última  $T_{ou}$  deberá cumplir la siguiente condición:

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

siendo:

- máx  $T_{ou}$  el máximo valor de la tensión de corte última  $T_{ou}$ ;  
 $Z$  el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.;  
 $\sigma'_{bk}$  resistencia característica de rotura a la compresión del hormigón expresada en  $\text{MN/m}^2$ .

### 6.6.3. Determinación de las armaduras de corte en tabiques esbeltos

A los fines de la determinación de armaduras de corte en tabiques sismorresistentes esbeltos (artículo 6.2.1.a)) se considerarán dos zonas de los mismos, a saber:

– **Zona Crítica:** es aquella en que se prevén potenciales plastificaciones como consecuencia de las acciones sísmicas.

– **Zonas Normales:** son aquellas en que no se prevén plastificaciones significativas. Son las zonas del tabique ubicadas fuera de la zona crítica.

#### 6.6.3.1. Delimitación de la Zona Crítica

A los efectos del dimensionamiento para esfuerzos de corte, se considerará como crítica la zona del tabique que se extiende desde el borde horizontal de fundación hasta una altura  $h_{qw}$ .

La altura de la zona crítica  $h_{qw}$  a considerar debe ser por lo menos igual al mayor de los siguientes valores:

– Un sexto de la altura total  $H_w$  del tabique:

$$h_{qw} \geq H_w/6$$

– La longitud  $l_w$  del tabique:

$$h_{qw} \geq l_w$$

– La altura del primer entrepiso de la estructura:

$$h_{qw} \geq h_1$$

No se considerará una altura  $h_{qw}$  mayor que el doble de la longitud  $l_w$  del tabique.

#### 6.6.3.2. Valores minorados de la tensión de corte para la determinación de armaduras en la zona crítica.

En la zona crítica definida en el artículo 6.6.3.1., las armaduras se determinarán a partir de los valores minorados  $T_u$  de la tensión de corte que se indican a continuación:

##### 6.6.3.2.1. Existencia de tensión de compresión axial significativa

Si la tensión de compresión axial derivada del mínimo esfuerzo axial coexistente con el esfuerzo de corte considerado es mayor que  $0,12 \beta_R$ , para el cálculo de las armaduras se tendrá en cuenta la tensión de corte minorada según las siguientes expresiones:

$$\text{Para hormigones tipo H-13 y H-17: } T_u = T_{ou} - 0,40 \sqrt{\sigma_{bk}} \cdot n_{u \text{ mfn}}^* \leq T_{ou} - 0,18 \sqrt{\sigma_{bk}}$$

$$\text{Para hormigones tipo H-21 a H-47: } T_u = T_{ou} - 0,47 \sqrt{\sigma_{bk}} \cdot n_{u \text{ mfn}}^* \leq T_{ou} - 0,20 \sqrt{\sigma_{bk}}$$

siendo:

$T_u$  el valor minorado de la tensión de corte para el cálculo de las armaduras;

$T_{ou}$  el valor de cálculo de la tensión de corte última, determinado según el artículo 6.7.2.;

$\sigma_{bk}$  la resistencia característica de rotura a la compresión del hormigón expresada en  $\text{MN/m}^2$ ;

$n_{u \text{ mfn}}^*$  el mínimo esfuerzo específico de compresión, dado por la siguiente expresión:

$$n_{u \text{ mfn}}^* = N_{u \text{ mfn}}^* / (b_w \cdot l_w \cdot \beta_R) > 0,12$$

donde:

$N_{u \text{ mfn}}^*$  es la mínima fuerza de compresión de diseño coexistente con el esfuerzo de corte considerado;

$b_w$  es el espesor del tabique;

$l_w$  es la longitud del tabique;

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

### 6.6.3.2.2. Tensión de compresión axial reducida o nula

Si la tensión de compresión axial derivada del mínimo esfuerzo axial coexistente con el corte considerado es igual o menor que  $0,12 \beta_R$ , no podrá minorarse el valor de cálculo de la tensión de corte:

$$T_u = T_{ou}$$

### 6.6.3.3. Valores minorados de la tensión de corte para la determinación de armaduras en las zonas normales

En las partes del tabique en que no se prevén potenciales plastificaciones y que correspondan a las zonas ubicadas fuera de la zona crítica definida en el artículo 6.6.3.1., el valor minorado de la tensión de corte para el cálculo de las armaduras será:

$$\text{Para hormigones Tipo H-13 y H-17: } T_u = T_{ou} - 0,18 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

$$\text{Para hormigones Tipo H-21 a H-47: } T_u = T_{ou} - 0,20 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

### 6.6.3.4. Secciones de armaduras de corte para tabiques esbeltos

Las secciones de armaduras horizontales y verticales del alma de los tabiques esbeltos (artículo 6.2.1.a)) se determinarán, a los efectos del esfuerzo de corte, de acuerdo con las siguientes expresiones:

#### 6.6.3.4.1. Armadura horizontal

La cuantía necesaria  $\mu_{hq}$  de la armadura horizontal extendida a lo largo de la longitud del tabique y perfectamente anclada en sus bordes, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\mu_{hq} = A_h / (b_w \cdot s_{ev}) = T_u / \beta_s$$

siendo:

- $\mu_{hq}$  la cuantía necesaria de armadura horizontal requerida por el esfuerzo de corte;
- $A_h$  la sección de armadura horizontal dispuesta a lo largo del tabique, contenida en una capa;
- $b_w$  el espesor del tabique;
- $s_{ev}$  la separación vertical entre capas de armaduras horizontales;
- $T_u$  el valor minorado de la tensión de corte, determinado de acuerdo con lo indicado en los artículos 6.6.3.2. ó 6.6.3.3., según corresponda;
- $\beta_s$  el valor de cálculo del límite de fluencia del acero.

La cuantía de la armadura horizontal deberá ser:

$$\mu_{hq} \geq 0,0025$$

#### 6.6.3.4.2. Armadura vertical

La cuantía necesaria  $\mu_{vq}$  de la armadura vertical requerida por el esfuerzo de corte, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\mu_{vq} = A_v / (b_w \cdot s_{eh}) = (T_u - n_u^* \cdot \min \cdot \beta_R) / \beta_s$$

siendo:

- $\mu_{vq}$  la cuantía necesaria de la armadura vertical requerida por el esfuerzo de corte;
- $A_v$  la sección de armadura vertical, contenida en una sección vertical, perpendicular al plano del tabique;
- $b_w$  el espesor del tabique;
- $s_{eh}$  la separación horizontal entre armaduras verticales;
- $T_u$  el valor minorado de la tensión de corte, determinado de acuerdo con lo indicado en los artículos 6.7.4.2. ó 6.7.4.3., según corresponda;
- $n_u^*$  el mínimo esfuerzo específico de compresión, determinado según el artículo 6.7.4.2.;

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

$\beta_S$  el valor de cálculo del límite de fluencia del acero.

La cuantía de armadura vertical no será, en ningún caso, menor que un tercio de la cuantía de armadura horizontal:

$$\mu_{vq} \geq \mu_{hq} / 3$$

La cuantía de armadura vertical deberá ser, además:

$$\mu_{vq} \geq 0,0025$$

#### 6.6.4. Juntas de construcción

La sección total de armaduras verticales  $A_{v \text{ tot}}$  que atraviesa una junta constructiva del tabique, no podrá ser menor que la obtenida mediante la siguiente expresión:

$$A_{v \text{ tot}} = ( 1,3 Q_{ud} - 0,75 N_{u \text{ mín}}^* ) / \beta_S$$

siendo:

- $A_{v \text{ tot}}$  la sección total de armadura vertical que atraviesa una junta constructiva del tabique, incluyendo la armadura colocada en los bordes por requerimientos de la flexión compuesta;
- $Q_{ud}$  el esfuerzo de corte último para el diseño, correspondiente a la sección de la junta considerada y determinado según se indica en el artículo 6.4.4.;
- $N_{u \text{ mín}}^*$  la mínima fuerza axial de diseño coexistente con el esfuerzo de corte considerado ( suma algebraica de la combinación más desfavorable de los efectos de las acciones sísmicas y la mínima carga gravitatoria en la sección correspondiente a la junta ).  
Si  $N_{u \text{ mín}}^*$  resultara de tracción, se considerará con signo negativo;
- $\beta_S$  el valor de cálculo del límite de fluencia del acero.

La superficie de la junta de construcción debe prepararse con adecuada rugosidad y limpieza.

### 6.7. ARMADURAS VERTICALES DE TABIQUES SISMORRESISTENTES

Las armaduras verticales de tabiques sismorresistentes deberán cumplir los siguientes requerimientos:

#### 6.7.1. Cuantías mínimas y máximas

La cuantía de armadura vertical en cualquier parte de la sección no podrá ser menor que el 0,25% de la sección de hormigón, ni mayor que el 5%. En las zonas de empalmes yuxtapuestos, se admitirá, como máximo, una sección total de armadura del 7% de la sección de hormigón correspondiente.

#### 6.7.2. Diámetros máximos y mínimos

El diámetro de las barras verticales en cualquier zona del tabique no podrá ser mayor que un décimo del espesor del tabique en la zona en que se ubica la barra.

El diámetro mínimo de las armaduras verticales será de 8 mm.

#### 6.7.3. Disposición de las armaduras verticales

El desarrollo y la distribución de la armadura vertical deberá realizarse de acuerdo con el diagrama de momentos flexores de diseño, indicado en el artículo 6.3.2.

#### 6.7.4. Ubicación y separaciones máximas de armaduras verticales

Se dispondrán, por lo menos, dos capas de armadura vertical, cada una de ellas ubicada en la proximidad de cada una de las dos caras del tabique.

La separación máxima entre las barras verticales será de 20 cm.

## 6.7.5. Empalmes

### 6.7.5.1. Ubicación de los empalmes. Porcentaje admisible de barras empalmadas.

En las zonas críticas del tabique (artículo 6.6.4.), no se podrá empalmar más de un tercio de las barras de la armadura vertical. Se deberán desplazar los empalmes en dirección vertical en, por lo menos, el doble de la longitud de empalme correspondiente.

Fuera de las zonas críticas, los porcentajes admisibles de barras a empalmar serán los indicados en el artículo 18.6.2. del Capítulo 18 del Reglamento CIRSOC 201.

### 6.7.5.2. Tipos de empalmes

No se permitirá el empalme por contacto directo entre superficies frontales extremas.

El empleo de empalmes por conexiones roscadas, soldaduras o manguitos, deberá estar avalado por ensayos que consideren la naturaleza dinámica de las acciones sísmicas y los números de ciclos reversibles correspondientes a la reducción de fuerzas adoptada. Deberán cumplirse los requisitos de los correspondientes certificados de aptitud técnica.

### 6.7.5.3. Longitudes de empalme

La longitud de empalme por yuxtaposición  $l_e$  se determinará mediante la siguiente expresión:

$$l_e = \alpha_e \cdot l_o$$

siendo:

- $l_e$  la longitud de empalme por yuxtaposición;
- $\alpha_e$  el coeficiente mediante el cual se tiene en cuenta el porcentaje de barras empalmadas, según la Tabla 26 del Capítulo 18 del Reglamento CIRSOC 201;
- $l_o$  la longitud básica de anclaje, según el artículo 18.5.2.1. del Capítulo 18 del Reglamento CIRSOC 201.

La longitud mínima de empalme será de treinta veces el diámetro de las barras empalmadas.

## 6.7.6. Anclajes

### 6.7.6.1. Anclajes de barras verticales en las fundaciones

Se adoptará como longitud de anclaje la longitud básica de anclaje  $l_o$  según se indica en el artículo 18.5.2.1. del Reglamento CIRSOC 201, la cual se computará a partir de la sección correspondiente a la junta del tabique con la fundación. En todos los casos, las barras deberán terminar en un codo a 90° con la parte recta final de una longitud no menor que 0,7  $l_o$  ó veinte veces el diámetro de la barra.

El codo y su rama terminal deberán disponerse lo más próximos posible a la armadura inferior de la fundación. La rama terminal deberá dirigirse hacia la cara opuesta del tabique (cruce de armaduras).

### 6.7.6.2. Longitud de anclaje de barras verticales

La longitud básica de anclaje  $l_o$  se determinará según el artículo 18.5.2.1. del Reglamento CIRSOC 201, con un valor mínimo de treinta diámetros.

### 6.7.6.3. Anclajes de barras verticales en el extremo superior de los tabiques

Las terminaciones de las barras verticales se organizarán para permitir la transmisión de esfuerzos desde los elementos estructurales horizontales al tabique. Cuando sea necesario, se aplicarán, por analogía, las prescripciones establecidas para anclajes en tramos terminales de columnas (artículo 5.6.2.4.4.). Las barras verticales de alma de los tabiques que no se doblen para prolongarse dentro de elementos estructurales horizontales, terminarán en un doble codo a 90°.

## 6.8. ARMADURAS HORIZONTALES GENERALES DE TABIQUES SISMORRESISTENTES

Las armaduras horizontales generales de los tabiques sismorresistentes deberán cumplir las siguientes prescripciones:

### 6.8.1. Cuantía mínima

La cuantía de armadura horizontal general en cualquier parte del tabique no podrá ser menor que 0,25% de la sección de hormigón.

### 6.8.2. Diámetro máximo

El diámetro máximo de las barras horizontales en cualquier parte del tabique no podrá exceder de un décimo del espesor del tabique.

### 6.8.3. Ubicación y separación máxima de las armaduras horizontales generales

Se dispondrán, por lo menos, dos capas de armadura horizontal, cada una de ellas ubicada en la proximidad de cada una de las dos caras del tabique.

La separación vertical máxima entre barras horizontales será de 20 cm.

### 6.8.4. Disposición de las armaduras horizontales generales

Las barras horizontales generales requeridas por los esfuerzos de corte deberán ser continuas a lo largo de la longitud del tabique y deberán anclarse reglamentariamente en sus bordes.

## 6.9. CONFINAMIENTO DE BORDES VERTICALES DE TABIQUES. ARMADURAS TRANSVERSALES ESPECIALES

Los bordes verticales de los tabiques sismorresistentes se confinarán mediante una armadura transversal especial en forma similar a las columnas. Esta armadura estará compuesta por estribos cerrados y, si resultan necesarios, podrán también emplearse estribos suplementarios de una rama.

### 6.9.1. Zonas críticas a confinar.

Se considerarán como zonas críticas las que a continuación se definen:

#### a) En sentido vertical

La zona crítica se extenderá desde el borde horizontal superior de la fundación hasta una altura  $h_{qw}$  que cumpla las siguientes condiciones:

$$h_{qw} \geq l_w$$

$$h_{qw} \geq H_w / 6$$

siendo:

$h_{qw}$  la altura de la zona crítica del tabique;

$l_w$  la longitud del tabique;

$h_w$  la altura total del tabique.

#### b) En sentido horizontal

En el plano de la sección transversal horizontal, la longitud  $d_w$  de la zona a confinar, medida desde cada borde externo del tabique, depende de la posición de la fibra neutra determinada para las condiciones más desfavorables considerando la máxima fuerza axial de compresión (según los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento) y del desarrollo de la máxima capacidad resistente a la flexión del tabique.

La longitud horizontal de la zona a confinar y la sección de las armaduras de confinamiento se indican a continuación en los artículos 6.9.2. y 6.9.3.

### 6.9.2. Longitud horizontal de la zona a confinar y sección de las armaduras transversales especiales para tabiques de hormigón armado sismorresistente

La longitud horizontal de la zona a confinar de los tabiques de Hormigón Armado y la sección de las armaduras transversales especiales de confinamiento, se establecen en función de la posición de la fibra neutra determinada según el artículo 6.9.1.b), contemplando los siguientes casos:

#### 6.9.2.1. Caso de profundidad moderada de la fibra neutra

Si la profundidad  $x$  de la fibra neutra es menor que el 20 % de la longitud  $l_w$  del tabique, se deberán colocar estribos cerrados en los bordes verticales del tabique, utilizando el mismo criterio que para las columnas.

### 6.9.2.1.1. Longitud horizontal de la zona en que se colocarán estribos cerrados

La zona de colocación de estribos cerrados tendrá una longitud  $d_w$  igual o mayor que un sexto de la longitud  $l_w$  del tabique.

### 6.9.2.1.2. Sección y disposición de las armaduras transversales especiales

El diámetro de las barras para estribos será, como mínimo, de 6 mm para barras longitudinales de hasta 16 mm de diámetro, y de 8 mm para barras longitudinales de diámetros mayores.

La separación vertical de los estribos mencionados no excederá de 10 veces el diámetro de la armadura longitudinal considerada, ni de 15 cm.

La separación entre ramas de estribos cerrados o entre ramas de estribos suplementarios, medida según un plano perpendicular a las barras longitudinales del tabique, no deberá exceder el mayor de los siguientes valores:

- El espesor del tabique
- $20 Z$  (cm), siendo  $Z$  el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.

### 6.9.2.2. Caso de profundidad considerable de la fibra neutra

Si la profundidad  $x$  de la fibra neutra es igual o mayor que el 20 % de la longitud  $l_w$  del tabique, se adoptarán las siguientes prescripciones:

#### 6.9.2.2.1. Longitud horizontal de la zona confinada

La longitud horizontal  $d_w$  de la zona confinada comprenderá la región en que los acortamientos específicos del hormigón exceden de 0,0015, pero no podrá ser menor que un quinto de la longitud  $l_w$  del tabique.

#### 6.9.2.2.2. Sección y disposición de las armaduras de confinamiento

La sección total de armadura transversal contenida en una capa de armadura de confinamiento no podrá ser inferior a los siguientes valores, y se controlará según cada una de las dos direcciones horizontales del tabique (longitud y espesor):

$$A_{sh} \geq (0,10 + 0,40 \ x / l_w) [(A_{bt} / A_{bk}) - 1] \beta_R / \beta_S \cdot s_e \cdot h_k$$

$$A_{sh} \geq (0,04 + 0,16 \ x / l_w) \beta_R / \beta_S \cdot s_e \cdot h_k$$

siendo:

- $A_{sh}$  la sección total de estribos y estribos suplementarios contenidos en una capa, en la dirección considerada;
- $x$  la profundidad de la fibra neutra, determinada para las condiciones más desfavorables (máxima fuerza axial de compresión y máxima capacidad resistente a flexión);
- $l_w$  la longitud del tabique;
- $A_{bt}$  el área bruta de la sección de hormigón ( $d_w \cdot b_w$ ) que se encuentra sometida a deformaciones de compresión mayores que 0,0015;
- $d_w$  la longitud horizontal de la zona confinada, según el artículo 6.9.2.2.1. precedente;
- $b_w$  el espesor del tabique;
- $A_{bk}$  el área del núcleo de la zona confinada;
- $\beta_R$  el valor de cálculo de la resistencia del hormigón;
- $\beta_S$  el valor de cálculo del límite de fluencia del acero;
- $s_e$  la separación vertical entre capas de armaduras transversales de confinamiento;
- $h_k$  la dimensión del núcleo a confinar medida perpendicularmente a la dirección considerada, teniendo como bordes los extremos de los estribos perimetrales.

#### 6.9.2.2.3. Separación entre capas de armaduras transversales

En las zonas confinadas según se indica en los artículos 6.9.2.2.1. y 6.9.2.2.2., la separación  $s_e$  entre capas de estribos, no podrá exceder los siguientes valores:

- El espesor  $b_w$  del tabique

- Nueve veces el diámetro de la armadura longitudinal del tabique, susceptible de pandear
- 12 cm

#### 6.9.2.2.4. Diámetro mínimo de los estribos

El diámetro mínimo de las barras de estribos perimetrales cerrados será de 8 mm.

El diámetro de las barras de los estribos suplementarios no podrá ser menor que tres cuartos del diámetro de las barras de los estribos perimetrales cerrados.

#### 6.9.2.2.5. Formas y anclajes de armaduras de confinamiento

Los estribos cerrados terminarán en ganchos de, por lo menos, 135°, y la longitud de la rama terminal será, por lo menos, igual a diez veces el diámetro de la barra del estribo.

Los estribos suplementarios deberán tomar a los estribos perimetrales y, si es posible, a las barras longitudinales, mediante ganchos a 180° con una longitud de la rama terminal no menor que diez veces el diámetro de la barra del estribo suplementario.

#### 6.9.2.2.6. Separación entre ramas de estribos, o entre ramas de estribos y estribos suplementarios

La separación entre ramas de estribos o entre ellas y los estribos suplementarios no podrá exceder del espesor  $b_w$  del tabique, ni de 20 Z (cm), siendo Z el factor de zona sísmica según el artículo 1.3.

### 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

La longitud horizontal de la zona a confinar y la sección de las armaduras transversales especiales de confinamiento, se establecen en función de la posición de la fibra neutra determinada según el artículo 6.9.1.b), contemplando los siguientes casos:

#### 6.9.3.1. Caso de profundidad moderada de la fibra neutra

Si la profundidad  $x$  de la fibra neutra cumple la siguiente condición:

$$x < 0,10 (M_{ue} / M_u) l_w$$

siendo:

$x$  la profundidad de la fibra neutra;

$M_{ue}$  el momento resistente efectivo en la base del tabique;

$M_u$  el momento flexor calculado en la base del tabique, según las acciones sísmicas establecidas en el presente Reglamento;

$l_w$  la longitud del tabique.

En los bordes verticales del tabique se colocarán estribos cerrados y armaduras transversales en forma similar a lo indicado para las zonas no críticas de columnas.

#### 6.9.3.1.1. Longitud horizontal de la zona en que se dispondrá armadura transversal similar a la de columnas

La zona de colocación se extenderá una longitud  $d_w$  por lo menos igual a un quinto de la longitud del tabique considerado, es decir:

$$d_w \geq l_w / 5$$

siendo:

$d_w$  la longitud horizontal de la zona a confinar del tabique considerado;

$l_w$  la longitud del tabique.

#### 6.9.3.1.2. Sección y disposición de las armaduras transversales especiales

El diámetro de las barras de estribos será, como mínimo, de 6 mm para barras longitudinales de hasta 16 mm, y de 8 mm para barras longitudinales de diámetros mayores.

La separación vertical de dichos estribos no excederá de diez veces el diámetro de la armadura longitudinal considerada, ni de 15 cm.

La separación entre ramas de estribos cerrados, o entre ramas de estribos suplementarios, medida según un plano perpendicular a las barras longitudinales del tabique, no deberá exceder el mayor de los siguientes valores:

- El espesor del tabique
- 20 cm.

#### 6.9.3.2. Caso de profundidad considerable de la fibra neutra

Si la profundidad  $x$  de la fibra neutra cumple la siguiente condición:

$$x \geq 0,10 (M_{ue} / M_u) l_w$$

siendo:

- $x$  la profundidad de la fibra neutra;
- $M_{ue}$  el momento resistente efectivo en la base del tabique;
- $M_u$  el momento flexor calculado en la base del tabique, según las acciones sísmicas establecidas en el presente Reglamento;
- $l_w$  la longitud del tabique.

Se confinarán los bordes verticales del tabique según se indica a continuación:

##### 6.9.3.2.1. Longitud horizontal de la zona confinada

La longitud horizontal  $d_w$  de la zona de confinamiento comprenderá la región en que los acortamientos específicos del hormigón exceden de 0,0015, pero no podrá ser menor que un quinto de la longitud  $l_w$  del tabique.

##### 6.9.3.2.2. Sección y disposición de las armaduras transversales de confinamiento

La sección total de armadura transversal  $A_{sh}$  contenida en una capa de armadura de confinamiento, será la que resulta de amplificar por 1,10 la obtenida según el artículo 6.9.2.2.2.

##### 6.9.3.2.3. Separación entre capas de armaduras

En las zonas confinadas, la separación entre capas de estribos no podrá exceder ninguno de los siguientes valores:

- El semiespesor del tabique
- Siete veces el diámetro de la armadura longitudinal del tabique, susceptible de pandear
- 10 cm.

##### 6.9.3.2.4. Diámetro mínimo de los estribos

Se aplicarán las especificaciones establecidas en el artículo 6.9.2.2.4.

##### 6.9.3.2.5. Formas y anclajes de armaduras de confinamiento

Se aplicarán las especificaciones establecidas en el artículo 6.9.2.2.5.

##### 6.9.3.2.6. Separación entre ramas de estribos

La separación entre ramas de estribos, o entre ellas y estribos suplementarios no podrá ser mayor que el espesor del tabique, ni que 20 cm.

## 6.10. RESTRICCIÓN AL PANDEO DE BARRAS LONGITUDINALES DE ARMADURA DE TABIQUES SISMORRESISTENTES

En las zonas de posible plastificación de las armaduras longitudinales por compresión, en que la cuantía longitudinal local excede de 0,0075 y las barras longitudinales tienen un diámetro mayor que 12 mm, deberá asegurarse la restricción al pandeo de las barras longitudinales de acuerdo con las siguientes prescripciones:

- Para evitar el pandeo se considerarán las direcciones en que resulte factible la desviación lateral de las barras.
- Cada barra debe ser soportada por la esquina de un estribo cerrado o por un estribo suplementario paralelo a la dirección de susceptible pandeo de la barra.
- En todos los casos, la restricción se efectuará mediante el trabajo a tracción del estribo. Sólo podrá aceptarse su trabajo flexional cuando la longitud no soportada del estribo sea igual o menor que veinticinco veces su diámetro.
- Con cada una de las esquinas de los estribos cerrados, se podrán asegurar al pandeo hasta tres barras longitudinales, siempre que la separación entre el eje de la barra esquinera y los ejes de las barras adyacentes no exceda de ocho veces el diámetro de la barra del estribo.
- Para barras longitudinales de hasta 16 mm de diámetro, se podrán utilizar barras para los estribos, de diámetro no menor que 6 mm. Para barras longitudinales de diámetro mayor que 16 mm, el diámetro mínimo de las barras de estribos será de 8 mm.
- La separación vertical de los estribos para la restricción al pandeo no podrá exceder de diez veces el diámetro de la barra longitudinal considerada, ni de 15 cm.
- Las armaduras transversales especiales para confinamiento de bordes verticales de tabiques, indicadas en el artículo 6.9., se considerarán como integrantes del conjunto de barras destinadas a restringir el pandeo de las barras longitudinales.

## 6.11. VIGAS DE ACOPLAMIENTO

### 6.11.1. Aplicación

Las siguientes prescripciones se aplicarán a las Vigas de Acoplamiento de los Tabiques Sismorresistentes Acoplados definidos en el artículo 6.2.2., y por extensión se utilizarán para los elementos estructurales predominantemente flexionados que cumplan la siguiente condición:

$$l < 4 d$$

siendo:

- l la luz libre de la viga, medida entre bordes interiores de apoyos;
- d la altura total de la viga.

### 6.11.2. Casos de dimensionamiento

En función de los valores de tensión máxima de corte en estado último y de cuantía de armadura flexional que resultan para las sollicitaciones de diseño, se distinguen dos casos de dimensionamiento:

- a) Dimensionamiento Convencional a Flexión y Corte, cuando resultan tensiones de corte moderadas y bajas cuantías de armadura flexional.
- b) Dimensionamiento con Armaduras Diagonales en dos direcciones, cuando resultan tensiones de corte elevadas o cuantías elevadas de armadura flexional.

#### 6.11.2.1. Dimensionamiento convencional a flexión y corte

Se utilizará este procedimiento cuando se cumplan simultáneamente las dos condiciones siguientes:

- a) Valor máximo de la tensión de corte en estado último:

$$T_{ou} < 0,15 \sqrt{\sigma_{bk}} \cdot l / d$$

siendo:

- $T_{ou}$  el valor de cálculo de la tensión de corte en estado último, determinado según los artículos 5.5.2. y 5.5.3.;
- $\sigma_{bk}$  resistencia característica de rotura a la compresión del hormigón expresada en  $\text{MN/m}^2$ ;
- l la luz libre de la viga, medida entre bordes interiores de apoyos;
- d la altura total de la viga.

b) Valor máximo de la cuantía de armadura longitudinal de borde superior o inferior:

$$\rho_{o \text{ long}} < 0,3 \cdot l \cdot \sqrt{\beta_R} / (d \cdot \beta_S)$$

siendo:

$\rho_{o \text{ long}}$  la cuantía de armadura longitudinal superior o inferior necesaria para la sollicitación de flexión, y cuyo valor se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$\rho_{o \text{ long}} = A_s / (b_o \cdot h) \quad \text{ó} \quad \rho_{o \text{ long}} = A_s' / (b_o \cdot h)$$

donde:

- $A_s$  la sección de armadura traccionada;
- $A_s'$  la sección de armadura comprimida;
- $b_o$  el ancho de la viga;
- $h$  la altura útil de la viga;
- $l$  la luz libre de la viga, medida entre bordes interiores de apoyos;
- $d$  la altura total de la viga;
- $\beta_R$  el valor de cálculo de la resistencia del hormigón, expresada en  $\text{MN/m}^2$ ;
- $\beta_S$  valor de cálculo de la tensión de fluencia del acero, expresado en  $\text{MN/m}^2$ .

Si se verifican simultáneamente las condiciones a) y b) anteriores, para el dimensionamiento y detalle a flexión y corte, se adoptarán las prescripciones para vigas esbeltas indicadas en el Capítulo 5, teniendo en cuenta las siguientes disposiciones:

- Para la flexión se adoptará doble armadura simétrica en los bordes de la viga. Las armaduras deberán ser continuas en toda la longitud de la viga.
- Las armaduras transversales especiales indicadas para los extremos de vigas esbeltas, se dispondrán a lo largo de toda la viga.
- En las caras laterales de la viga, se dispondrá armadura longitudinal de cuantía equivalente a la correspondiente a la armadura transversal de la viga.

#### 6.11.2.2. Dimensionamiento a flexión y corte con armaduras diagonales

Cuando no se verifica alguna o las dos condiciones a) y b) del artículo 6.11.2.1., la totalidad de las sollicitaciones de corte y flexión deberán ser resistidas mediante armaduras diagonales en dos direcciones (en forma de "X").

La sección de armadura diagonal en cada dirección, se podrá determinar mediante la siguiente expresión:

$$A_d = Q_u / (2 \beta_S \cdot \text{sen } \alpha)$$

siendo:

- $A_d$  la sección de armadura diagonal en cada dirección;
- $Q_u$  el esfuerzo de corte último operante sobre la viga de acoplamiento, derivado de los estados de carga indicados en Capítulo 10 de la PARTE I de este Reglamento;
- $\beta_S$  la tensión de fluencia de la armadura diagonal;
- $\alpha$  el ángulo formado por la armadura diagonal con la horizontal.

Las armaduras diagonales deberán estar provistas de estribos para restringir la posibilidad de pandeo de sus barras, en forma análoga a lo indicado para columnas en el artículo 5.6.2.9.

La separación máxima entre estribos no excederá de seis veces el diámetro de la barra diagonal, ni de 10 cm.

Para barras diagonales de hasta 16 mm se podrán utilizar estribos de 6 mm de diámetro; para diámetros mayores se emplearán estribos de 8 mm de diámetro.

El anclaje de las barras diagonales en los tabiques adyacentes tendrá una longitud por lo menos igual a  $1,5 l_0$  (siendo  $l_0$  la longitud básica de anclaje según el artículo 18.5.2.1. del Reglamento CIRSOC 201).

Se colocarán por lo menos cuatro barras diagonales en cada dirección formando un ancho del orden del 20 % de la altura total de la viga de acoplamiento.

- Adicionalmente a la armadura diagonal precedentemente indicada, en cada cara lateral se dispondrá una red de armaduras formada por barras longitudinales laterales y estribos, de los diámetros y separaciones siguientes:

Para aceros con  $\beta_S = 420 \text{ MN/m}^2$  : barras  $d_s = 8 \text{ mm}$  cada 10 cm ó  $d_s = 10 \text{ mm}$  cada 15 cm;

Para aceros con  $\beta_S = 220 \text{ MN/m}^2$  : barras  $d_s = 10 \text{ mm}$  cada 10 cm;

siendo  $\beta_S$  la tensión de fluencia del acero.

- En los bordes superior e inferior de la viga de acoplamiento, se colocarán dos barras longitudinales en cada uno, con los diámetros que se indican a continuación:

Para aceros con  $\beta_S = 420 \text{ MN/m}^2$  :  $d_s = 16 \text{ mm}$

Para aceros con  $\beta_S = 220 \text{ MN/m}^2$  :  $d_s = 20 \text{ mm}$ .

## 6.12. DETERMINACION DE LAS ARMADURAS DE CORTE EN TABIQUES BAJOS

Para tabiques sismorresistentes de Hormigón Armado en que la relación entre la altura total  $H_w$  y su longitud  $l_w$  resulta menor que 2, se preverán adecuadas armaduras verticales para cubrir los requerimientos de las fuerzas de compresión diagonal que se desarrollan en el tabique.

Para el cálculo de las armaduras horizontales, en toda la altura del tabique, se aplicarán los valores minorados de la tensión de corte para la determinación de armaduras en la zona crítica de tabiques esbeltos, según se establece en el artículo 6.6.3.2.

La sección de armadura horizontal se determinará de acuerdo con lo establecido para tabiques esbeltos en el artículo 6.6.3.4.1.

La sección de armadura vertical se determinará según las siguientes prescripciones:

- Para tabiques con altura total igual o menor que su longitud, se adoptará una armadura vertical para corte, igual que la armadura horizontal.
- Para tabiques con altura total igual al doble de su longitud, se adoptará una armadura vertical para corte, por lo menos igual al 70 % de la armadura horizontal.
- Para valores intermedios de la relación entre la altura y la longitud del tabique, se interpolará linealmente entre los valores indicados precedentemente.
- La cuantía mínima de armadura horizontal será de 0,0025.

## CAPITULO 7. DIAFRAGMAS

### 7.1. APLICACION

El presente Capítulo 7 se aplica a las losas de entrepisos y/o techos solicitadas en su plano por efecto de las acciones sísmicas. Se trata, entonces, de diafragmas rígidos que distribuyen los esfuerzos originados por las excitaciones sísmicas, entre los distintos planos verticales sismorresistentes de la estructura.

### 7.2. SOLICITACIONES A CONSIDERAR EN EL DIMENSIONAMIENTO

#### a) Solicitaciones normales

Para el dimensionamiento, se adoptarán directamente los valores últimos de solicitaciones normales (momentos flexores y esfuerzos axiles) que resultan de aplicar las consideraciones del artículo 11.10 de la PARTE I de este Reglamento a los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de dicha PARTE I.

#### b) Esfuerzos de corte

Para el dimensionamiento, se adoptarán los valores de esfuerzos de corte que resultan de amplificar por 1,25 los obtenidos de la aplicación de las consideraciones del artículo 11.10 de la PARTE I de este Reglamento a los estados de carga indicados en el Capítulo 10 de dicha PARTE I.

### 7.3. DIMENSIONAMIENTO A SOLICITACIONES NORMALES

Se aplicarán, por analogía, los criterios utilizados para vigas de gran altura o tabiques sismorresistentes de hormigón armado, según corresponda.

### 7.4. DIMENSIONAMIENTO A ESFUERZOS DE CORTE

#### 7.4.1. Tensión de corte nominal última

La tensión de corte nominal última  $T_{nu}$  se determinará según la siguiente expresión:

$$T_{nu} = Q_u / (e_l \cdot l_d)$$

siendo:

$T_{nu}$  la tensión de corte nominal última;

$Q_u$  el esfuerzo de corte último determinado según el artículo 7.2.b);

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

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

#### 7.4.2. Límites de las tensiones de corte

Las tensiones de corte determinadas según el artículo 7.4.1., en ningún caso podrán exceder los siguientes límites:

$$T_{nu} \leq 0,60 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

$$T_{nu} \leq 0,15 \sqrt{\sigma'_{bk}} + (a_{el} / 170 e_l) \beta_s$$

siendo:

$T_{nu}$  la tensión de corte nominal última determinada según el artículo 7.4.1.;

$\sigma'_{bk}$  la resistencia característica de rotura a la compresión del hormigón expresada en  $\text{MN/m}^2$ ;

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

$e_l$  el espesor de la losa si es maciza o de la capa de compresión si es nervurada, expresado en cm;

$\beta_s$  el valor de cálculo de la tensión de fluencia del acero.

Si los anteriores valores límite son excedidos, deberá aumentarse el espesor de la losa maciza, o de la capa de compresión si es nervurada.

### 7.4.3. Dimensionamiento de las armaduras

a) Si resulta  $\tau_{nu} \leq 0,15 \sqrt{\sigma'_{bk}}$  no es necesario determinar la armadura, debiéndose disponer la armadura mínima que se indica en el artículo 7.5.

b) Si resulta

$$0,15 \sqrt{\sigma'_{bk}} < \tau_{nu} \leq 0,60 \sqrt{\sigma'_{bk}} \quad \text{ó} \quad 0,15 \sqrt{\sigma'_{bk}} \leq \tau_{nu} \leq 0,15 \sqrt{\sigma'_{bk}} + a_{el} \cdot \beta_s / (170 \cdot e_l)$$

se dispondrá una armadura en forma de malla ortogonal, cuya sección de armadura por metro, en cada dirección, se determinará según la siguiente expresión:

$$a_e = Q_u / (l_d \cdot \beta_s)$$

siendo:

- $a_e$  la sección de armadura según cada dirección, expresada en  $\text{cm}^2/\text{m}$ ;
- $Q_u$  el esfuerzo de corte último determinado según el artículo 7.2.b);
- $l_d$  la longitud de losa vinculada con el elemento del plano sismorresistente vertical;
- $\beta_s$  la tensión nominal de fluencia;
- $\tau_{nu}$  la tensión de corte nominal última determinada según el artículo 7.4.1.;
- $\sigma'_{bk}$  la resistencia característica de rotura a la compresión del hormigón expresada en  $\text{MN}/\text{m}^2$ ;
- $a_{el}$  la sección de armadura por metro de losa, dispuesta en la dirección del esfuerzo de corte analizado, expresada en  $\text{cm}^2$ ;
- $e_l$  el espesor de la losa si es maciza o de la capa de compresión si es nervurada, expresado en cm.

## 7.5. ARMADURAS MINIMAS Y ESPESORES MINIMOS

### 7.5.1. Losas macizas

#### a) Losas macizas armadas en una dirección

Se controlará que la sección de armadura de repartición sea por lo menos igual al 0,13% de la sección total de hormigón por metro.

Se controlará además, que la sección de armadura principal sea por lo menos igual al 0,25% de la sección total de hormigón por metro.

#### b) Losas cruzadas

Se controlará que la sección de armadura en la dirección principal sea por lo menos igual al 0,23% de la sección total de hormigón por metro.

La sección de la armadura en la otra dirección, será por lo menos igual al 0,20% de la sección total de hormigón por metro.

En todos los casos de losas macizas, la separación entre armaduras no podrá superar el valor  $25 Z$  (cm), siendo  $Z$  el factor de la zona sísmica según el artículo 1.3.

Los porcentajes indicados corresponden a los aceros con límite de fluencia  $\beta_s = 420 \text{ MN}/\text{m}^2$ . Si se trata de aceros con límite de fluencia menor, los porcentajes anteriores se aumentarán proporcionalmente a la correspondiente relación entre las tensiones de fluencia.

### 7.5.2. Losas nervuradas

- a) El espesor mínimo de la capa de compresión se determinará de acuerdo con las prescripciones del artículo 21.2.2.1. del Reglamento CIRSOC 201, pero se verificará su resistencia al corte según lo indicado en el artículo 7.4.
- b) La armadura mínima en la capa de compresión estará constituida por una malla formada por barras de 4 mm de diámetro con separación de 20 cm, o sección equivalente. En ningún caso la separación podrá ser mayor que 25 cm.  
Si la distancia entre ejes de nervios supera los 70 cm, se deberán realizar adecuadas comprobaciones de la rigidez y resistencia de la losa nervurada ante solicitaciones contenidas en su plano.

Las armaduras indicadas precedentemente corresponden a los aceros con límite de fluencia  $\beta_s = 420$  MN/m<sup>2</sup>. Si se emplean aceros con límites de fluencia menor, dichas armaduras se incrementarán proporcionalmente a la correspondiente relación entre las tensiones de fluencia.



## **CAPITULO 8. CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES DE HORMIGON PRETENSADO**

### **8.1. APLICACION**

El presente Capítulo se aplicará a los elementos estructurales de sistemas aporticados total o parcialmente pretensados que forman parte del dispositivo primario de disipación de energía bajo excitaciones sísmicas.

Se aplicarán todas las disposiciones del Capítulo 5, referentes a los componentes de sistemas de pórticos de hormigón armado, excepto en lo que resulten modificadas por el presente Capítulo 8.

### **8.2. DUCTILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA**

Para establecer el factor de reducción  $R$  indicado en el Capítulo 8 de la PARTE I de este Reglamento, se adoptarán los siguientes valores de ductilidad global de la estructura aporticada:

- Hormigón Pretensado Total:  $\mu = 2,5$
- Hormigón Pretensado Parcial:  $\mu = 3,0$

Para la determinación de las fuerzas sísmicas, se emplearán los espectros correspondientes a un amortiguamiento del 5% del crítico.

### **8.3. CONTROL PARA TERREMOTOS DE FRECUENTE OCURRENCIA**

Bajo los efectos de terremotos de frecuente ocurrencia se controlará que la deformación de los elementos tensores, no supere a la correspondiente al instante del tensado o al límite de proporcionalidad del acero del pretensado.

### **8.4. ADHERENCIA MEDIANTE INYECCION**

Los elementos tensores de los miembros del sistema estructural aporticado deberán ser inyectados cuando forman parte del dispositivo primario de disipación de energía bajo acciones sísmicas. Podrán exceptuarse los siguientes casos:

- Vigas de Hormigón Pretensado Parcial en que las armaduras convencionales proveen por lo menos el 80 % de la resistencia flexional y los elementos tensores pasan por el tercio central de la altura de la viga en la zona de borde de la columna.
- Entrepisos de Hormigón Pretensado que no contribuyen a la resistencia flexional de los pórticos.

### **8.5. UBICACION DE LOS ANCLAJES**

Los anclajes para los sistemas de "postensado" que forman parte del dispositivo sismorresistente primario, se ubicarán fuera de la zona de nudos vigas-columna y lo más alejados posible de las zonas de potencial formación de rótulas plásticas.

### **8.6. ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREDOMINANTEMENTE FLEXIONADOS (VIGAS)**

Sobre el conjunto estructural se adoptarán las disposiciones necesarias para asegurar que, frente a terremotos severos, las rótulas plásticas se formen en lugares convenientes (en vigas) para la capacidad de disipación de energía de la estructura.

En las regiones de potencial formación de rótulas plásticas en vigas, deberán tenerse en cuenta las siguientes prescripciones:

- a) Se regulará la sección total de armadura (pretensada y convencional) de manera que la profundidad de la fibra neutra no exceda del 25 % de la altura total de la sección. Para la determinación de la profundidad de fibra neutra considerando simultáneamente acciones gravitatorias y sísmicas, se aplica-

rán los lineamientos del Reglamento CIRSOC 201.

Excepcionalmente, la profundidad de la fibra neutra podrá llevarse al 35 % de la altura total de la sección, si se adoptan armaduras de confinamiento similares a las correspondientes a zonas críticas de columnas de Hormigón Armado Sismorresistente.

- b) El momento de rotura de la sección deberá ser por lo menos un 25 % mayor que el momento de fisuración. Se tendrán en cuenta las posibles reducciones del esfuerzo de pretensado, siendo recomendable adoptar, como mínimo, una disminución del 10 % sobre el valor calculado del esfuerzo de pretensado.
- c) En las zonas de posible inversión de momentos, se recomienda la disposición de elementos tensores en ambos bordes de la sección. En la eventualidad de colocar un solo elemento tensor a mitad de altura, en los bordes de la sección se dispondrán armaduras convencionales del tipo de acero conformado superficialmente.
- d) Se dispondrán armaduras transversales de confinamiento en las zonas de potencial formación de rótulas plásticas, aplicando las prescripciones del artículo 5.6.1.
- e) El dimensionamiento a esfuerzos de corte se realizará de manera que se evite la rotura por corte antes que por flexión. Por extensión se aplicarán las prescripciones del artículo 5.5.

## **8.7. ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A COMPRESION Y FLEXION (COLUMNAS)**

Se aplicarán los requerimientos indicados en el Capítulo 5. Para las zonas críticas de columnas, las armaduras de confinamiento se establecerán de acuerdo con el artículo 5.6.2. correspondiente a columnas de sistemas de pórticos de Hormigón Armado Sismorresistente.

## **8.8. VAINAS**

Se utilizarán vainas "corrugadas" o con equivalentes características de adherencia.

## **8.9. NUDOS VIGAS - COLUMNA**

Los nudos vigas-columna se diseñarán de acuerdo con el artículo 5.7.