

cuadernos de

informes

Instituto Eduardo Torroja

CEB

COMITE EURO-INTERNACIONAL DEL HORMIGON

CODIGO MODELO PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

3.ª Parte

409-6

Grupo de trabajo del CEB sobre «DISEÑO SISMICO»

Presidente:	Paolo E. Pinto	Roma (I)
Miembros:	H. Aoyama	Tokio (J)
	H. Batchman	Zurich (CH)
	J. I. Alvarez Baleriola	Madrid (E)
	V. V. Bertero	Berkeley (USA)
	J. S. Carmona	San Juan (RA)
	E. Cansado de Carvalho	Lisboa (P)
	J. Despeyroux	París (F)
	U. Ersoy	Ankara (TK)
	S. Inomata	Tokio (J)
	J. Jirsa	Austin (USA)
	G. König	Darmstadt (D)
	M. Miehlsbradt	Lausana (CH)
	A. Negoita	Iasi (R)
	T. Paulay	Christchurch (NZ)
	K. A. Sorensen	Copenague (DK)
	T. P. Tassios	Atenas (GR)
	S. M. Uzumeri	Toronto (CND)
	M. Velkov	Skoplje (YU)

Conexión con CEE/ONU-Ginebra: W. Kukulski

REFERENCIAS

Ref. 1.—CEB-FIB. Código Modelo para estructuras de hormigón, tercera edición, 1978.

Ref. 2.—Applied Technology Council, «Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings», Publ. ATC 3-06, Junio 1978.

Versión en castellano, traducida por:
José I. Alvarez Baleriola
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos

índice

1.ª Parte (n.º 372)

1. ALCANCE Y AMBITO DE APLICACION
2. REQUISITOS
 - 2.1. Seguridad estructural
 - 2.2. Utilización
3. CRITERIOS DE DISEÑO
 - 3.1. Definiciones
 - 3.2. Diferentes grados de fiabilidad
 - 3.3. Niveles de ductilidad

2.ª Parte (n.º 373)

4. METODOS DE COMPROBACION
 - 4.1. Datos básicos
 - 4.1.1. Características de los materiales
 - 4.1.1.1. Hormigón
 - 4.1.1.2. Acero de armaduras
 - 4.1.2. Coeficientes de seguridad de materiales γ_m
 - 4.1.3. Coeficientes de comportamiento estructural
 - 4.1.4. Combinación de cargas de proyecto
 - 4.2. Análisis estructural
 - 4.2.1. Configuración geométrica de los edificios
 - 4.2.1.1. Configuración en planta
 - 4.2.1.2. Configuración en alzado
 - 4.2.2. Aplicación de la acción sísmica
 - 4.2.3. Modelo analítico
 - 4.2.4. Análisis estático equivalente
 - 4.2.4.1. Fuerzas horizontales de proyecto
 - 4.2.4.2. Solicitaciones de torsión
 - 4.2.4.3. Solicitaciones de segundo orden
 - 4.2.5. Procedimiento del análisis modal
 - 4.2.5.1. Modelización
 - 4.2.5.2. Modos de vibración
 - 4.2.5.3. Combinación de respuestas modales
 - 4.2.5.4. Solicitaciones de torsión
 - 4.2.5.5. Solicitaciones de segundo orden
 - 4.3. Solicitaciones de proyecto
 - 4.3.1. Nivel II de ductilidad: ND II
 - 4.3.1.1. Elementos sometidos a flexión $N_d \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$
 - 4.3.1.2. Elementos sometidos a flexión y axil $N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$
 - 4.3.1.3. Nudo de unión viga-pilar
 - 4.3.1.4. Pantallas estructurales
 - 4.3.1.4.1. Redistribución
 - 4.3.1.4.2. Envolvente de proyecto para el momento flector
 - 4.3.1.4.3. Esfuerzo axil inducido en pantallas acopladas
 - 4.3.1.4.4. Coeficientes de amplificación dinámica
 - 4.3.2. Nivel III de ductilidad: ND III
 - 4.3.2.1. Elementos sometidos a flexión $N_d \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$
 - 4.3.2.2. Elementos sometidos a flexión y axil $N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$
 - 4.3.2.3. Nudo de unión viga-pilar
 - 4.3.2.4. Pantallas estructurales
 - 4.3.2.4.1. Redistribución
 - 4.3.2.4.2. Envolvente de proyecto para el momento flector
 - 4.3.2.4.3. Esfuerzo axil inducido en pantallas acopladas
 - 4.3.2.4.4. Esfuerzo cortante

4.4. Dimensionamiento y verificación

- 4.4.1. Elementos lineales
 - 4.4.1.1. Generalidades
 - 4.4.1.2. Limitaciones al esfuerzo axial
 - 4.4.1.3. Relación de resistencias entre vigas y soportes
 - 4.4.1.4. Resistencia a cortante
 - 4.4.1.4.1. Contribución del hormigón
 - 4.4.1.4.2. Armadura transversal
- 4.4.2. Unión viga-pilar (sólo para DL III)
 - 4.4.2.1. Esfuerzo cortante horizontal
 - 4.4.2.1.1. Tensión nominal de cortante horizontal
 - 4.4.2.1.2. Mecanismos de resistencia a cortante del nudo de unión
 - 4.4.2.1.3. Esfuerzo cortante soportado por el hormigón
 - 4.4.2.1.4. Armadura horizontal de cortante
 - 4.4.2.2. Esfuerzo cortante vertical
 - 4.4.2.2.1. Armadura vertical de cortante
 - 4.4.2.3. Uniones excéntricas viga-pilar
- 4.4.3. Pantallas
 - 4.4.3.1. Generalidades
 - 4.4.3.2. Resistencia a esfuerzo cortante
 - 4.4.3.2.1. Máxima tensión tangencial de cortante permisible
 - 4.4.3.2.2. Contribución del hormigón a la resistencia a cortante
 - 4.4.3.2.3. Armado del alma
 - 4.4.3.3. Dinteles de acoplamiento
- 4.4.4. Forjados y losas de escalera
- 4.4.5. Elementos de hormigón pretensado
 - 4.4.5.1. Generalidades
 - 4.4.5.2. Elementos a flexión
 - 4.4.5.3. Soportes
 - 4.4.5.4. Unión viga-pilar
- 4.4.6. Verificaciones
 - 4.4.6.1. Verificación del colapso
 - 4.4.6.2. Verificación de la resistencia
 - 4.4.6.3. Verificación de la estabilidad
 - 4.4.6.4. Verificación del estado de servicio
 - 4.4.6.5. Desplazamientos máximos

3.ª Parte

5. DETALLES DE ARMADO, EJECUCION, USO

- 5.1. Elementos sometidos a flexión $N_d \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$.
 - 5.1.1. Coacciones geométricas.
 - 5.1.2. Armadura longitudinal
 - 5.1.3. Armadura transversal máxima
- 5.2. Elementos sometidos a flexión y axil $N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$
 - 5.2.1. Coacciones geométricas
 - 5.2.2. Armadura longitudinal
 - 5.2.3. Armadura transversal
 - 5.2.3.1. Zonas críticas en los pilares
 - 5.2.3.2. Estructuras con ND II
 - 5.2.3.3. Estructuras con ND III
- 5.3. Uniones viga-pilar
 - 5.3.1. Confinamiento
- 5.4. Pantallas
 - 5.4.1. Coacciones geométricas
 - 5.4.2. Armadura longitudinal
 - 5.4.3. Armadura transversal
 - 5.4.3.1. Zonas con armadura transversal especial
 - 5.4.4. Dinteles de acoplamiento
- 5.5. Anclaje y solape de armaduras
 - 5.5.1. Generalidades
 - 5.5.2. Elementos a flexión: anclaje de la armadura longitudinal
 - 5.5.3. Pilares: anclaje de la armadura longitudinal
 - 5.5.4. Solape de armaduras longitudinales
 - 5.5.5. Anclaje y solape de armaduras transversales

6. ACCION SISMICA

- 6.1. Sismicidad regional
- 6.2. Zonas sísmicas
- 6.3. Características de la acción sísmica
- 6.4. Acción sísmica de proyecto
 - 6.4.1. Espectro de respuesta elástica normalizado
 - 6.4.2. Efectos locales
 - 6.4.2.1. Tipos de perfiles del suelo
 - 6.4.2.2. Coeficiente local
 - 6.4.3. Espectro de respuesta elástica normalizado según el lugar de ubicación
 - 6.4.4. Espectro de respuesta de proyecto

7. DEFINICIONES Y NOTACION

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

C-5. DETALLES DE ARMADO, EJECUCION, USO

C-5.1. Elementos sometidos a flexión ($N_d \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)

C-5.1.1. COACCIONES GEOMETRICAS

- a), d) Las limitaciones referentes al espesor relativo entre vigas y pilares: a) y el valor límite de la excentricidad d), están destinados a garantizar una eficaz transferencia del momento flector de la jácena al pilar.
- b) El valor límite de la relación canto/ancha se establece para fomentar la utilización de secciones compactas, para evitar cualquier posible riesgo de inestabilidad trasversal al alcanzar la respuesta rangos de comportamiento no-lineal.
- c) A partir de datos experimentales se ha podido concluir que bajo los efectos de alternancia de desplazamientos en el rango no-lineal, el comportamiento de los elementos lineales de pórticos, que poseen una relación l/h menor de 4, es substancialmente diferente del comportamiento general de los componentes esbeltos. Esto se manifiesta especialmente con respecto al esfuerzo cortante ante cargas alternadas.

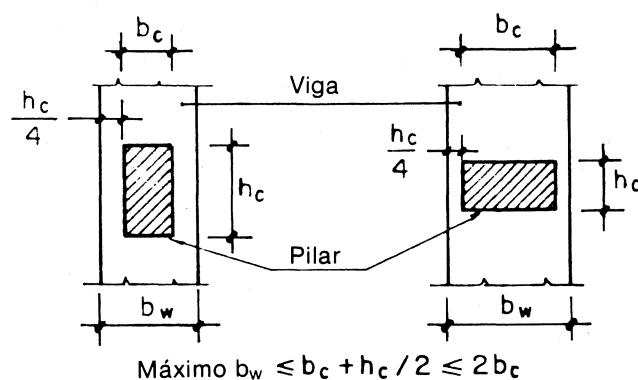


Fig. 5.1

S-5. DETALLES DE ARMADO, EJECUCION, USO

Cuando no se mencione explícitamente, las especificaciones de este capítulo son de aplicación tanto a estructuras con ND II o ND III. Las especificaciones aplicables a estructuras de nivel ND I se señalarán en cada caso.

Articulado
Capítulo 5
Detalle,
de armado,
ejecución,
uso

S-5.1. Elementos sometidos a flexión ($N_d \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)

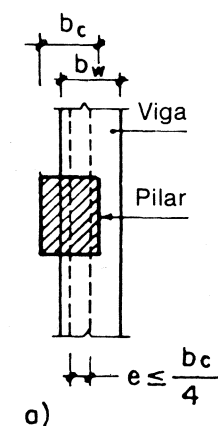
S-5.1.1. COACCIONES GEOMETRICAS

ESTRUCTURAS CON NIVEL DE DUCTILIDAD ND II O ND III

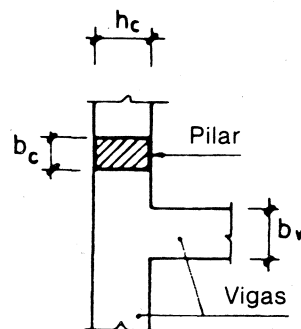
Estas estructuras satisfarán las siguientes limitaciones dimensionales, a menos que pueda demostrarse especialmente que no es necesario:

- a) La anchura no será menor de 200 mm, o mayor que el ancho del pilar al que ataca, más una sobrelongitud a cada lado de este elemento, que no será superior a un cuarto del canto de la sección transversal del pilar.
- b) La relación b/h no será menor de 0,25.
- c) La relación l/h no será menor de 4. (Este requisito no se aplica a los dinteles de las pantallas acopladas. apartado S-4.4.3.3).
- d) La excentricidad de cualquier viga en relación con el pilar al que ataca, medida como la distancia entre los centros geométricos de los dos elementos, no excederá $1/4 b_c$.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso



a)
 Máxima excentricidad
 en vigas



b)
 Ejemplo de mala disposición estructural

Fig. 5.2.—En estos casos y otros análogos, si no pueden ser evitados, se requiere un detalle especial de armado para asegurar la continuidad o comportamiento dúctil.

C-5.1.2. ARMADURA LONGITUDINAL

- a) El límite inferior de la cuantía de armadura (que es más restrictivo que el especificado en el Código Modelo, apartado 15.2.4), garantiza que el momento último es superior al momento de fisuración.
- b) El límite superior de la cuantía de armadura se establece para garantizar una ductilidad en curvaturas suficiente.
- c) El requisito $\rho' \geq 0,5 \rho$ es necesario para garantizar la ductilidad adecuada en zonas de potencial formación de rótulas plásticas, y para proveer a la sección de una resistencia razonable ante cargas alternas, incluso cuando bajo las acciones de proyecto no se prevea dicha alternancia de cargas.
- d) Este requisito asegura que el armado de la viga en toda su longitud es suficiente como para cubrir la posibilidad de aparición de distribuciones de momentos flectores diferentes a las esperadas.

S-5.1.2. ARMADURA LONGITUDINAL

ESTRUCTURAS CON NIVEL DE DUCTILIDAD ND II O ND III

- a) En cualquier sección de un elemento, la cuantía mínima de armadura de tracción en la cara superior o en la inferior no será menor de:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_{yk}} \quad (f_{yk} \text{ en Mpa}) \quad (5.1.2.1)$$

ni mayor de:

$$\rho_{\max} = \frac{7}{f_{yk}} \quad (5.1.2.2)$$

estando $\rho_{\min}$ y $\rho_{\max}$ referidos al área total de hormigón A_g .

- b) A todo lo largo de cada elemento existirán, como mínimo, dos barras de 12 mm como armadura superior e inferior.
- c) En las regiones donde pueden formarse rótulas plásticas la cuantía geométrica de armadura de compresión: ρ' no será menor que la mitad de la cuantía de armadura de tracción en la misma sección.
- d) La cuarta parte como mínimo de la cuantía de armadura superior requerida en cualquiera de los dos extremos del elemento se prolongará a lo largo de todo el mismo.
- e) En vigas de tipo L o T, en las que los forjados están contruidos de forma integral con ellas, la armadura efectiva que debe considerarse en las secciones críticas próximas a los pilares, además de todas las armaduras longitudinales dispuestas dentro del ancho del alma de estos elementos, se calculará como sigue:
- I. En pilares interiores y cuando una viga transversal de dimensiones similares ataca al pilar, todas las armaduras en la cabeza de compresión existentes a una distancia de 2,5 veces el espesor de la losa a partir de cada lado del pilar.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

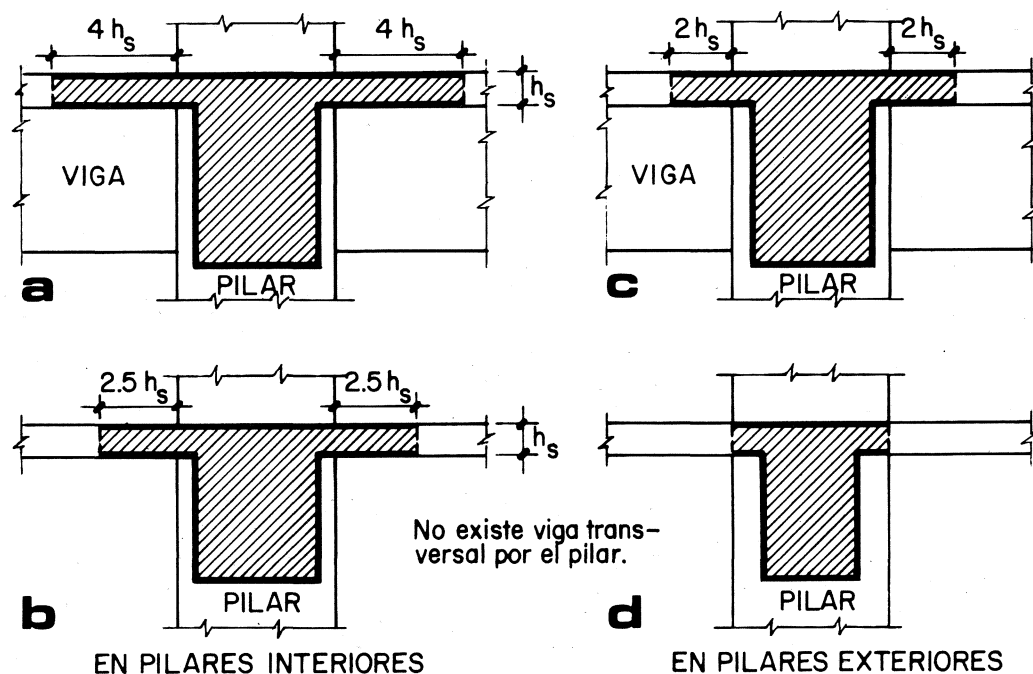


Fig. 5.3.—Áreas de efectividad de las armaduras.

C-5.1.3. ARMADURA TRASVERSAL MAXIMA

Para obtener una gran capacidad de disipación de energía es necesario dotar a las zonas donde se formen las rótulas plásticas en las vigas de una armadura transversal proyectada, detallada y dispuesta de forma apropiada. Las razones para la existencia de esta armadura transversal son:

- para confinar el hormigón y obtener un aumento de su deformación última y de su capacidad de adherencia.
- para coartar el desplazamiento lateral de las armaduras longitudinales y prevenir su inestabilidad.
- para proporcionar resistencia a cortante.

Como mínimo una de cada dos barras longitudinales aisladas que estén ubicadas en el espesor del alma de la viga deberá estar coaccionada por un ángulo de 90° de un cerco.

- II. En pilares interiores, cuando no existe otra viga que ataque transversalmente al pilar, todas las armaduras comprendidas en una distancia de 2,5 veces el espesor de la losa a cada lado del pilar.
- III. En pilares exteriores, cuando una viga transversal de dimensiones similares ataca al pilar y en ella se anclan las armaduras de la viga, se considerarán todas las barras comprendidas en la parte de la losa que se extiende una distancia de 2 veces el espesor de la losa, a cada lado del pilar.
- IV. En pilares exteriores, cuando no existe viga transversal, todas las armaduras dentro del ancho del pilar.
- V. En todo caso, al menos el 75 % de la armadura que proporciona la capacidad a flexión, debe pasar a través del nudo de unión viga-pilar o anclarse dentro de éste.

ESTRUCTURAS CON ND I

Sólo es necesario cumplir el apartado 5.1.2 a).

S-5.1.3. ARMADURA TRASVERSAL MAXIMA

La armadura transversal será la especificada en esta sección a menos que sea necesario disponer una superior para resistir el esfuerzo cortante (apartado S-4.4.1.4).

Las zonas de las vigas que deben considerarse como regiones críticas son:

- a) Una longitud de dos veces el canto, medida a partir de la cara del pilar, o de la viga, hacia el punto medio de la luz en ambos extremos.
- b) Una longitud de dos veces el canto a ambos lados de la sección donde pueda ocurrir una plastificación.
- c) En cualquier zona en la que se requiera armadura de compresión.

ESTRUCTURAS CON ND II

— En las regiones críticas recién definidas, deberán colocarse cercos de no menos de 6 mm de diámetro cuya separación máxima no sea superior al menor valor de:

- a) $h/4$.
- b) Ocho veces el diámetro mínimo de las armaduras longitudinales.
- c) 24 veces el diámetro de los cercos.
- d) 200 mm.

El primer cerco se situará a una distancia inferior a 50 mm a partir de la cara del soporte.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

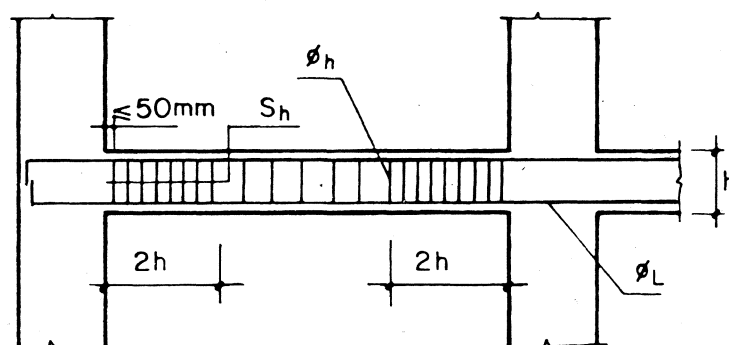


Fig. 5.4.—Zonas de armaduras transversales especiales y separación entre éstas.

$\leq$	$h/4$	
$\leq$	$8 \phi_L$	Nivel de ductilidad II
$\leq$	$6 \phi_L$	Nivel de ductilidad III
$s_h \leq$	$24 \phi_h$	Nivel de ductilidad II
$\leq$	200 mm	Nivel de ductilidad II
$\leq$	150 mm	Nivel de ductilidad III

La fórmula (5.1.3.1) representa una forma empírica de especificar una cuantía mínima de armadura para prevenir la inestabilidad de las barras longitudinales sometidas a deformaciones plásticas alternadas severas.

C-5.2. Elementos sometidos a flexión y axil ($N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)

El objetivo de las especificaciones que se señalan en la sección S-5.2 es el de dotar a los pilares de la suficiente reserva de ductilidad, lo que puede ser esencial en el caso de que se produzca alguna desviación en la respuesta que se pretende de la estructura.

La observación de los daños producidos por terremotos muestra, frecuentemente, que los pilares de

ESTRUCTURAS CON ND III

— En las regiones críticas definidas anteriormente se dispondrán cercos de diámetro no inferior a 6 mm y cuya separación máxima no superará el menor valor de:

- a) $h/4$.
- b) Seis veces el diámetro de las armaduras longitudinales.
- c) 150 mm.

— El área mínima de una barra aislada de armadura transversal será:

$$A_{s, \min} = \frac{\Sigma A_b \cdot f_{yk}}{16 f_{ykt}} \cdot \frac{S}{100} \quad (5.1.3.1)$$

ΣA_b = Suma de las áreas de las armaduras longitudinales en la sección, coaccionadas por la barra transversal que se considera.

f_{yk} = Límite elástico de las armaduras longitudinales.

f_{ykt} = Límite elástico de los cercos.

S = Separación de los cercos en mm.

El primer cerco se dispondrá a una distancia inferior a 50 mm, a partir de la cara del soporte.

S-5.2. Elementos sometidos a flexión y axil ($N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

esquina son más vulnerables que los internos debido a la aparición de esfuerzos torsores no previstos.

Por lo tanto se recomienda que los pilares de esquina se detallen con especial cuidado (por ejemplo adoptando para ellos los requisitos de ND III) o incluso haciéndolos algo más resistentes de lo que indique el análisis.

C-5.2.1. COACCIONES GEOMETRICAS

Los criterios para establecer las limitaciones dimensionales se basan en la consideración de la posible inestabilidad lateral de los pilares, y son, en general, análogos a los criterios para las vigas (apartado S-5.1.1).

C-5.2.2. ARMADURA LONGITUDINAL

El límite inferior es ligeramente mayor que el mínimo requerido en el Código Modelo, apartado 18.1.4, para proporcionar un margen más amplio entre los momentos de fisuración y de plastificación.

El límite superior refleja una cierta preocupación por la aparición de una congestión de armaduras, y por el desarrollo de fuertes tensiones cortantes en pilares de proporciones ordinarias.

Una distribución uniforme de las armaduras alrededor del perímetro de la sección ayuda a un mejor confinamiento del hormigón.

C-5.2.3. ARMADURA TRASVERSAL

C-5.2.3.1. Zonas críticas en los pilares

S-5.2.1. COACCIONES GEOMETRICAS

ESTRUCTURAS CON ND II

- La dimensión mínima de la sección no será menor de 250 mm.
- La relación l/b no será superior a 25.

ESTRUCTURAS CON ND III

- La dimensión mínima de la sección no será menor de 300 mm.
- La relación l/b no será superior a ninguno de los valores siguientes: 16 para pilares cuyos momentos flectores en los extremos puedan tener signos opuestos y 10 para pilares en ménsula.

S-5.2.2. ARMADURA LONGITUDINAL

- La cuantía de armadura no será menor de 0,01 ni mayor de 0,06, incluso en las zonas donde se produzcan empalmes o solapes.
- Para los aceros S400, la cuantía de armadura fuera de las zonas de empalme o solape será inferior a 0,045.
- Las armaduras se dispondrán de manera que la longitud máxima entre sus ejes no sea superior a 200 mm.

ESTRUCTURAS CON ND I

Las especificaciones anteriores también deberán ser cumplidas en las estructuras con ND I.

S-5.2.3. ARMADURA TRASVERSAL

Deberá proveerse una cuantía básica de armadura transversal en toda la altura del pilar. Además se dispondrán unas determinadas armaduras especiales en ciertas zonas críticas del pilar definidas en el apartado siguiente (S-5.2.3.1).

En todo caso se dispondrá la cuantía de armadura señalada en estos subapartados, a menos que sea necesario disponer una mayor para resistir el esfuerzo cortante de acuerdo con el apartado S-4.4.1.4.

S-5.2.3.1. Zonas críticas en los pilares

- a) En los casos normales se considerarán regiones críticas a las zonas extremas del pilar por encima y por debajo de los nudos de unión viga-pilar y en una longitud medida a partir de la cara de la viga no inferior a:
 - La mayor dimensión de la sección del pilar si ésta es rectangular, o el diámetro si es circular.
 - Un sexto de la luz libre entre caras de vigas.
 - 450 mm.
- b) Cuando existan cerramientos o tabiquerías en contacto con una o dos caras opuestas del pilar, a lo alto del mismo, en toda la altura o en parte de la misma, la totalidad del pilar será considerada como zona crítica.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

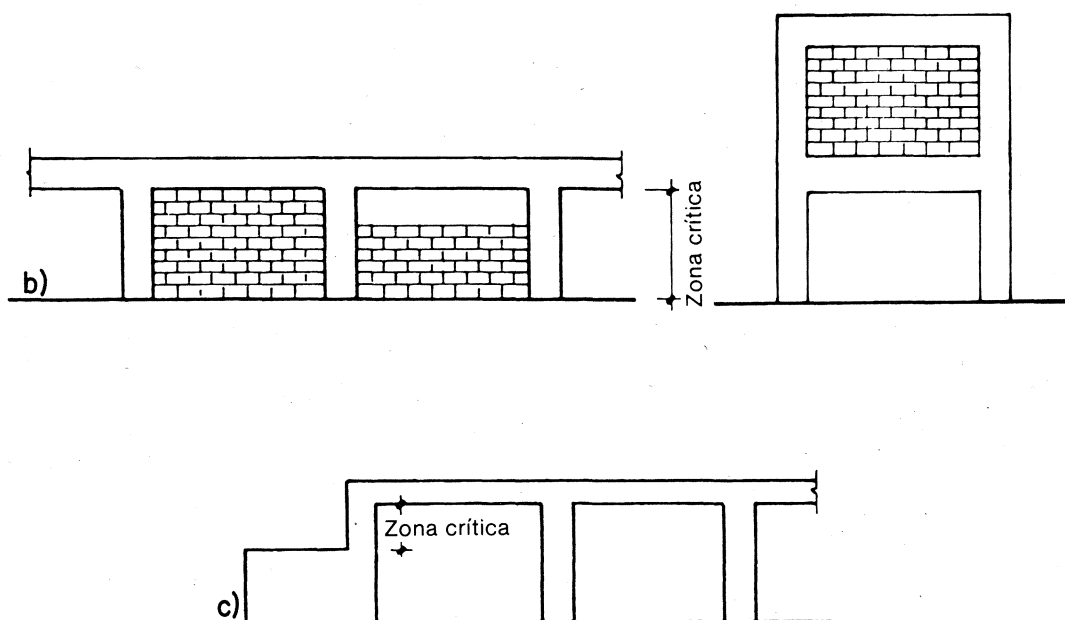


Fig. 5.5

Deberán hacerse los máximos esfuerzos posibles para evitar soluciones del tipo que muestra la figura, a menos que se proyecten para que su respuesta sea casi elástica. El esfuerzo cortante es, a menudo, el esfuerzo dominante en estos casos, y pueden darse roturas diagonales en tensión por cortante con una ductilidad muy limitada.

C-5.2.3.2. Estructuras con ND II

En las zonas críticas de los pilares se requiere una cuantía de armadura transversal, bien anclada y con poca separación entre barras, mayor que en el resto del pilar, para proporcionar un grado de confinamiento al hormigón (y por tanto de la adecuada ductilidad en curvaturas), así como un soporte lateral para las barras longitudinales, y una resistencia a esfuerzo cortante.

Tabla 5.1
NIVEL DE DUCTILIDAD II

Zona crítica $l_c = \max(h, l/6, 450 \text{ mm})$	
Separación	Zona crítica $s_h = \min(8 \varnothing_L, 1/2 b, 200 \text{ mm})$
	Otras zonas $s_h = \min(12 \varnothing_L, b, 300 \text{ mm})$

- c) En el caso de pilares que tengan una parte de su altura coaccionada por una conexión con un muro o pantalla, el resto libre del pilar será considerado zona crítica.

**Articulado
Capítulo 5
Detalle,
de armado,
ejecución,
uso**

S-5.2.3.2. Estructuras con ND II

ZONAS CRITICAS

- Se dispondrán armaduras transversales de refuerzo especiales, en forma de cercos o de espirales, con un diámetro mínimo de 8 mm.
- Se utilizarán barras sueltas de atado transversales para coaccionar aquellas armaduras longitudinales no sujetas directamente por las esquinas de los cercos, de acuerdo con el Código Modelo, apartado 18.1.4.2.
- La separación máxima entre cercos o el paso de hélice de la armadura en espiral no será superior al menor valor de:
 - a) Ocho veces el diámetro mínimo de las armaduras longitudinales.
 - b) La mitad de la menor dimensión seccional.
 - c) 200 mm.
- La cuantía especificada de armadura transversal se prolongará por el interior del nudo de unión viga-pilar en toda su longitud.

ZONAS NO CRITICAS

La armadura transversal mínima en las zonas no críticas será la señalada en el Código Modelo, apartado 18.1.4.2.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

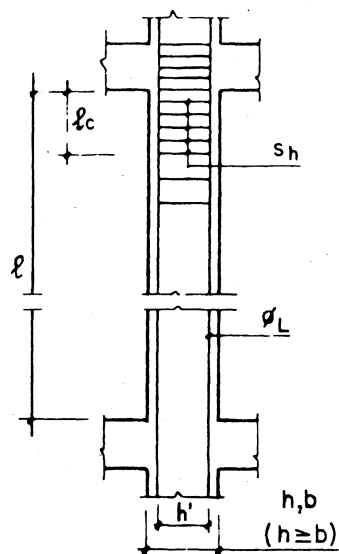


Fig. 5.6.—Armadura transversal especial:
zonas críticas y separación.

C-5.2.3.3. Estructuras con ND III

La cuantía de armadura que proporcionan las fórmulas (5.2.3.3.1/2) es tal que permite alcanzar ductilidades en curvaturas del orden de algunas unidades. Sin embargo, se recuerda que el objetivo del proyecto en general, y el del apartado S-4.4.1.3 en particular, es el de evitar la formación de rótulas plásticas en los pilares. Por tanto, la ductilidad que proporciona la armadura transvesal requerida es una reserva conveniente para el caso en que se produzca este efecto, además de su necesidad en aquellas ocasiones en las que la formación de rótulas plásticas en los pilares está permitida.

Tabla 5.2

NIVEL DE DUCTILIDAD III

Zona crítica $l_c = \max(h, l/6, 450 \text{ mm})$	
Separación	Zona crítica $s_h = \min(6 \phi_L, 1/4 b, 150 \text{ mm})$
	Otras zonas $s_h = \min(8 \phi_L, 1/2 b, 200 \text{ mm})$

S-5.2.3.3. Estructuras con ND III

ZONAS CRITICAS

La cuantía volumétrica de armadura transversal (cercos o espirales) no será menor que el valor mayor de:

$$\rho_s = \lambda_1 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (5.2.3.3.1)$$

ó

$$\rho_s = \lambda_2 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (5.2.3.3.2)$$

siendo:

A_g = área total de la sección.

A_c = área de la parte confinada de hormigón.

y los valores de λ_1 y λ_2 vienen dados en la tabla siguiente en función del esfuerzo axial reducido: $N_d/(A_c \cdot f_{ck})$.

Tabla 5.3.

VALORES DE λ_1 Y λ_2 DE LAS FORMULAS 5.2.3.3.1/2

$N_d/(A_c \cdot f_{ck})$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
λ_1	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
λ_2	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34

La cuantía volumétrica es la relación entre el volumen existente de armadura en espiral o en cercos y el volumen total del núcleo de hormigón (medido desde la parte externa de las armaduras), en una longitud s_n que determina la separación entre armaduras transversales.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

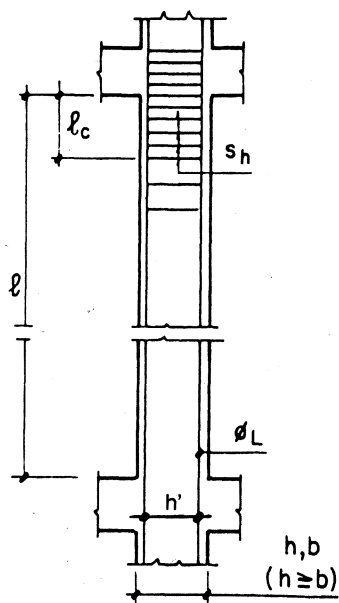


Fig. 5.7.—Armadura transversal especial:
zonas críticas y separación.

La cuantía volumétrica ρ_s para secciones rectangulares se define como:

$$\rho_s = A_{sh} / (s_h \cdot h')$$

donde A_{sh} es el área total de armaduras transversales, cercos y barras sueltas suplementarias, en cada una de las direcciones principales de la sección, s_h es la separación longitudinal entre armaduras y h' es la distancia entre centros de las armaduras longitudinales exteriores.

**Articulado
Capítulo 5
Detalle,
de armado,
ejecución,
uso**

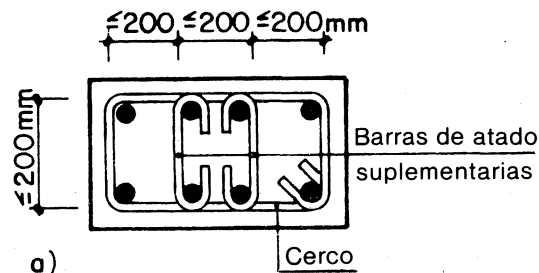
1. El diámetro mínimo de la espiral o de los cercos será de 8 mm.
2. La separación máxima entre espirales o cercos no será superior al menor valor entre:
 - a) Seis veces el diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
 - b) Un cuarto de la dimensión lateral mínima de la sección.
 - c) 150 mm.
3. Cada armadura longitudinal, o grupo de éstas, deberá estar soportada lateralmente por la esquina de un cerco cerrado que finalice en gancho cuyo ángulo no sea mayor de 135° o por una barra suelta suplementaria, excepto en los casos siguientes:
 - a) Armaduras o grupos de armaduras, dispuestas entre dos armaduras soportadas por el mismo cerco, y cuya distancia a las barras o grupos de armaduras mencionadas no supere los 200 mm.
 - b) Armaduras dispuestas en el interior de la sección a una distancia superior a 75 mm desde la cara interna de los cercos.
4. La fuerza necesaria para alcanzar el límite elástico del acero de los cercos o de las barras sueltas suplementarias será, como mínimo, la decimosexta parte de la fuerza correspondiente para alcanzar dicho límite en la armadura, o armaduras, a las que deba soportar, incluyendo la contribución de las barras exceptuadas en el apartado 3.a) anterior.
5. Los extremos de las barras sueltas suplementarias deberán abrazar, bien una armadura longitudinal, o bien al cerco periférico situado inmediatamente al lado de su cruce con una barra longitudinal, y hacerlo formando un ángulo de al menos 135°, prolongarse a partir del ángulo una longitud de, como mínimo, 10 veces su propio diámetro. Las barras sueltas suplementarias, así como las patillas de los cercos, no estarán distanciadas transversalmente más de 200 mm o de 1/4 de la dimensión de la sección del pilar perpendicular a la dirección de la armadura transversal.

ZONAS NO CRÍTICAS

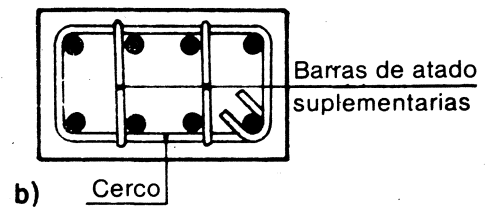
Se aplicarán los requisitos establecidos para las zonas críticas de los pilares de las estructuras con ND II.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

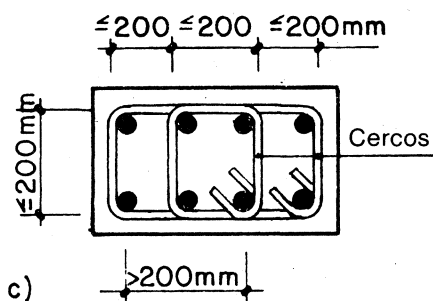
Los siguientes esquemas muestran el detalle de la disposición de armaduras transversales de acuerdo con el apartado S-5.2.3.3.



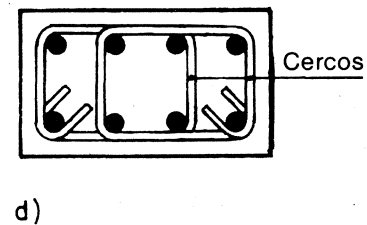
a) Cerco simple con dos barras sueltas de atado suplementarias dobladas alrededor de las armaduras longitudinales.



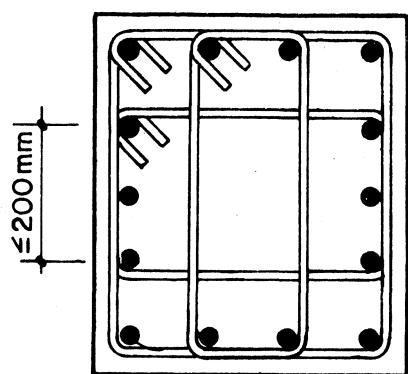
b) Cerco simple con dos barras sueltas de atado suplementarias dobladas alrededor del cerco.



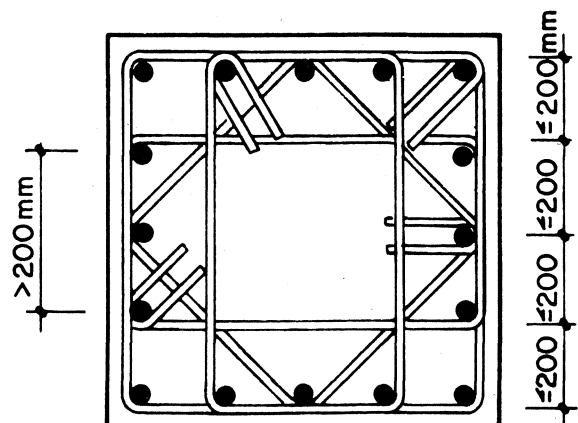
c) Dos cercos superpuestos (detalle preferible)



d) Dos arcos superpuestos (peor que el caso c)



a) Tres cercos superpuestos



b) Cuatro cercos superpuestos

Fig. 5.8.—Detalles de armado típicos utilizando cercos superpuestos.

C-5.3. Uniones viga-pilar

C-5.3.1. CONFINAMIENTO

**Articulado
Capítulo 5
Detalle,
de armado,
ejecución,
uso**

S-5.3. Uniones viga-pilar

S-5.3.1. CONFINAMIENTO

ESTRUCTURAS CON ND I Y ND II

La armadura transversal horizontal de confinamiento en los nudos de unión viga-pilar no será menor que la requerida para los pilares.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

C-5.4. Pantallas

C-5.4.1. COACCIONES GEOMETRICAS

Deberán proporcionarse elementos de borde alrededor de los huecos, que se proyectarán para compensar la resistencia de la parte suprimida.

- Si sucede que $h_w/l_w \leq 2$ se supone que no pueden alcanzarse grandes ductilidades a flexión.
- Las limitaciones de espesor tienen en consideración el peligro de la inestabilidad lateral de la pantalla. Esta inestabilidad puede ocurrir en el caso de que grandes zonas de la sección horizontal estén sometidas a deformaciones inelásticas de compresión (p. ej. cuando la profundidad de la fibra neutra en la región de la rótula plástica es grande), y la longitud de la rótula plástica es también grande (p. ej. una planta o más).

El valor de ϵ_{cu} se tomará de acuerdo con el Código Modelo, apartados 7.1.2 ó 20.2.5.1 (hormigón ligero).

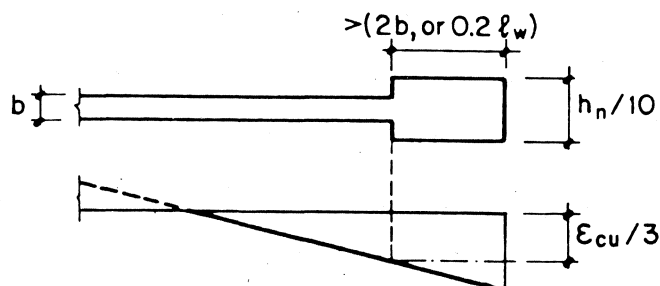


Fig. 5.9.—Requisitos de espesor mínimo.

ESTRUCTURAS CON ND III

La armadura transversal horizontal de confinamiento en los nudos de unión viga-pilar no será menor que la requerida para los pilares, con la excepción de aquellos nudos a los que ataquen vigas proyectadas de acuerdo con los subapartados S-4.4.2.1.3/b ó c, por cada una de sus cuatro caras, en cuyo caso la armadura transversal de la junta podrá reducirse a la mitad de la requerida para los pilares, pero la separación entre cercos, dentro del nudo, no será en ningún caso superior a diez veces el diámetro de la armadura del pilar, ni a 200 mm.

Cuando el espesor del pilar es superior al ancho efectivo de la junta, especificado en el apartado S-4.4.2.1.1, todas las armaduras de flexión en el pilar que deban interaccionar con la viga (más estrecha), se dispondrán dentro del área efectiva del nudo de unión, $b_j h_c$. La armadura adicional de refuerzo longitudinal del pilar se dispondrá fuera de este área efectiva.

**Articulado
Capítulo 5
Detalle,
de armado,
ejecución,
uso**

S-5.4. Pantallas

S-5.4.1. COACCIONES GEOMETRICAS

- El espesor de la pantalla no será inferior a 150 mm.
- En las pantallas, se procurará evitar la presencia de huecos que no estén regularmente dispuestos, formando pantallas acopladas, a menos que su influencia sobre el comportamiento sísmico de aquellas sea insignificante o sea tenido en cuenta por medio de un análisis racional.

ESTRUCTURAS CON ND III

Además de los requisitos anteriores, en el ND III deberán satisfacerse los siguientes:

- a) La relación entre la altura (h_w) y el canto (l_w) no será inferior a 2.
- b) El espesor local de una pantalla no será inferior a $h_n/10$ (siendo h_n la altura de planta) en las zonas en las que la máxima deformación de compresión supere el valor $\epsilon_{cu}/3$, a menos que:
 - (i) La distancia de la fibra crítica (por ejemplo, donde $\epsilon_c = \epsilon_{cu}/3$) a partir del eje de la pantalla es menor de $2b$ o $0,2 l_w$.
 - (ii) La distancia desde la fibra crítica hasta una pantalla transversal o hasta un ala de la misma pantalla, cuyo espesor sea como mínimo de $h_n/5$, sea inferior a $3b$.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

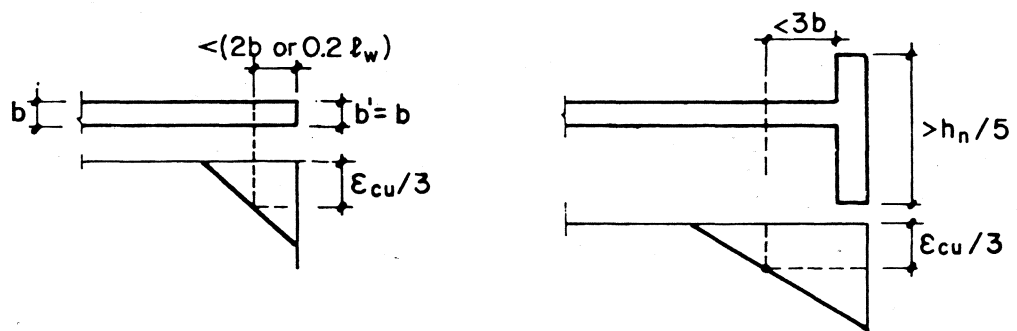


Fig. 5.10.—Excepciones a S. 5.5.1 b) sobre espesor mínimo de pantallas.

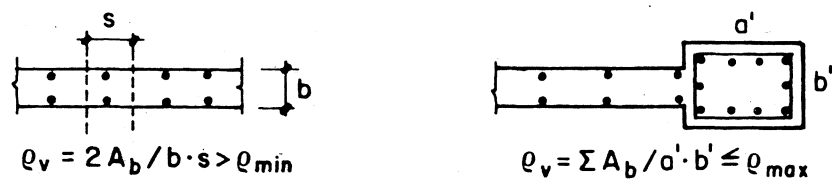


Fig. 5.11.—Definición de la cuantía de armadura vertical.

C-5.4.2. ARMADURA LONGITUDINAL

La regla indicada para la prolongación de armaduras se considera adecuada para evitar la plastificación no deseada en cualquier nivel de la pantalla por encima de la rótula plástica potencial en la base de aquella.

La fórmula (5.4.2.1) se basa en el mecanismo de resistencia a cortante por fricción, con un «coeficiente de fricción» de hormigón con hormigón igual a la unidad.

S-5.4.2. ARMADURA LONGITUDINAL

La cuantía de armadura longitudinal en cualquier parte de la sección no será inferior al 0,25 % ni superior al 4 %.

- Existirán como mínimo dos mallas de armaduras de piel ortogonales en las caras anterior y posterior de la pantalla.
- El máximo diámetro a utilizar en cualquier parte de la pantalla no será superior a $b/10$.
- La separación máxima entre barras será de 300 mm, excepto cuando se requiera que la sección esté confinada, en cuyo caso el valor máximo será de 200 mm.
- *Decalaje de las barras:* La armadura vertical de flexión se extenderá de acuerdo con la envolvente de las leyes de momentos flectores, más las longitudes de anclaje necesarias de las barras.
- *Solapes:* El solape de las armaduras verticales en áreas en las que pueden aparecer rótulas plásticas (ver S-5.4.3.1) se evitará cuando sea posible. En ningún caso se podrán solapar más de un tercio de las armaduras existentes en dicha zona. Deberán tomarse precauciones especiales cuando se trate de solapar las armaduras principales (flexión). Los diversos empalmes se distanciarán entre sí, como mínimo, el doble de la longitud solapada.
- *Juntas de construcción:* La cuantía de armadura vertical que atraviese una junta de construcción deberá ser capaz de transferir toda la capacidad resistente a cortante del hormigón y viene dada por la expresión:

$$\rho_v = \left(1,3 f_{ctm} - 0,7 \frac{N_d}{A_g} \right) / f_{yk} > 0,0025 \quad (5.4.2.1)$$

donde:

$\rho_v = A_{st}/b \cdot l_w$, siendo A_{st} la armadura vertical total en la pantalla, incluida la existente en los posibles elementos de borde que se dispongan para resistir a flexión.

A_g es el área total de la sección efectiva de la pantalla, incluyendo a los elementos de borde.

N_d es la mínima fuerza de compresión en la pantalla. La tensión se tomará con su signo negativo.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

C-5.4.3. ARMADURA TRASVERSAL

C-5.4.3.1. Zonas con armadura transversal especial

La armadura transversal que debe proveerse de acuerdo con este apartado tiene el objetivo siguiente:

- Confinar el hormigón en aquellas zonas donde deben producirse grandes deformaciones inelásticas de compresión para alcanzar la ductilidad seccional prevista.
- Coartar la inestabilidad de las barras longitudinales cuando éstas se vean sometidas a la plastificación por compresión.

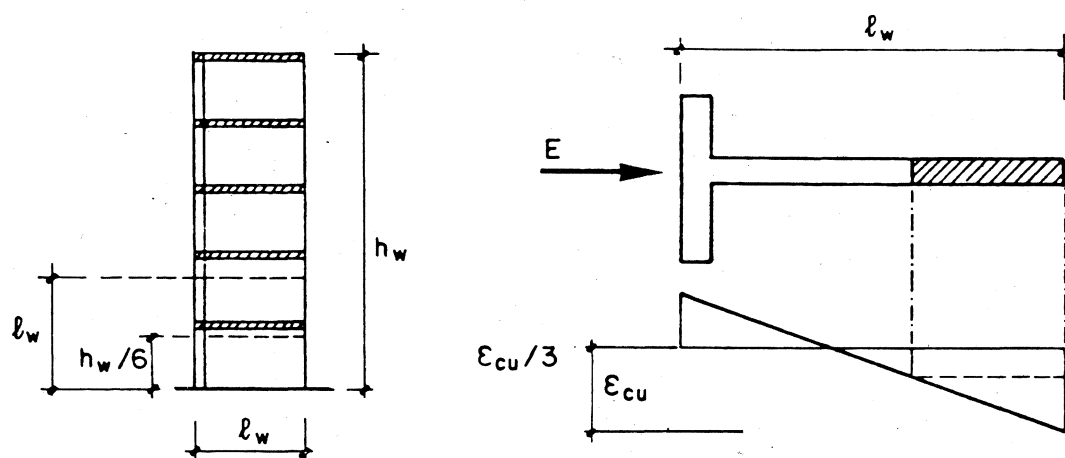


Fig. 5.12

- b) Si la profundidad del eje neutro, calculada en el momento de la plastificación por flexión de la sección, supera los límites dados en este apartado, la ductilidad seccional en curvaturas requerida para alcanzar la ductilidad en desplazamiento prevista en la pantalla, puede obtenerse sólo a base de grandes deformaciones del hormigón en compresión (por encima de ϵ_{cu}): de donde se deduce la necesidad de la armadura de confinamiento.

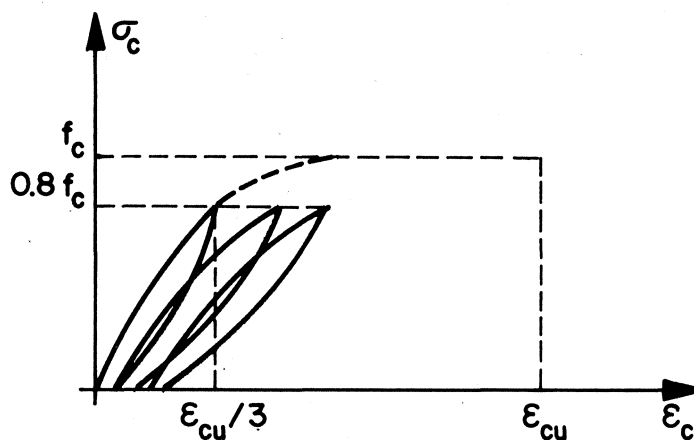


Fig. 5.13

S-5.4.3. ARMADURA TRASVERSAL

Los requisitos relativos a cuantía mínima, diámetro máximo y separación máxima entre estribos, serán los mismos que los especificados para la armadura longitudinal (apartado S-5.4.2).

**Articulado
Capítulo 5
Detalle,
de armado,
ejecución,
uso**

S-5.4.3.1. Zonas con armadura transversal especial

a) Las zonas de las pantallas que a continuación se indican requieren la presencia de una armadura de refuerzo especial según la parte b) de este apartado:

- *En la dirección vertical*, la armadura especial se extenderá desde la sección de base hasta una altura equivalente a la de la posible rótula plástica que allí se forme, que a los efectos de este apartado se considerará como la mayor longitud entre el canto (l_w) ó $1/6$ de la altura (h_w) de la pantalla.
- *En el plano de la sección*, allá donde la deformación del hormigón de la sección supere según los cálculos el valor de $\varepsilon_{cu}/3$. El perfil de deformaciones a lo largo de la sección será el correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexión de la misma bajo la mayor fuerza axial que pueda existir por combinación de acciones que incluyan a la acción sísmica.

b) La *cuantía* de armadura transversal especial que se disponga será función de la profundidad de la fibra neutra «x» en la sección de base de la pantalla, y del nivel de ductilidad preseleccionado según se expresa a continuación:

ESTRUCTURAS CON ND II

La profundidad crítica de la fibra neutra, calculada para el momento flector de proyecto más desfavorable M_d , viene dada por:

$$\bar{x} = 0,20 \left(\frac{M_{u,d}}{M_d} \right) \cdot l_w$$

cuando:

- (i) $x \leq \bar{x}$ La armadura transversal deberá satisfacer los requisitos mínimos establecidos en el apartado S-5.4.3. También se utilizarán barras de atado aisladas para coartar los movimientos de las barras longitudinales de acuerdo con el Código Modelo, apartado 18.1.4.2.
- (ii) $x > \bar{x}$ La armadura transversal deberá satisfacer los requisitos del apartado S-5.2.3.2. (pilares con ND II en zonas críticas).

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

Esta armadura se dispone también con la intención de asegurar la integridad estructural contra la fragilización del hormigón ante compresiones repetidas, así como contra la inestabilidad de las barras aisladas, teniendo en cuenta el efecto Bauschinger. De hecho la plastificación de un acero S220 toma efecto cuando $\varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon_{cu}/3 \approx 1,2$; sin embargo, para aceros de mayor resistencia se pueden producir también la plastificación antes de su límite elástico a causa de la carga repetida, como muestra la figura 5.13.

C-5.4.4. DINTELES DE ACOPLAMIENTO

ESTRUCTURAS CON ND III

La profundidad crítica del eje neutro, calculada para el momento flector de proyecto más desfavorable M_d , vendrá dada por:

$$\bar{x} = 0,10 \left(\frac{M_{u,d}^+}{M_d} \right) \cdot l_w$$

cuando:

- (i) $x \leq \bar{x}$ La armadura transversal deberá satisfacer los requisitos establecidos en el apartado S-5.2.3.3 (pilares con ND III en zonas no críticas).
- (ii) $x > \bar{x}$ La cuantía volumétrica de armadura transversal no será inferior que la mayor de:

$$\rho_s = \lambda_1 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (5.4.3.1.1)$$

$$\rho_s = \lambda_2 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (5.4.3.1.2)$$

donde los valores de λ_1 y λ_2 vienen dados por la tabla siguiente en función de la profundidad relativa del eje neutro.

Tabla 5.4

VALORES DE λ_1 Y λ_2 EN LAS FORMULAS (5.4.3.1.1/2)

x/l_w	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70
λ_1	0,07	0,08	0,09	0,105	0,115	0,125	0,135
λ_2	0,18	0,205	0,23	0,26	0,285	0,31	0,34

La cuantía volumétrica se define como:

$$\rho_s = \frac{A_{sh}}{s_h \cdot h'}$$

siendo:

h' = la dimensión del núcleo de hormigón de la pantalla medida perpendicular a la dirección de los cercos y hacia la parte externa de los cercos periféricos.

A_{sh} = área total de armadura en cercos o barras sueltas suplementarias en la dirección que se considera, dentro de la separación s_h .

S-5.4.4. DINTELES DE ACOPLAMIENTO

La armadura diagonal de refuerzo en cada dirección se contendrá por medio de cercos rectangulares o espirales de acuerdo con el apartado S-5.2.3.3; sin embargo, su separación o el paso de la espiral, no será superior a 100 mm.

El espesor mínimo de los dinteles reforzados con armaduras en diagonal será de 200 mm. La longitud de anclaje de las armaduras diagonales en las pantallas adyacentes será superior en un 50 % a las reseñadas en el Capítulo 17 del Código Modelo.

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

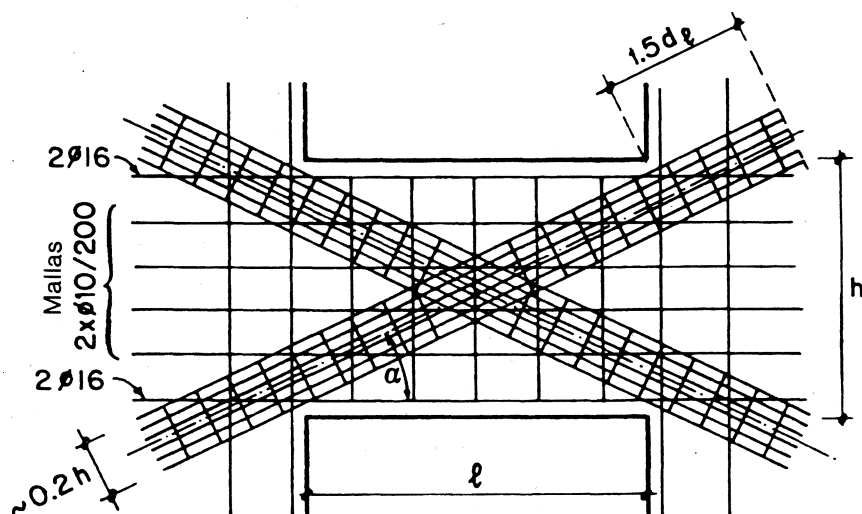


Fig. 5.14

C-5.5. Anclaje y solape de armaduras

C-5.5.1. GENERALIDADES

Todas las barras deberán ser capaces de desarrollar su resistencia máxima $(\gamma_n) \cdot f_{yk}$ cuando se forma una rótula plástica.

C-5.5.2. ELEMENTOS A FLEXION: ANCLAJE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

El anclaje de toda (o parte de) la armadura longitudinal de una viga en el lado de tracción del pilar es beneficioso desde el punto de vista de las tensiones de adherencia.

Para el nivel de ductilidad III las barras deberán anclarse de forma que sean capaces de desarrollar su sobrerresistencia ($\gamma_n \cdot f_{yk} = 1,25 f_{yk}$). Sin embargo, dado que la zona de anclaje estará confinada, podrá suponerse que la tensión última de adherencia aumenta en una magnitud apropiada.

Este requisito tiene en cuenta la penetración de la plastificación hacia el interior de los pilares en las caras adyacentes a las rótulas plásticas que se forman en las vigas.

S-5.5. Anclaje y solape de armaduras

S-5.5.1. GENERALIDADES

Además de las reglas establecidas en el Capítulo 17 del Código Modelo, se satisfarán los siguientes requisitos de manera que pueda asegurarse un comportamiento fiable frente a la alternancia de cargas provocadas por las acciones sísmicas.

Todas las armaduras se considerarán ancladas en zonas de adherencia deficiente excepto cuando el anclaje se realice en zonas confinadas por medio de armaduras transversales especiales, donde puedan suponerse buenas condiciones de adherencia.

Al aplicar la ecuación del apartado 17.1 del Código Modelo en zonas de potencial formación de rótulas plásticas, la relación $A_{s,cal}/A_{s,eff}$ se considerará igual a la unidad.

S-5.5.2. VIGAS: ANCLAJE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

- Las armaduras longitudinales inferior y superior de los elementos de un pórtico que ataquen a un pilar por caras opuestas, serán, cuando sea posible, continuas a través del pilar.
- Cuando la armadura longitudinal inferior o superior no pueda disponerse de forma continua a través del nudo de unión viga-pilar debido a las variaciones en la sección del elemento, así como en el caso de nudos externos, el refuerzo se anclará en la unión viga-pilar de acuerdo con los puntos siguientes:
 - a) La armadura se extenderá hasta la región confinada en la cara opuesta a la que ataca al pilar y será anclada de manera que sea capaz de desarrollar su resistencia elástica.
 - b) Cada armadura terminará en un gancho de 90° o anclaje equivalente, dispuesto tan próximo a la cara opuesta de la región confinada del pilar como sea materialmente posible.
Las armaduras superiores se doblarán hacia abajo y las inferiores hacia arriba.
 - c) La longitud de anclaje de las armaduras de las vigas se considerará que comienza a una distancia de $10 \varnothing$ de la cara del pilar por la que se ataca.
- *En estructuras con ND III*, cuando existan vigas que ataquen en lados opuestos de un pilar, el diámetro máximo de las armaduras longitudinales que atraviesan el nudo de unión viga-pilar no excederán ninguna de las siguientes fracciones del canto del pilar (medido en paralelo a la barra).

Comentarios
Capítulo 5
Detalle de
armado,
ejecución,
uso

C-5.5.3. PILARES: ANCLAJE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

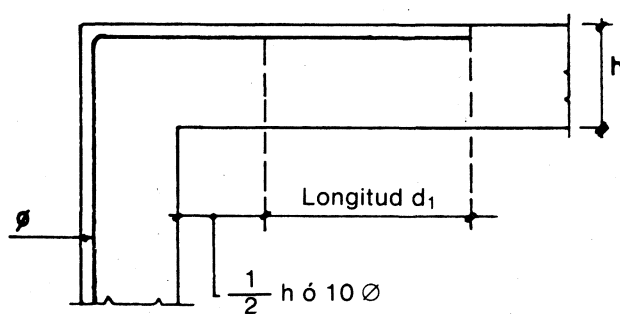


Fig. 5.15

C-5.5.4. SOLAPE DE ARMADURAS LONGITUDINALES

Tabla 5.5

Tipo de acero	Fracción de h_c
S220 liso	1/35
S220 corrugado	1/20
S400 corrugado	1/30

**Articulado
Capítulo 5
Detalle,
de armado,
ejecución,
uso**

S-5.5.3. PILARES: ANCLAJE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

- El diámetro máximo de la armadura longitudinal de un pilar que se prolonga a través de unión con la viga no será superior a las siguientes fracciones del canto máximo de las vigas que atacan a ese pilar.

Tabla 5.6

Tipo de acero	Fracción de h_c
S220 liso	1/25
S220 corrugado	1/15
S400 corrugado	1/25

Cuando se permita la formación de rótulas plásticas en los pilares se aplicarán los valores indicados en el apartado S-5.5.2.

- El anclaje de una barra de un pilar en una viga se realizará por medio de un gancho normal de 90° o por un procedimiento equivalente, tan próximo a la carga opuesta de la viga como sea prácticamente posible. La dirección de la patilla horizontal del anclaje será siempre hacia el interior del nudo de unión.
- Cuando un pilar termina por un extremo en un nudo de unión viga-pilar en lo alto de un pórtico, o, por el otro, en la unión con los elementos de cimentación, el anclaje de sus armaduras longitudinales se supondrá que comienza a una distancia igual al menor valor entre la mitad del canto de la viga y $10\varnothing$, a partir de la cara por la que la armadura del pilar entra en el elemento.

S-5.5.4. SOLAPE DE ARMADURAS LONGITUDINALES

- No se permitirán solapes en los nudos de unión viga-pilar ni en las zonas de potencial formación de rótulas plásticas.
- Si puede demostrarse que no se desarrollarán rótulas plásticas, se podrán permitir solapes en las secciones extremas de los pilares, siempre que se dispongan armaduras transversales separadas verticalmente no más de 6 veces el diámetro del cerco.
- Se dispondrán cercos en toda la longitud de un empalme de armaduras de vigas o pilares. La separación máxima entre éstos no excederá el valor de 10 veces el diámetro de la barra que se empalme.

Para estructuras con ND III la separación máxima no excederá de 150 mm.

Podrán utilizarse empalmes por soldadura o por conexiones de tipo mecánico, acordes con el Capítulo 17 del Código Modelo, siempre que, por cada capa de armaduras a empalmar, no se realice

C-5.5.5. ANCLAJE Y SOLAPE DE ARMADURAS TRASVERSALES

Comentarios
Capítulo 6
Acción sísmica

C-6. ACCION SISMICA**C-6.1. Sismicidad regional****C-6.2. Zonas sísmicas**

este empalme en más de una barra por cada dos en una misma sección, y la distancia entre empalmes de barras adyacentes sea de al menos 600 mm, medida a lo largo del eje longitudinal del elemento.

S-5.5.5. ANCLAJE Y SOLAPE DE ARMADURAS TRASVERSALES

Los cercos de refuerzo transversal se anclarán doblando las barras con un gancho cuyo ángulo sea como mínimo de 135° alrededor de una armadura longitudinal y dejando una extensión en el lado libre de como mínimo 10 veces el diámetro del cerco. En forma alternativa, los extremos de los cercos podrán solaparse y soldarse siempre que el resultado sea capaz de desarrollar toda la resistencia de la barra.

Las armaduras transversales no podrán solaparse en las zonas de recubrimiento de hormigón de los nudos de unión viga-pilar o de zonas de potencial formación de rótulas plásticas. Cuando deban realizarse empalmes, sólo podrán utilizarse barras corrugadas.

La terminación de una armadura en espiral, deberá realizarse doblando la barra con un gancho cuyo ángulo sea como mínimo de 135° alrededor de una armadura longitudinal, y se prolongará, por el lado libre, en una extensión de como mínimo 10 veces el diámetro de la espiral.

S-6. ACCION SISMICA

**Articulado
Capítulo 6
Acción sísmica**

S-6.1. Sismicidad regional

La actividad sísmica de una región geográfica puede describirse en forma adecuada por medio de mapas de riesgo sísmico.

Los mapas de riesgo sísmico proporcionan la distribución espacial de los valores de uno o más parámetros que definen la intensidad del evento sísmico para períodos de retorno medios definidos o, lo que es lo mismo, para probabilidades de excedencia anual determinadas.

Estos mapas se confeccionan en base a datos históricos, cuando existen, y/o a las condiciones geológicas y sismotectónicas.

La intensidad de un sismo puede expresarse tanto por medio de una escala fenomenológica como por ejemplo la escala MSK, o por un (conjunto de) parámetro(s) representativo(s) del movimiento del terreno.

El parámetro más significativo (aunque con ciertas limitaciones) para el proyecto de estructuras es el valor de la aceleración máxima del suelo: $A_{\text{máx}}$, complementado, en general, con los valores $V_{\text{máx}}$ y $S_{\text{máx}}$ correspondientes a su máxima velocidad y a su máximo desplazamiento respectivamente.

S-6.2. Zonas sísmicas

En la aplicación de este código, los mapas de riesgo sísmico se deben utilizar para discretizar las regiones geográficas más amplias cubiertas por éstos, en un número de zonas. Dentro de cada zona se asignan valores constantes al parámetro o parámetros representativos de la intensidad sísmica.

La subdivisión de cada país en zonas sísmicas deberá ser realizada por la Autoridad Pública de ese país, definiendo la extensión de cada zona por los límites locales de jurisdicción.

Comentarios
Capítulo 6
Acción sísmica

C-6.3. Características de la acción sísmica

Las vibraciones de origen sísmico del suelo se caracterizan por un conjunto de movimientos traslacionales del terreno debidos a la propagación de ondas de tipo P, S, Rayleigh y Love.

Para el proyecto de estructuras, la acción sísmica puede definirse por medio de diferentes modelos cuya complejidad debe ser acorde con el problema que se desea resolver.

Los procesos estocásticos definidos básicamente por una duración determinada y una función de densidad espectral de potencia son las herramientas más generales disponibles para modelar la excitación sísmica.

La complejidad de estos últimos modelos puede ser muy variable, desde la definición de un único «espectro de potencia» del movimiento horizontal, a la definición de una matriz completa de densidades espectrales de potencia (incluyendo las densidades cruzadas) de las seis componentes (tres traslacionales y tres rotacionales) del movimiento sísmico de un punto. Además, en casos especiales, como por ejemplo para estructuras muy largas, debe tenerse en cuenta el efecto del movimiento diferencial de la base.

Haciendo uso de modelos de procesos estocásticos pueden generarse de forma racional acelerogramas artificiales de los sismos previstos y efectuar estudios especiales. En la publicación «Basic Notes on Seismic Actions» del Comité Conjunto Interasociaciones de Seguridad Estructural (A-08, Lisboa, 1976), existe más información, así como las bases teóricas de estos modelos.

Para un gran número de terremotos la duración del movimiento no es un factor crítico, dado que por encima de un valor mínimo razonable (unos 20 segundos) la máxima respuesta aumenta muy lentamente con la duración del sismo.

El uso de espectros de respuesta diferentes para un mismo lugar puede ser necesario cuando dicha ubicación pueda verse afectada por sismos de diferente origen, distancia, mecanismo focal, geología de la zona de transmisión, etcétera.

C-6.4. Acción sísmica de proyecto

La definición de la acción de proyecto en función de una fiabilidad estructural predeterminada es la única acorde con la presente formulación de los criterios de seguridad.

Sin embargo, con un formato de fiabilidad de nivel I, todas las variables de proyecto poseen una caracterización probabilística distinta, esto conduce, para el caso de la acción sísmica, a establecer la definición de la acción en los términos acostumbrados de periodos de retorno determinados y diferentes para cada estado límite que deba comprobarse.

Por otra parte, debe quedar claro que, por principio, seleccionar «a priori» el, o los periodos de retorno del sismo, o sismos, de proyecto no puede, por si mismo, proporcionar una medida de la fiabilidad alcanzable en el proyecto, ya que las respuestas estructurales que diferentes acciones sísmicas con idéntico periodo de retorno pueden provocar, vienen afectadas de una gran variabilidad.

El periodo de retorno de la acción sísmica de proyecto es un resultado que se obtendrá «a posteriori» del proceso de calibración del Código con el objetivo de alcanzar unos niveles de fiabilidad óptimos.

S-6.3. Características de la acción sísmica

Articulado Capítulo 6 Acción sísmica

Las acciones sísmicas provienen de las vibraciones que el suelo transmite a las estructuras durante el terremoto.

Para facilitar el uso de estas recomendaciones el movimiento sísmico deberá describirse adecuadamente por medio de:

- La aceleración máxima del suelo: $A_{\max}$ considerada como una variable aleatoria de distribución conocida.
- Uno o varios espectros de respuesta de movimientos horizontales cuyo aspecto sea adecuado a las condiciones propias del área geográfica de aplicación y referido a suelos firmes, normalizados para $A_{\max} = 1$ y caracterizados probabilísticamente.

- Uno o más espectros de respuesta para movimientos verticales de escala 2/3 de la correspondiente a los espectros de movimientos horizontales.

En zonas especiales, por ejemplo en las que la evidencia geológica indique la posibilidad de existencia de sismos de foco cercano (para los que el concepto de espectro de respuesta resulta poco adecuado), o donde exista una estratificación de terrenos sedimentarios de gran extensión y profundidad (en los que puede existir una amplificación dinámica selectiva), las características del movimiento sísmico esperado deberán determinarse por medio de estudios especiales.

En aquellas zonas en las que las condiciones geotécnicas o morfológicas del lugar sean más simples puede tenerse ésto en cuenta para realizar las modificaciones adecuadas del espectro (o espectros) de respuesta básico(s) de ese lugar.

S-6.4. Acción sísmica de proyecto

La acción sísmica de proyecto es, por definición, la acción que usada conjuntamente con otras cargas permanentes y variables, en el proyecto de estructuras y siguiendo las presentes estipulaciones y las del Código Modelo CEB-FIP, garantiza el cumplimiento de los requisitos generales de comportamiento establecidos en el Capítulo 2 con el nivel de fiabilidad establecido.

Comentarios
Capítulo 6
Acción sísmica

- Los niveles de fiabilidad óptimos para cada requisito deben ser establecidos por la Autoridad Pública de acuerdo con las condiciones técnicas y económicas de cada país, así como con la demanda pública de seguridad.
- En la actualidad el único procedimiento practicable para evaluar la acción sísmica de proyecto consisten en partir de un espectro de respuesta elástica y modificarlo para tener en cuenta una serie de factores y, en especial, el comportamiento no-lineal más probable y adecuado al tipo estructural considerado.

C-6.4.1. ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICA NORMALIZADO

Los valores de los periodos de transición T_1 y T_2 dependen esencialmente de la magnitud del sismo, así como de las relaciones existentes entre los parámetros $A_{\max}$, $V_{\max}$ y $S_{\max}$ del movimiento sísmico (en particular $T_2 = 2 \cdot \pi \cdot V_{\max}/A_{\max}$). Estas relaciones varían a su vez con la distancia del foco al lugar de ubicación de la obra dado que los tres parámetros citados se atenúan de forma diferente con la distancia.

Como los valores medios de T_1 y T_2 , obtenidos a partir de diversos acelerogramas (registrados con sismos moderados y grandes, a distancias menores de 80 km de sus epicentros) pueden señalarse:

$$T_1 = 0,12 \text{ seg} \quad T_2 = 0,40 \text{ seg}$$

El valor del factor α de amplificación espectral depende de los siguientes factores: el contenido frecuencial del movimiento, la relación entre la duración del movimiento y el periodo fundamental de la estructura y la probabilidad de ocurrencia seleccionada. Además, se ha encontrado que existe una correlación entre el factor α y la aceleración máxima del suelo; sin embargo, esta correlación tiende a desaparecer para valores altos de $A_{\max}$, por ejemplo, por encima de 0,25 segundos.

Más allá de este valor, puede adoptarse un factor de amplificación de $\alpha = 2,5$ para obtener una probabilidad de no superación comprendida entre el 70 % y el 80 %.

El exponente β de la rama descendente del espectro depende también del contenido frecuencial del movimiento sísmico y de la probabilidad de ocurrencia seleccionada. Para una densidad espectral aproximadamente constante (ruido blanco de banda limitada) como la que puede esperarse de un movimiento a través de un suelo rocoso de una intensidad alta o moderada no distante de su origen, el valor de β compatible con $\alpha = 2,5$, debe estar comprendido entre 1.0 y 0.9.

C-6.4.2. EFECTOS LOCALES

El tratamiento de las modificaciones locales de las características del movimiento del suelo es un tema complejo y controvertido. El procedimiento adoptado por este Código sigue fielmente el propuesto por el ATC 3-06. Puede considerarse como un procedimiento simplificado dirigido a ser usado en el proyecto de estructuras y que probablemente será modificado en un futuro próximo.

C-6.4.2.1. Tipos de perfiles del suelo

S-6.4.1. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA NORMALIZADO

En la aplicación de estas recomendaciones el aspecto normal del espectro de respuesta elástico estandar normalizado a una aceleración máxima unitaria del terreno (en roca o suelo firme) será idealizado en la forma que muestra la figura 6.1.

El espectro debe corresponder a una relación de amortiguamiento del 5 %.

Es posible adoptar espectros de aspecto diferente al propuesto cuando los datos históricos y/o geotectónicos de un lugar específico así lo aconsejen.

$$\bar{R}_a(T) = 1 + (\alpha - 1) \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$\bar{R}_a(T) = \alpha \quad \text{para } T_1 < T \leq T_2$$

$$R_a(T) = \alpha \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^\beta \quad \text{para } T > T_2$$

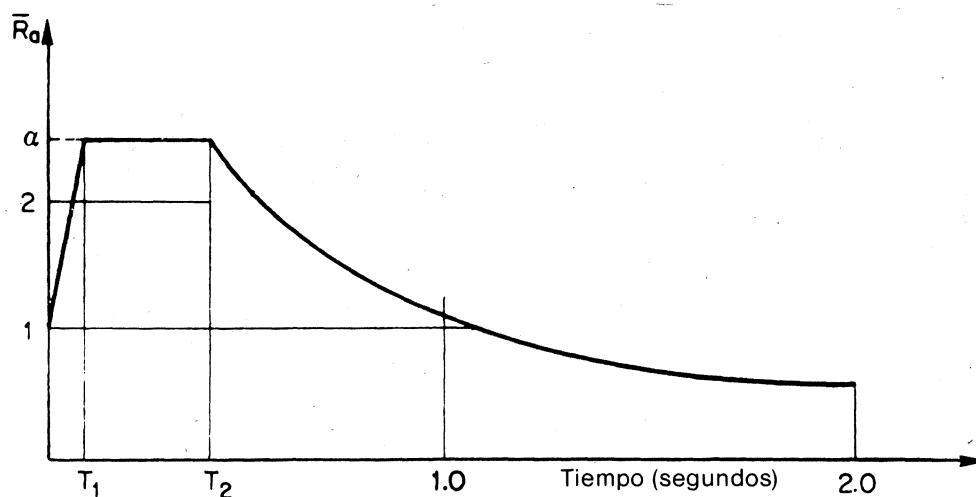


Fig. 6.1.—Espectro de respuesta elástica normalizado.

S-6.4.2. EFECTOS LOCALES

Cuando no se tenga un conocimiento más detallado de los efectos de las condiciones locales del suelo sobre las características de los movimientos sísmicos que puedan llegar a un determinado lugar procedentes de diversas fuentes, deberá aplicarse el procedimiento establecido en S-6.4.2.1/2/3.

S-6.4.2.1. Tipos de perfiles del suelo

Los efectos de las condiciones locales del suelo en la respuesta del edificio deberán establecerse en base a los siguientes tipos de perfiles locales del suelo:

Comentarios
Capítulo 6
Acción sísmica

C-6.4.2.2. Coeficiente local

C-6.4.3. ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICA NORMALIZADO SEGUN EL LUGAR DE UBICACION

El aspecto de los espectros que se indican en la figura 6.2 es una idealización del resultado de estudios estadísticos efectuados sobre acelerogramas reales en relación con condiciones locales del suelo, que se corresponden aproximadamente con los tres tipos de suelos definidos en S-6.4.2.1.

De estos estudios no pudo obtenerse una tendencia sistemática de modificación del factor de amplificación de la respuesta, con la excepción de una disminución de dicho factor para sismos intensos en suelos blandos. Por lo tanto, α se ha mantenido constante para los suelos tipo S_1 y S_2 , mientras que se ha reducido con un factor de 0,8 para el suelo tipo S_3 cuando se consideran altas aceleraciones.

PERFIL S₁: Roca de cualquier tipo, sedimentaria o cristalina (este tipo de material podría caracterizarse por una velocidad de propagación de una onda de cortante mayor de 800 m/seg) o suelos rígidos de un espesor menor de 60 m hasta la base rocosa, siempre y cuando los estratos superiores estén compuestos por depósitos estables de arenas, gravas o arcillas duras.

**Articulado
Capítulo 6
Acción sísmica**

PERFIL S₂: Depósitos estables de suelos no cohesivos o arcillas duras cuando su profundidad hasta la base rocosa excede los 60 m y los estratos superiores están compuestos por arenas, gravas o arcillas duras.

PERFIL S₃: Depósitos de arcillas blandas o medias y arenas caracterizados por 10 m o más de arcillas blandas o medias con o sin la presencia de capas intermedias de arenas u otras clases de suelos no cohesivos.

En aquellas ubicaciones en las que las propiedades del suelo no sean conocidas con el detalle suficiente como para determinar el perfil tipo o donde el perfil existente no encaje dentro de estos tres tipos, se utilizará el perfil tipo S₂.

S-6.4.2.2. *Coefficiente local*

El coeficiente local S modifica el espectro de respuesta elástica estándar para tener en cuenta las condiciones locales. Sus valores se establecen en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1
COEFICIENTES LOCALES

Perfil tipo			
Coefficiente suelo	S ₁	S ₂	S ₃
S	1,0	1,2	1,5

S-6.4.3. *ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICA NORMALIZADO SEGUN EL LUGAR DE UBICACION*

Los espectros elásticos locales normalizados para cada uno de los tres perfiles de suelo se muestran en la figura 6.2. Las ordenadas corresponden a los mínimos valores que se obtienen con las expresiones siguientes:

$$- \bar{R}_{as} = 1 + (\alpha - 1) \cdot T/T_1;$$

$$- \bar{R}_{as} \begin{cases} = \alpha & \text{para los suelos tipo } S_1, S_2, S_3, \\ = 0,8 \cdot \alpha & \text{para el suelo tipo } S_3 \text{ si } A, \text{ definida en S-6.4.4, es mayor que } 0,3 \cdot g \end{cases}$$

$$- \bar{R}_{as} = S \cdot \alpha \cdot (T_2/T)^\beta$$

Comentarios
Capítulo 6
Acción sísmica

C-6.4.4. ESPECTRO DE RESPUESTA DE PROYECTO

El aspecto de espectro de proyecto se ha mantenido plano para periodos menores de T_2 . Con esta modificación con respecto al espectro de respuesta elástica, se trata de tener en cuenta, de forma aproximada y simplificada, el hecho de que en el rango de periodos más bajos la demanda de ductilidad es mayor tanto en valor medio como en variabilidad.

Cuando sea posible, el valor de A debe caracterizarse en términos probabilistas dando, por ejemplo, su periodo de retorno esperado o un cuantil superior seleccionado para un cierto periodo de referencia (por ejemplo 50 años).

Las ordenadas del espectro de proyecto decrecen para los periodos altos con un exponente (negativo) que es menor ($2/3$ en vez de $0,9$) que el utilizado para el espectro elástico. Esta modificación provoca un aumento de las fuerzas de proyecto más pronunciada cuanto mayor sea el periodo. La razón principal de este aumento es que cuanto mayor es la altura del edificio (y por tanto mayor es su periodo), mayor será la probabilidad de que la demanda de ductilidad pueda concentrarse en un número reducido de plantas.

Los valores comunmente aceptados del factor I se indican en la tabla 6.2.

Tabla 6.2
FACTOR DE IMPORTANCIA

Clase	Factor I
I	1,4
II	1,0

Articulado
Capítulo 6
Acción sísmica

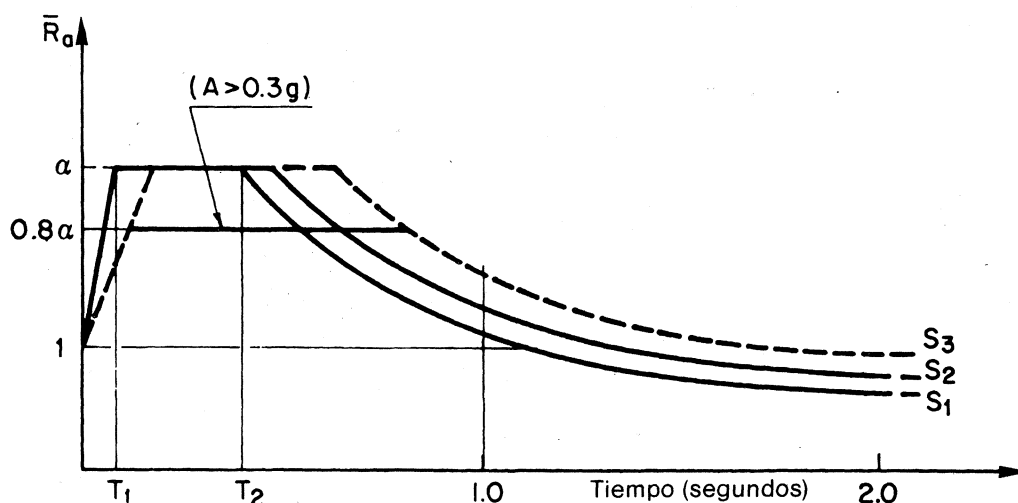


Fig. 6.2.—Espectros elásticos normalizados dependiente del tipo de suelo.

A falta de información precisa sobre las condiciones locales del terreno, T_1 , T_2 , α y β tomarán los valores asignados en C-6.4.1. Sin embargo, para el suelo tipo S_3 puede adoptarse el valor $T_1 = 0,25$ seg.

Los espectros de movimientos verticales pueden determinarse con precisión suficiente multiplicando las ordenadas de los espectros de movimientos horizontales por el factor $2/3$.

S-6.4.4. ESPECTRO DE RESPUESTA DE PROYECTO

Las ordenadas del espectro de respuesta de proyecto corresponden al menor valor que se obtenga de las expresiones siguientes:

$$- R_a(T) = I \cdot A \cdot \alpha \cdot \frac{1}{K} \quad \text{para los suelos tipo } S_1, S_2 \text{ y } S_3, \text{ ó}$$

$$- R_a(T) = 0,8 \cdot I \cdot A \cdot \alpha \cdot \frac{1}{K} \quad \text{para el suelo tipo } S_3, \text{ si } A \geq 0,3 \cdot g$$

$$- R_a(T) = I \cdot A \cdot S \cdot \alpha \cdot (T_2/T)^\beta \cdot \frac{1}{K}$$

donde:

— I = Factor de importancia definido en el apartado S-3.2.

— A = Aceleración máxima del suelo correspondiente a la zona sísmica (% de g).

— S = Coeficiente local definido en la Tabla 6.1.

— K = Factor de comportamiento dado en la Tabla 4.2.

A falta de información específica sobre las condiciones locales del terreno, los valores de α , β y T_2 pueden tomarse como:

$$\alpha = 2,5 \quad \beta = 2/3 \quad T_2 = 0,4 \text{ seg}$$

Los espectros de proyecto representativos de los tres tipos de suelo y para los parámetros $A = 0,35$ g , $I = 1$ y $K = 1$ se muestran en la figura 6.3.

Articulado
Capítulo 6
Acción sísmica

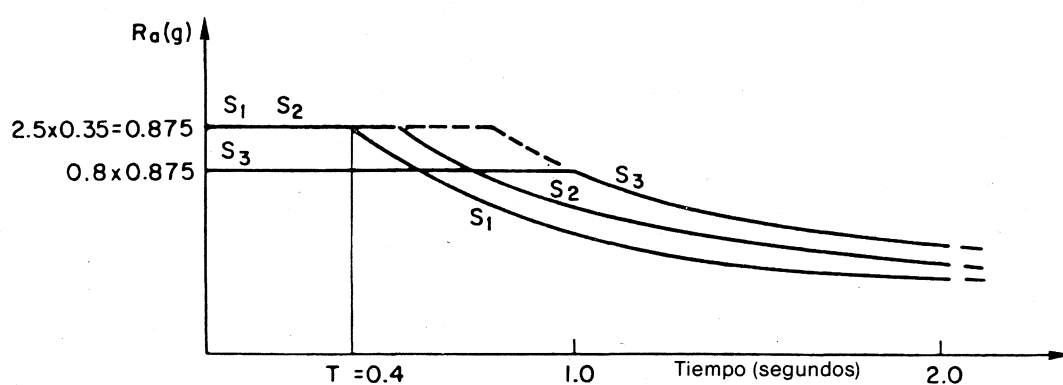


Fig. 6.3.—Espectros de proyecto para $A = 0,35 g$, $I = I$ y $K = 1$.

7. DEFINICIONES Y NOTACION

Articulado Capítulo 7 Definiciones

Barra suelta de atado. Es una barra continua con un diámetro mínimo de 6 mm, en cuyos extremos existe, por un lado, un gancho de 135° con una extensión de diez diámetros y por el otro un gancho de 90° con una longitud de seis diámetros. Los ganchos podrán abrazar tanto barras longitudinales como cercos.

Cerco. Es un estribo cerrado con un diámetro mínimo de 6 mm en cuyos extremos existen ganchos de 135° con una extensión de diez diámetros que abrazarán armaduras longitudinales.

Elementos de borde. Son aquellas zonas en los límites de las pantallas estructurales o de los forjados que han sido reforzadas por medio de armaduras longitudinales y transversales. La presencia de elementos de borde no requiere necesariamente un aumento del espesor de las pantallas o forjados. Los bordes de los huecos en pantallas o forjados podrán estar dotados también de estos elementos.

- A = Aceleración máxima del suelo.
- A_c = Área confinada medida por el perímetro exterior de la armadura transversal.
- A_g = Área bruta de hormigón.
- C_d = Coeficiente sísmico de proyecto (4.2.4.1).
- C_g = Centro de masa (4.2.1.1).
- C_k = Centro de rigidez (4.2.1.1).
- E = Acción sísmica de proyecto (simbólica) (4.1.4.1).
- I = Factor de importancia (3.2).
- M_{u,d} = Momento resistente último de una sección de hormigón evaluada con los valores de la resistencia del acero y del hormigón afectados de coeficientes de minoración de resistencias.
- M_{u,d}⁻ = Momento resistente último de una sección de hormigón evaluada con los valores característicos de la resistencia del acero y del hormigón.
- N_d = Esfuerzo axial de proyecto en la combinación de cargas más desfavorables incluyendo a la acción sísmica.
- K = Factor de comportamiento (4.1.3).
- S = Coeficiente del tipo de suelo (6.4.2.2).
- S_i = Índice del tipo de suelo (6.4.2.1).
- V_{cd} = Esfuerzo cortante soportado por el hormigón en una sección de una viga o de un pilar.
- a = Dimensión en planta de un edificio en la dirección ortogonal a la de la acción sísmica (4.2.4.2).
- b_w = Espesor del alma de una sección de hormigón.
- h, b = Canto y ancho en las vigas, o lado mayor y lado menor, en pilares.
- h', b' = Distancias entre las armaduras dispuestas en los lados h y b respectivamente de una sección, medidas hasta la parte externa de las armaduras periféricas.
- d = Distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de una planta genérica de un edificio (4.2.4.2).
- s_h = Separación entre armaduras transversales en vigas, pilares o pantallas.
- f_{cd} = Resistencia de proyecto del hormigón.
- h = Altura de una planta.
- l_w = Canto de una pantalla.
- h_w = Altura total de una pantalla.
- h_n = Distancia vertical entre forjados.
- α = Factor de amplificación espectral (6.4.1).
- β = Parámetro del espectro de respuesta elástica (6.4.1).
- γ_i = Factor de distribución (4.2.4.1).
- γ_n = Factor de sobre-resistencia (C-4.3).
- Δ_{el} = Desplazamiento relativo entre plantas consecutivas bajo la acción sísmica (4.2.4.3).
- ζ = Relación entre los cortantes máximo y mínimo en un extremo de una viga (4.3.4) y (4.3.2.1).
- ξ = Factor de amplificación de solicitaciones de torsión (4.2.4.2).
- ω = Factor de magnificación dinámica (4.3.1.2), (4.3.2.2), (4.3.2.4.4).
- θ = Índice de deformabilidad (4.2.4.3).

Nota: Los símbolos relativos a las uniones viga-pilar se definen en los apartados correspondientes (4.3.2.3 y 4.4.2).