

cuadernos de

Instituto Eduardo Torroja

CEB

COMITE EURO-INTERNACIONAL DEL HORMIGON

**CODIGO MODELO PARA EL DISEÑO
SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE
HORMIGON ARMADO**

2.^a Parte

409-5

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. Miehlabradt	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

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
 - 4.3.2.4.3. Coeficientes de magnificación dinámica
 - 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 (n.º 374)

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 trasversales

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 4
Métodos de comprobación

C-4. METODOS DE COMPROBACION

C-4.1. Datos básicos

C-4.1.1. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

C-4.1.1.1. Hormigón

Se requieren hormigones de resistencia superior a la mínima exigible en condiciones no sísmicas para permitir que posean un comportamiento estable ante deformaciones cíclicas alternadas de gran amplitud.

C-4.1.1.2. Acero de armaduras

- a) Este requisito puede darse por satisfecho cuando el acero es capaz de soportar tres ciclos simétricos de una deformación del $\pm 4\%$, en una barra cuya longitud no sea superior a $5 \varnothing$.
- b) Los aceros de mayor resistencia provocan una reducción de la ductilidad a flexión de la sección: en el rango entre S220 y S400, un aumento del 50 % en f_y puede resultar en una disminución de aproximadamente el 50 % de la ductilidad seccional.
- c) La existencia de sobre-resistencias incontroladas en el acero puede alterar desfavorablemente los mecanismos de disipación de energía previstos.
- d) El requisito que prevé la existencia de un valor, al menos mínimo, del endurecimiento del acero con la deformación, está dirigido a evitar la concentración crítica de la demanda de deformación en secciones determinadas, permitiendo así el desarrollo de deformaciones inelásticas en zonas más amplias.
- e) La adherencia de las barras lisas se deteriora rápidamente ante cargas cíclicas, especialmente después de haber superado el límite elástico.

C-4.1.2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE MATERIALES γ_m

Los valores de γ_m adoptados son los mismos que vienen indicados en el Código Modelo, apartado 6.4.2.3, para la combinación de cargas básicas.

De acuerdo con el Código Modelo, en la combinación de acciones accidentales, los valores de los coeficientes γ_m deben reducirse (con respecto a los correspondientes a acciones no accidentales) y

S-4. METODOS DE COMPROBACION**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación****S-4.1. Datos básicos****S-4.1.1. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES****S-4.1.1.1. Hormigón**

— Los posibles tipos de hormigones normales, o de áridos ligeros, a utilizar satisfarán los siguientes requisitos mínimos:

Tabla 4.1

Nivel de ductilidad	Resistencia mínima
ND II	C 20 LC 20
ND III	C 25 LC 25

No se utilizarán hormigones de áridos ligeros de tipo superior a LC 30 a menos que se demuestre que poseen características adecuadas de ductilidad.

S-4.1.1.2. Acero de armaduras**ESTRUCTURAS DE ND I Y ND II**

Las propiedades de los aceros utilizados en estos tipos de estructuras serán acordes con los requisitos establecidos en el Código Modelo, capítulo 3.

ESTRUCTURAS DE ND III

Deberán satisfacer los siguientes requisitos adicionales:

- Deberá demostrarse que el acero utilizado posee una ductilidad adecuada ante deformaciones alternadas repetidas.
- No deberán usarse aceros de tipo superior a S400 a menos que se demuestre que la utilización de tipos superiores, en determinadas disposiciones seccionales, no afecta desfavorablemente a la ductilidad.
- El límite elástico real no será superior en más de un 15 % a su valor nominal.
- La relación entre el valor medio de la resistencia última y el límite elástico real no será menor de 1,25 para un acero S220, o de 1,15 para un acero S400.
- Sólo se utilizará acero de alta resistencia en las armaduras longitudinales a menos que se adopten previsiones adecuadas para garantizar las condiciones de adherencia y anclaje.

S-4.1.2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE MATERIALES γ_m

Los valores de proyecto de las resistencias del hormigón y del acero se obtendrán a partir de sus valores característicos haciendo uso de los siguientes coeficientes de seguridad:

$$\begin{array}{ll} \text{Hormigón} & \gamma_c = 1,5 \\ \text{Acero} & \gamma_s = 1,15 \end{array}$$

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

deben aplicarse a los valores de las resistencias residuales, resultantes de la degradación que produce el efecto de estas acciones accidentales.

En este documento, dado que todavía no existen modelos ampliamente aceptados para la predicción de esta degradación, los valores de los coeficientes γ_m se han mantenido provisionalmente iguales a los que se emplean en las combinaciones de acciones no accidentales, y deben ser aplicados a los valores de las resistencias sin degradar por efecto de la acción sísmica. De esta forma se espera obtener valores de la resistencia de cálculo aproximadamente iguales a los que se presentan realmente en condiciones sísmicas.

C-4.1.3. COEFICIENTES DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Los valores de la Tabla 4.2 reflejan un buen nivel tecnológico y unos procedimientos de control de calidad adecuados, así como unos valores de las probabilidades de fallo comunmente aceptados; no obstante deberán ser comprobados y ajustados, si fuera necesario, a las condiciones particulares propias de cada país.

Las pantallas aisladas poseen una menor capacidad de disipación de energía que las pantallas acopladas. Por este motivo, cuando su contribución a la resistencia lateral total llega a ser importante, el factor de comportamiento debe reducirse.

Los valores de los coeficientes K de la Tabla 4.2 reflejan el estado actual del conocimiento respecto a la diversa capacidad de los diferentes tipos estructurales para soportar un movimiento sísmico intenso. El amortiguamiento propio de las diversas estructuras no se menciona expresamente ya que puede considerarse incluido en el factor K. El factor K en realidad tiene en cuenta el amortiguamiento por histéresis que en los casos críticos domina claramente sobre el amortiguamiento viscoso.

C-4.1.4. COMBINACION DE CARGAS DE PROYECTO

La fórmula de combinación de acciones (4.1.4.1) es compatible en teoría con la hipótesis de que en la *situación sísmica* la probabilidad de fallo (por ejemplo al alcanzarse alguno de los estados límites considerados) está influenciada fundamentalmente por la gran variabilidad de la acción sísmica. Según esta hipótesis, justificada en casi todos los casos, un estudio del problema acorde con un nivel II de fiabilidad demuestra que la elección más apropiada de los valores de las acciones de proyecto conduce a asignar:

- a la acción sísmica un valor de cálculo evaluado directamente,
- al resto de las cargas unos valores de cálculo próximos a sus valores medios en el tiempo.

De estas consideraciones se obtiene una fórmula combinatoria similar a la 6.12 del Código Modelo, independientemente de que la acción sísmica esté clasificada como una acción accidental o como una acción variable.

En general los valores Ψ_1 pueden tomarse como iguales a los valores Ψ_2 que definen los valores quasi-permanentes de las acciones (Código Modelo, apartado 6.3.2).

En ningún caso se considerará la acción simultánea del viento y del sismo.

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

S-4.1.3 COEFICIENTES DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

En la Tabla 4.2 se establecen los valores del coeficiente de comportamiento estructural K, que define la intensidad de la acción sísmica de proyecto (S-6.4.4) en función del tipo de estructura y del nivel de ductilidad seleccionado:

Tabla 4.2
COEFICIENTES DE COMPORTAMIENTO

Sistema estructural	Nivel de ductilidad I	Nivel de ductilidad II	Nivel de ductilidad III
Porticado	2	3,5	5
Pantalla o mixto	2	3	4

Los valores de K en la Tabla 4.2 son aplicables a estructuras de tipo apantallado o mixto, sólo si al menos el 50 % de la fuerza lateral en ambas direcciones es resistida por medio de pantallas acopladas. Si esta condición no resultara satisfecha, los valores de K en dicha tabla deberán reducirse multiplicándolos por el factor 0,7.

El nivel de ductilidad ND I se permite únicamente para estructuras de Clase II en regiones de sismicidad moderada.

Las estructuras de Clase I que deban construirse en áreas de alta sismicidad deberán proyectarse preferentemente para un nivel de ductilidad ND III. Si resultase apropiado en este caso, también podrían utilizarse valores de K correspondientes al nivel ND II.

S-4.1.4. COMBINACION DE CARGAS DE PROYECTO

La combinación de acciones fundamental que debe usarse en la verificación de todos los estados límites (S-4.4.6) es:

$$S_d = S(G + P + E + \sum \Psi_i \cdot Q_{ik}) \quad (4.1.4.1)$$

donde:

G = incluye todas las cargas permanentes con su valor nominal.

P = es la fuerza de pretensado a largo plazo.

E = es la acción sísmica de proyecto según S-6.4.4.

Q_{ik} = son los valores de los cuantiles de las distribuciones de valores extremos de todas las cargas variables cuya duración de aplicación es lo suficientemente larga como para que su probabilidad de ocurrencia, en forma simultánea con la acción sísmica, no sea despreciable.

Ψ_i = son los factores requeridos para pasar de los valores de los cuantiles Q_{ik} a los valores medios de Q_i en sus distribuciones instantáneas.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de
comprobación

El valor de la sollicitación de proyecto S_d puede mantenerse invariable en todos los casos de verificación (ver C-3.1), trasladándose la diferencia que debe existir en el valor de S_d para el estado límite de deformación al propio valor admisible de la deformación.

Sería muy difícil establecer, por medio de un tratamiento analítico riguroso, la disposición de las cargas que pueden usarse en la evaluación tanto de las sollicitaciones gravitatorias directas como de las fuerzas de inercia debidas a la acción sísmica.

Para el primer caso la situación de las cargas debe tener en cuenta el hecho de que las sollicitaciones de origen gravitatorio pueden ser muy sensibles a la existencia de concentraciones de valores altos (por ejemplo, localizados en uno o dos vanos de una planta), mientras que sólo la totalidad de la carga presente en una planta tiene significado en el segundo caso.

En el caso en que las cargas variables sean relativamente importantes respecto a la carga total, deberán considerarse distintas distribuciones de estas cargas entre las plantas.

La elección de una disposición de cargas adecuada depende también del tipo y uso de la estructura y de la sollicitación que se considere.

En general, los mismos valores Ψ_2 , que se han mencionado antes, pueden aplicarse en ambos casos. En ninguna ocasión el valor total de la carga multiplicada por los factores Ψ_2 será inferior en el segundo caso respecto del primero.

C-4.2. Análisis estructural

El método dinámico indicado en S-4.2.5 consiste en la utilización del procedimiento del análisis modal junto con la aplicación del espectro de respuesta de proyecto dado en S-6.4.4. En general se permite la utilización de métodos de análisis más afinados, basados en acelerogramas artificiales compatibles con el espectro o en registros reales adaptados adecuadamente, aunque su uso no está justificado en edificios ordinarios.

C-4.2.1. CONFIGURACION GEOMETRICA DE LOS EDIFICIOS

C-4.2.1.1. Configuración en planta

Las cifras que se dan en los apartados S-4.2.1.1/2 están basadas en la experimentación y en las reglas de «buena práctica», sin que puedan admitir por el momento, una verificación rigurosa.

Sin embargo, con ellas se pretende destacar que la regularidad (en el sentido genérico de una configuración compacta y simétrica en planta y una distribución uniforme de masas y elementos rigidizadores) es una propiedad altamente deseable en sí misma, ya que conduce de forma natural a un comportamiento sísmico eficiente, económico y más predecible.

Además, dadas las numerosas incertidumbres existentes en la actualidad, el comportamiento real de un edificio no regular es difícil de predecir, incluso utilizando modelos matemáticos muy elabo-

La evaluación de la acción sísmica E deberá realizarse teniendo en cuenta todas las cargas gravitatorias que aparecen en la fórmula (4.1.4.1). En lo relativo a su disposición espacial se aplicarán esquemas simplificados.

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

S-4.2. Análisis estructural

S-4.2.1. CONFIGURACION GEOMETRICA DE LOS EDIFICIOS

Los métodos de análisis estructural permitidos serán diferentes según que los edificios sean clasificados en «regulares» o en «irregulares» de acuerdo con las definiciones que se establecen en este capítulo.

Los edificios regulares pueden proyectarse de acuerdo con el método simplificado de análisis descrito en S-4.2.4 (señalado como el método de análisis estático equivalente), siempre que su altura sea inferior a 80 m y su periodo propio fundamental sea inferior a 2 segundos.

Si no se cumplen estas últimas condiciones o si el edificio debe clasificarse como irregular, se utilizará el método dinámico descrito en S-4.2.5.

Un edificio será clasificado como regular cuando satisface las condiciones de configuración en planta y alzado que se establecen a continuación.

S-4.2.1.1. Configuración en planta

- El edificio posee una forma geométrica aproximadamente simétrica en planta con respecto a, como mínimo, dos direcciones ortogonales a lo largo de las que se orientan los elementos sísmorresistentes. Cuando existan entrantes, éstos no superarán el 25 % de las dimensiones externas del edificio.
- En cualquier planta, la distancia entre el centro de masas y el centro de rigidez (medida en la dirección perpendicular a la de la acción sísmica), no excede el 15 % de valor del «radio de resiliencia», que se define como la raíz cuadrada del cociente entre el valor de la rigidez torsional y la rigidez traslacional de esa planta.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

rados. Por ejemplo, la disposición no simétrica de los elementos estructurales puede provocar el aumento de los momentos torsores, con la subsiguiente concentración de la demanda de ductilidad en ciertos elementos, que pueden llegar a ser críticos para la estabilidad global de la construcción.

También pueden producirse concentraciones de demanda de ductilidad igualmente peligrosas por la existencia de discontinuidad en la distribución de rigidez y/o resistencia a lo alto del edificio, como por ejemplo cuando una planta es menos resistente que sus adyacentes («soft-story»), o debidas a una variación brusca de las dimensiones en planta de las dimensiones del edificio.

Para comprobar esta condición, las rigideces torsional y traslacional pueden calcularse utilizando la inercia seccional de todos los elementos resistentes verticales presentes en cada planta y el centro de rigidez como el de gravedad de las inercias seccionales.

C-4.2.1.2. *Configuración del alzado*

Una variación de la rigidez mayor del 50 % entre dos plantas consecutivas debe considerarse como una situación «irregular».

C-4.2.2. *APLICACION DE LA ACCION SISMICA*

La utilización de una única componente sísmica cada vez (en vez de una combinación de las tres), es una simplificación admisible para edificios normales, compensada aproximadamente por una calibración adecuada de las fuerzas de cálculo.

El efecto de la componente vertical de la acción sísmica es rara vez importante para la estabilidad del edificio, según ha podido obtenerse por medio de análisis teóricos y de evidencias reales.

C-4.2.3. *MODELO ANALITICO*

Especialmente en el caso de estructuras porticadas, la presencia de elementos frágiles, rígidos o semirrígidos (como tabiques o cerramientos de ladrillo o de yeso), conectados rigidamente a la estructura, puede provocar con facilidad daños graves debidos a una falta de simetría o a una incompatibilidad de deformaciones. Dado el grado de incertidumbre de su interacción con los elementos estructurales, menos rígidos y más dúctiles, los resultados son, a menudo, poco fiables incluso cuando el modelo pretende tener en cuenta el efecto de este tipo de elementos. Además, la posición final de los elementos no-estructurales puede no ser conocida de forma precisa al efectuar los cálculos o puede ser modificada con posterioridad. Por estos motivos, la interacción entre elementos estructurales y no-estructurales debe considerarse, en general, como no deseable y, por tanto, deberá reducirse o evitarse cuando sea posible.

La elección de un modelo lineal es fundamentalmente correcta para la determinación de los estados límites de utilización. Por otra parte, para investigar la compleja respuesta estructural en el entorno de la situación de colapso deben utilizarse, en principio, modelos avanzados de respuesta no-lineal. Sin embargo, dado que este Código se refiere a estructuras ordinarias, no parece justificado tener que recurrir a este tipo de modelos, ya que, aparte de ser poco prácticos para el proyec-

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

S-4.2.1.2. Configuración en alzado

- La distribución de rigidez y de masas a lo alto del edificio es aproximadamente uniforme.
- En estructuras porticadas, el cociente entre el valor del esfuerzo cortante de proyecto, y la capacidad resistente real (calculada por la suma de la resistencia a cortante de todos los elementos verticales con sus valores de proyecto), no varía más de un 20 % entre cada dos plantas del edificio.
- En el caso de que exista una reducción gradual de la sección con la altura, la disminución en cualquier planta no será superior al 10 % de la dimensión correspondiente a la dirección de la reducción. Esta condición no será de aplicación obligatoria si la reducción de la planta se produce en el 15 % inferior del edificio.

S-4.2.2. APLICACION DE LA ACCION SISMICA

ACCION HORIZONTAL

Las acciones sísmicas deberán aplicarse al edificio en la dirección que produzcan el efecto más desfavorable en cada elemento.

En aquellos edificios que posean un eje de simetría estructural, puede suponerse que la acción sísmica actúa separadamente según este eje y también según su dirección ortogonal.

ACCION VERTICAL

La componente vertical de la acción sísmica deberá considerarse en el proyecto de ménsulas no verticales y en vigas pretensadas.

S-4.2.3. MODELO ANALITICO

La determinación de los esfuerzos sísmicos en la estructura estará basada en un modelo matemático ideal adecuado para representar su comportamiento real; el modelo deberá tener en cuenta también a todos los elementos no estructurales que puedan influir en la respuesta del sistema resistente principal.

A los efectos de la aplicación de este Código, la determinación de los esfuerzos debidos a las fuerzas de proyecto estará basada en un modelo elástico y lineal del sistema estructural.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de
comprobación

to, su uso no conduce necesariamente a resultados más seguros que los que proporcionan otros métodos más simples refrendados por la experiencia. Además, la incertidumbre propia de la acción sísmica hace que la utilización de métodos refinados para el análisis de la respuesta estructural tenga un valor insignificante en la reducción de la variabilidad total de la respuesta.

C-4.2.4. ANALISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE

Los límites establecidos para la posible aplicación del análisis estático a edificios regulares reconocen la importancia de los modos más altos de vibración en la respuesta de las estructuras con periodos propios altos (generalmente edificios de altura).

C-4.2.4.1. Fuerzas horizontales de proyecto

En la evaluación de las propiedades seccionales deberán tenerse en cuenta los efectos de la fisuración. De hecho, los diferentes niveles de fisuración entre vigas y pilares en un pórtico pueden alterar considerablemente sus rigideces relativas y, por tanto, la distribución de las sollicitaciones. Con los criterios de diseño adoptados, la fisuración afecta menos a los pilares que a las vigas; una solución, por tanto, podría ser utilizar los valores correspondientes a la sección sin fisurar para los pilares y valores adecuadamente reducidos para las vigas.

Los dinteles de acoplamiento de pantallas sufrirán normalmente una fisuración muy extensa. Este hecho deberá tenerse en cuenta apropiadamente ya que reduce la efectividad del acoplamiento entre pantallas.

En estructuras porticadas, una expresión aproximada del periodo fundamental de vibración basada tanto en resultados analíticos como experimentales es:

$$T = n/12$$

donde n es el número de plantas por encima del nivel de cimentación.

En diversos casos, una estimación suficientemente afinada de dicho periodo puede obtenerse haciendo referencia a una ménsula uniforme «equivalente», cuyo periodo viene proporcionado por la expresión:

$$T = 1,8 \left(\frac{m \cdot h}{E \cdot I} \right)^{1/2}$$

donde:

m es la masa del edificio por unidad de longitud.
h es la altura del edificio desde el nivel de cimentación.
E · I es la rigidez a flexión de la ménsula «equivalente».

Una expresión derivada del procedimiento iterativo de Rayleigh, de aplicabilidad más general, es:

$$T = 2 \pi \left(\frac{1}{g} \frac{\sum W_i \delta_i^2}{\sum F_i \delta_i} \right)^{1/2}$$

donde:

F_i (i = 1,...,N) son un conjunto de fuerzas distribuidas linealmente a lo alto del edificio.
 δ_i (i = 1,...,N) son el correspondiente conjunto de desplazamientos de planta.

C-4.2.4.2. Sollicitaciones de torsión

S-4.2.4. ANALISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE

El «análisis estático equivalente» puede ser adoptado para aquellos edificios clasificados como «regulares» de acuerdo con el apartado S-4.2.1, siempre que su altura sea inferior a 80 m y su período fundamental no sea mayor de 2 segundos.

S-4.2.4.1. Fuerzas horizontales de proyecto

Las fuerzas horizontales de proyecto que deben aplicarse al nivel de cada planta en la dirección que se esté analizando, vendrán dadas por:

$$F = C_d \cdot \gamma_i \cdot W_i \quad (4.2.4.1.1)$$

donde:

C_d = coeficiente sísmico de proyecto de valor igual al correspondiente en el espectro de respuesta de proyecto dado en S-6.4.4.

γ_i = factor de distribución, que depende de la altura de la planta medida desde la base del edificio.

W_i = carga gravitatoria total en la planta i .

El período fundamental del edificio, que se requiere para la evaluación de C_d , deberá calcularse usando las propiedades elásticas de la estructura por medio de los métodos habituales de la mecánica, teniendo en cuenta los elementos que contribuyen a la rigidez del edificio.

En forma alternativa pueden utilizarse también fórmulas simplificadas o datos experimentales.

En el caso en que el período no haya sido calculado previamente, C_d se tomará como:

$$C_d = I \cdot A \cdot S \cdot \alpha \cdot \frac{1}{K}$$

El factor de distribución γ_i viene dado por la expresión siguiente:

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

donde h_i es la altura de la planta i desde el nivel de la cimentación.

S-4.2.4.2. Solicitaciones de torsión

En cada planta se supondrá que las masas que contribuyen a las fuerzas de inercia se encuentran desplazadas de su ubicación nominal unas distancias e_1 y e_2 , como se muestra en la figura 4.1, to-

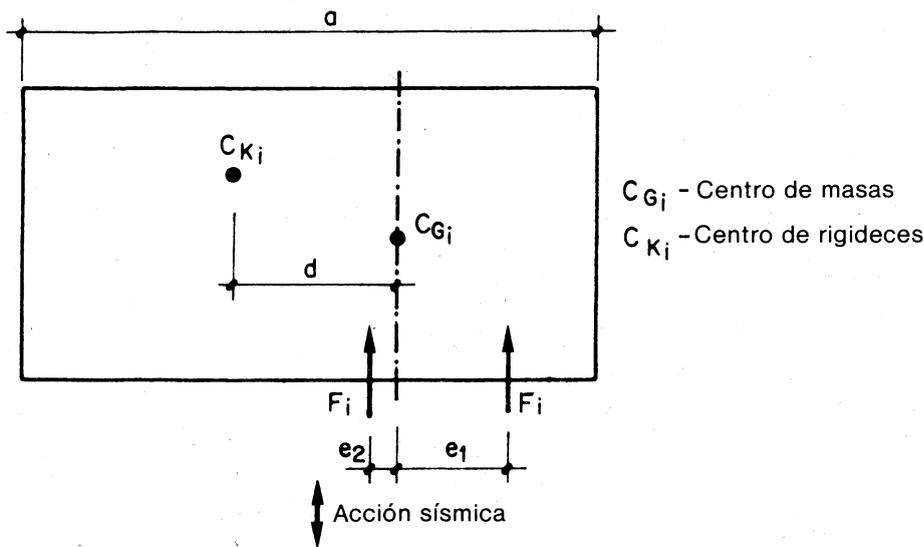
Comentarios
Capítulo 4
Métodos de
comprobación

C-4.2.4.3. Solicitaciones de segundo orden

θ es la relación entre el momento de segundo orden: $W \cdot \Delta_{el} \cdot K$ y el esfuerzo cortante en la planta: $V \cdot h$, con sus valores de cálculo. Se ha demostrado por medio de estudios analíticos que para $\theta \leq 0,10$ los efectos dinámicos de segundo orden son insignificantes en lo que se refiere a la capacidad portante última de la estructura.

El límite superior $\theta = 0,20$ se ha establecido provisionalmente dada la falta de procedimientos fiables para minimizar el riesgo de inestabilidad dinámica que puede existir en el caso de estructuras sensibles a los efectos de segundo orden.

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**



mando la más desfavorable para la comprobación de cada elemento particular. Las expresiones de e_1 y e_2 son:

$$e_1 = 0,5 d + 0,05 a$$

$$e_2 = 0,05 a.$$

La fuerza horizontal total y el momento torsor en una planta genérica deberán distribuirse entre los diversos elementos resistentes, por debajo de esa planta, en función tanto de sus rigideces relativas como de la rigidez del forjado.

CASOS SIMETRICOS

Cuando exista una simetría completa de rigideces y de masas según un eje paralelo a la dirección de la excitación sísmica, las solicitaciones de torsión podrán tenerse en cuenta según el siguiente procedimiento simplificado:

- La fuerza lateral de proyecto a distribuir entre los elementos resistentes, según lo expuesto anteriormente, se aplicará en el centro de gravedad de la planta.
- Las acciones así resultantes sobre cada elemento se multiplicarán entonces por un coeficiente ξ que se define como:

$$\xi = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{a}$$

donde «x» es la distancia desde el elemento considerado al centro de gravedad de la planta medida en la dirección perpendicular a la de la acción sísmica.

S-4.2.4.3. Solicitaciones de segundo orden

No es necesario considerar los efectos de segundo orden, en cuanto a momentos o cortantes de planta, cuando en cada una de ellas se satisface la condición:

$$\theta = \frac{W \cdot \Delta_{el} \cdot K}{V \cdot h} \leq 0,10$$

donde:

θ = Índice de deformabilidad.

V = Fuerza horizontal de proyecto que actúa en la planta considerada.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

Debe recordarse que bajo la acción de un terremoto crítico, probablemente se producirán en la estructura grandes desplazamientos dinámicos inelásticos, por lo que puede alcanzarse la situación de colapso, si las deformaciones aumentan excesivamente, por los efectos de segundo orden.

Dado que la contribución más importante de estos efectos de segundo orden viene proporcionada por la parte inelástica de la deformación, es obvio que el mejor remedio contra el posible colapso por inestabilidad estructural es aumentar la resistencia de la estructura (en lugar de su rigidez), de forma que se reduzca la magnitud de la demanda inelástica de desplazamiento.

Cuando $0,10 \leq \theta \leq 0,20$, se ha considerado que el uso de un procedimiento estático y elástico puede conducir al resultado adecuado de dotar a la estructura de una resistencia superior aunque el método sea conceptualmente poco adecuado.

Las estipulaciones presentadas van dirigidas al análisis de modelos planos. Para el caso del análisis de sistemas espaciales estas reglas deberán modificarse de forma apropiada. De una forma aproximada, cuando el sistema resistente estructural puede subdividirse en un cierto número de subsistemas planos (pórticos, pantallas, pórticos arriostrados, etc.), V y Δ_{el} pueden tomarse como los valores pertinentes relativos a cada subsistema, obtenidos utilizando un modelo espacial.

C-4.2.5. PROCEDIMIENTO DEL ANALISIS MODAL

C-4.2.5.1. Modelización

Para determinar las fuerzas de inercia globales que actúan en cada planta, el edificio puede modelarse como un sistema de masas concentradas al nivel de cada planta que, en el caso del modelo espacial, poseerán dos grados de libertad traslacionales y uno rotacional cada una.

El número de masas concentradas deberá ser compatible con el número de modos de vibración que se deseen utilizar en el análisis (en general el número de grados de libertad deberá ser como mínimo el doble del número de modos de vibración que se deseen determinar de forma precisa).

Una vez que se hayan obtenido las fuerzas globales, deberán ser distribuidas entre los diversos elementos resistentes (pórticos, pantallas, etc.) con la consideración debida a la rigidez relativa entre los diversos elementos verticales y el forjado.

C-4.2.5.2. Modos de vibración

C-4.2.5.3. Combinación de respuestas modales

La regla dada en S-4.2.5.3 tiende a quedar del lado de la inseguridad cuando las estructuras poseen grupos de modos cuyas frecuencias naturales de vibración se encuentran excesivamente agrupadas (p. ej.: $\omega_{i-1} / \omega_i \leq 10\%$).

En estos casos debe usarse una expresión más precisa, como por ejemplo:

$$Q^2 = \sum Q_i^2 + \sum_{i=j} \sum_j \frac{Q_i \cdot Q_j}{1 + \varepsilon_{ij}}$$

Δ_{el} = Desplazamiento elástico relativo entre plantas consecutivas debido a las acciones de proyecto.

K = Coeficiente de comportamiento (S-4.1.3).

h = Altura entre plantas.

W = Carga gravitatoria total por encima de la planta considerada.

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

El índice de deformabilidad θ no podrá exceder en ningún caso el valor 0,20.

Cuando:

$$0,10 \leq \theta \leq 0,20$$

los efectos de segundo orden se tendrán en cuenta por medio de alguno de los métodos estáticos que se indican en el Código Modelo CEB-FIB, capítulo 14.

S-4.2.5. PROCEDIMIENTO DEL ANALISIS MODAL

S-4.2.5.1. Modelización

Si el edificio puede vibrar en dos direcciones ortogonales, sin acoplamiento significativo, podrá ser analizado por medio de dos modelos planos diferentes, uno para cada dirección ortogonal.

La condición expuesta anteriormente se considera satisfecha si el edificio cumple con las especificaciones del segundo párrafo de S-4.2.1.1.

Cuando no se cumpla este requisito el modelo deberá tener en cuenta los movimientos de torsión de la estructura.

S-4.2.5.2. Modos de vibración

En el caso de modelos planos, el análisis incluirá para cada uno de los ejes ortogonales todos los modos de vibración con períodos mayores de 0,4 segundos y como mínimo los tres de período más alto.

Para modelos espaciales el análisis incluirá, para cada dirección de aplicación de la acción sísmica, todos los modos de vibración de período superior a 0,4 segundos y, como mínimo, cuatro modos, dos de ellos fundamentalmente traslacionales y otros dos de carácter predominantemente rotacional.

Los modos considerados serán aquellos cuyos coeficientes de participación sean mayores en la dirección que se esté analizando.

S-4.2.5.3. Combinación de respuestas modales

Los parámetros que cuantifican la respuesta (fuerzas, desplazamientos, etc.) obtenidos separadamente para cada modo de vibración según el espectro de respuesta dado en S-6.4.4, deberán combinarse, para obtener los valores de cálculo correspondientes, tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores modales.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

donde:

— Q es la respuesta de interés:

$$- \varepsilon_{ij} = \frac{\omega_i - \omega_j}{\nu_i \cdot \omega_i + \nu_j \cdot \omega_j}$$

— ν_k = factor de amortiguamiento asociado al modo k.

C-4.2.5.4. Solicitaciones de torsión

C-4.2.5.5. Solicitaciones de segundo orden

C-4.3. Solicitaciones de proyecto

Para facilitar la utilización de este documento se presentan separadamente los procedimientos a seguir para proyectar estructuras con ND II y ND III. Para que cada una de las partes constituya un único cuerpo de articulado, algunas prescripciones comunes serán repetidas.

La diferencia entre los niveles ND II y ND III de proyecto, consisten esencialmente en el uso, en el último de estos niveles, de algunos coeficientes parciales adicionales: γ_n . Estos coeficientes se disponen para asegurar el desarrollo de mecanismos estables de disipación de energía, tal como se expone en el apartado S-3.3 en la definición del ND III.

Los coeficientes γ_n (Código Modelo, apartado 10.1) se utilizan para amplificar el valor de las sollicitaciones, en este caso momentos flectores, cuando estos últimos se convierten, por medio de las leyes del equilibrio estático, en cargas con las que se calculan otras sollicitaciones.

Estas sollicitaciones derivadas incluyen:

- Esfuerzos cortantes en vigas.
- Esfuerzos cortantes en pilares.
- Esfuerzos cortantes en pantallas.
- Momentos flectores en secciones adyacentes a la unión viga-pilar.
- Cortantes y tensiones de adherencia en la unión viga-pilar.

Dado que estas sollicitaciones pueden provocar tipos de roturas estructurales no deseables, los valores de proyecto deben aumentarse convenientemente.

En una consideración teórica, recurrir a los coeficientes γ_n puede considerarse como la utilización, en el diseño sismorresistente, de un criterio de fiabilidad a nivel I que todavía se apoya en gran medida en bases empíricas.

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación****S-4.2.5.4. Solicitaciones de torsión**

En cada planta del edificio se supondrá que las masas que contribuyen a las fuerzas de inercia se encuentran desplazadas, de su situación nominal, una distancia $\pm 0,05 a$, en la dirección más desfavorable para el elemento que se esté comprobando. El valor de «a» es la dimensión del edificio en la dirección ortogonal a la de la acción sísmica considerada.

Cuando el edificio es analizado por medio de modelos planos (S-4.2.5.1) pueden tenerse en cuenta la torsión aumentando las solicitaciones debidas a las oscilaciones traslacionales del edificio por medio del factor ξ que se define como:

$$\xi = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{a}$$

donde x es la distancia del elemento considerado dentro del modelo plano al centro de gravedad de la planta en consideración y en la dirección perpendicular a la de la acción sísmica.

S-4.2.5.5. Solicitaciones de segundo orden

Utilizar el apartado S-4.2.4.3.

S-4.3. Solicitaciones de proyecto

Los elementos estructurales se dimensionarán y verificarán (ver S-4.4) para las solicitaciones que se definen en el presente capítulo.

Las solicitaciones a utilizar se derivan de las acciones de proyecto haciendo uso del análisis estructural, según lo expuesto anteriormente en S-4.2, modificadas de manera apropiada y en función del nivel de ductilidad seleccionado.

Las estructuras con ND I se dimensionarán directamente con los resultados que se obtengan del análisis estructural, pudiendo hacerse uso de la redistribución de esfuerzos de acuerdo con el Código Modelo, apartado 8.3.

En los siguientes apartados se establecen los detalles pertinentes para el uso de estos coeficientes γ_n .

Los procedimientos mencionados no se requieren para estructuras con nivel II de ductilidad. En este caso se supone que la fiabilidad apropiada se alcanza haciendo uso de mayores valores de las cargas de proyecto (menores valores del coeficiente de comportamiento K), en combinación con otra serie de requisitos que se establecen en S-5.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

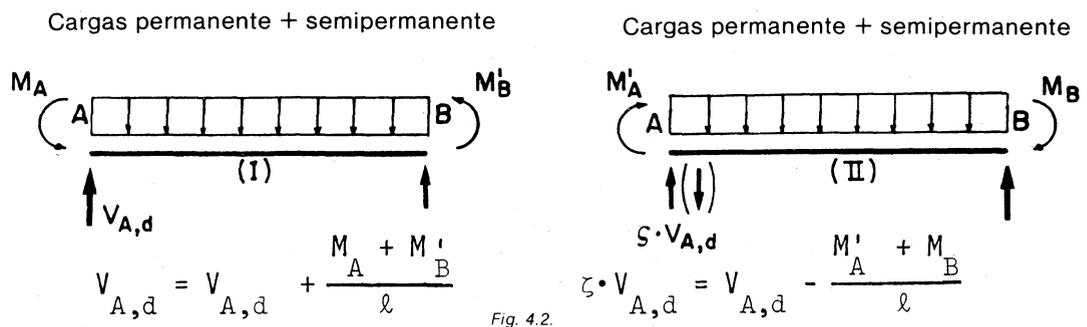
C-4.3.1. NIVEL II DE DUCTILIDAD: ND II

C-4.3.1.1. Elementos sometidos a flexión ($N_o \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)

Los pilares que no soporten cargas verticales significativas se comportan como si fueran vigas. Por este motivo, cuando el esfuerzo axial sea inferior al límite comúnmente aceptado de $N_d = 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$, pueden aplicarse a los pilares las especificaciones señaladas para las vigas.

N_d es el esfuerzo axial en el elemento en la combinación de cargas más desfavorables que incluya a la acción sísmica.

Con la notación y los signos que muestra la figura 4.2, los esfuerzos cortantes máximo y mínimo en la sección A serán:



siendo los momentos flectores de los nudos los valores correspondientes a los momentos últimos.

Los valores semipermanentes de las cargas pueden tomarse del Código Modelo, apartado 6.3.2.

C-4.3.1.2. Elementos sometidos a flexión y axial ($N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)

Los efectos dinámicos y, en particular, la contribución de los modos de vibración más altos pueden alterar considerablemente el esquema de momentos flectores que proporcionaría un análisis estático de las cargas laterales. Los puntos de inflexión, que en los casos estáticos normales se ubican aproximadamente en la mitad de la altura del pilar, pueden, en realidad, moverse a distancias considerables de estos puntos, de manera que los momentos flectores máximos en los pilares pueden aumentar de forma significativa.

La contribución de los modos más altos se incrementa al aumentar el periodo fundamental de la estructura; otro tanto sucede, pues, con la expresión que representa ω .

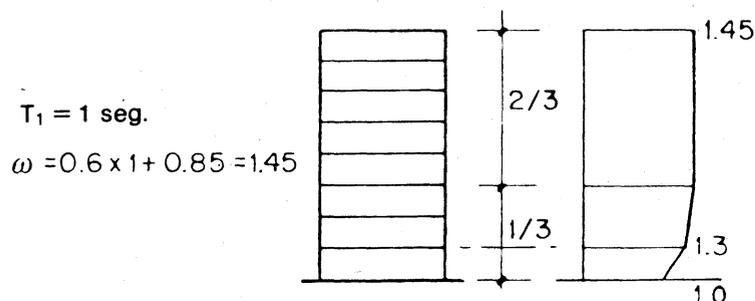


Fig. 4.3.— ω Factor de amplificación dinámica de momentos flectores en pilares.

S-4.3.1. NIVEL II DE DUCTILIDAD: ND II**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación****S-4.3.1.1. Elementos sometidos a flexión ($N_d \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)****MOMENTOS FLECTORES**

Los momentos flectores de proyecto serán los que se obtengan del análisis lineal de la estructura con la combinación de cargas dada en la fórmula (4.1.4.1). Está permitida la redistribución de esfuerzos de acuerdo con el Código Modelo, apartado 8.3.

ESFUERZOS CORTANTES

Los esfuerzos cortantes de proyecto se determinarán a partir de la condición de equilibrio estático del elemento, sometido a las fuerzas transversales relevantes, si existen, así como a una combinación racional de momentos en sus extremos.

Estos últimos se corresponderán con las resistencias a flexión reales de las secciones extremas calculadas en base a las cuantías de armaduras realmente dispuestas.

En cada sección extrema se calcularán dos valores del esfuerzo cortante, un valor máximo y otro mínimo, correspondientes a la formación de rótulas plásticas positivas y negativas en los extremos del elemento.

El valor de la relación algebraica entre ambos valores se denominará: ζ .

En lo que sigue no deberá considerarse un valor de ζ inferior a -1 .

S-4.3.1.2. Elementos sometidos a flexión y axil ($N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)**ESFUERZOS AXILES Y MOMENTOS FLECTORES**

Los esfuerzos axiles y los momentos flectores que deben utilizarse en el proyecto de pilares deberán determinarse considerando todas las combinaciones desfavorables posibles obtenidas a partir de un análisis lineal de la estructura, con la combinación de cargas definida por (4.1.4.1), eventualmente redistribuidas de acuerdo con el Código Modelo, apartado 8.3.

Los momentos flectores así obtenidos serán modificados además de acuerdo con la especificación siguiente.

En estructuras regulares de tres o más plantas a las que se les haya aplicado el método del análisis estático equivalente, los momentos flectores obtenidos en los pilares y debidos a las acciones laterales exclusivamente, serán multiplicados por el factor de magnificación dinámica ω dado por las expresiones siguientes:

pórticos planos:

$$\omega = 0,6 T_1 + 0,85 \quad (1,3 \leq \omega \leq 1,8)$$

pórticos espaciales:

$$\omega = 0,5 T_1 + 1,10 \quad (1,5 \leq \omega \leq 1,9)$$

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de
comprobación

Se considera que los modos altos de vibración afectan más a la respuesta de las plantas más altas de la estructura.

C-4.3.1.3. Nudo de unión viga-pilar

Se supone que los nudos de unión viga-pilar en estructuras de ND II son capaces de transmitir sin deterioro apreciable (fisuración o pérdida de adherencia), las solicitaciones de los elementos adyacentes, siempre que se satisfagan las reglas de detalle de armado de estos nudos (S-5.3.1).

C-4.3.1.4. Pantallas estructurales

En la determinación de los esfuerzos en los diversos elementos de una estructura apantallada, deberá tenerse en consideración de alguna forma el efecto de la fisuración. Los diferentes grados de fisuración que sufren los dinteles o las pantallas según estén en tensión o en compresión, pueden alterar considerablemente a las rigideces relativas y, por tanto, afectar a la distribución de esfuerzos.

C-4.3.1.4.1. Redistribución

C-4.3.1.4.2. Envolvente de proyecto para el momento flector

A partir de análisis dinámico de la respuesta estructural se obtiene una variación aproximadamente lineal de los momentos flectores máximos. El desplazamiento vertical de la envolvente se realiza de acuerdo con la regla de decalaje propuesta en el Código Modelo, apartado 17.10.1; su objetivo es el de garantizar que la demanda de deformaciones inelásticas, y por tanto de ductilidad en curvatura durante un sismo, quede restringida a la base de la pantalla.

donde T_1 es el período fundamental de la estructura.

Los valores del factor de magnificación dinámica ω proporcionados por las fórmulas anteriores son aplicables a las plantas correspondientes a los dos tercios superiores en altura del edificio considerado. Por debajo de este nivel deberá asumirse una variación lineal de ω , tomándose como valores iniciales en la primera planta bien 1,3 o bien 1,5, según se trate de pórticos planos o espaciales.

Además de la condición expuesta anteriormente, los momentos flectores en los soportes deberán satisfacer la condición de resistencias relativas entre vigas y pilares, correspondientes a un nudo, que se expone en el apartado S-4.4.1.3.

ESFUERZOS CORTANTES

En la evaluación de los esfuerzos cortantes a partir de la condición de equilibrio estático, los momentos flectores en los extremos serán los más desfavorables (los que produzcan mayores cortantes), obtenidos a partir del análisis estructural según la combinación de acciones de proyecto del Código (fórmula 4.1.4.1), modificados, si es apropiado, por los factores de magnificación dinámica.

S-4.3.1.3. *Nudo de unión viga-pilar*

Para estructura de ND II no se requiere una evaluación explícita de los esfuerzos en el interior de los nudos de unión viga-pilar.

S-4.3.1.4. *Pantallas estructurales*

Las solicitaciones de proyecto serán aquellas que se obtengan a partir de un análisis lineal del edificio según la combinación de acciones prevista en este Código (S-4.1.4.1), modificadas, cuando sea apropiado, de acuerdo con los apartados S-4.3.1.4.1/2/3/4, que se exponen a continuación.

S-4.3.1.4.1. *Redistribución*

La distribución de la fuerza lateral total entre las diversas pantallas, obtenida del análisis elástico, podrá ser modificada siempre que se mantenga el equilibrio global en la estructura y la reducción máxima del valor de la carga lateral sobre una pantalla cualquiera que no sea superior al 30 %.

En el caso de pantallas acopladas, los esfuerzos cortantes en los dinteles obtenidos en el cálculo elástico, también podrán ser modificados, siempre que la reducción máxima no supere el 20 % y que se prevea el incremento correspondiente de la capacidad resistente a cortante de los dinteles existentes en otras alturas.

S-4.3.1.4.2. *Envolvente de proyecto para el momento flector*

Los momentos flectores de proyecto a lo alto de la pantalla serán los proporcionados por una envolvente lineal de los diagramas de momentos obtenidos, decalada verticalmente una distancia igual a la del canto de la pantalla.

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

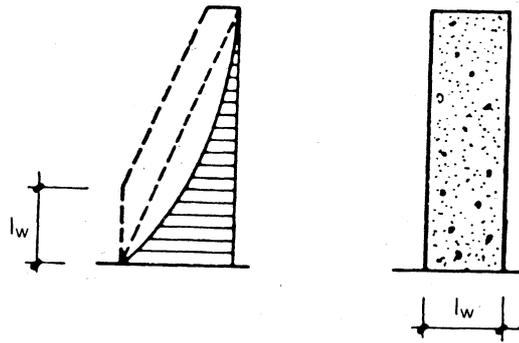


Fig. 4.4.—Envolvente de momentos flectores de proyecto.

C-4.3.1.4.3. *Esfuerzo axial incluido en pantallas acopladas*

El factor 1,25 se establece para tener en cuenta los posibles aumentos desfavorables de la resistencia de los dinteles con respecto a sus valores de proyecto.

C-4.3.1.4.4. *Coefficientes de amplificación dinámica*

Puede demostrarse que durante la respuesta dinámica inelástica de una pantalla, que posee una determinada capacidad a flexión en su base, los máximos esfuerzos cortantes que pueden producirse realmente son muy superiores a los que se obtienen de un análisis estático y lineal.

Los valores recomendados de ω están basados en un número limitado de casos y pueden ser modificados en cuanto existan nuevos estudios que así lo aconsejen.

C-4.3.2. *NIVEL III DE DUCTILIDAD: ND III*

C-4.3.2.1. *Elementos sometidos a flexión ($N_d \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)*

Los pilares que no deban soportar esfuerzos axiales considerables se comportan de manera similar a las vigas. Así pues, cuando las cargas axiales sean inferiores al límite comúnmente aceptado de $N_d = 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$, todas las especificaciones previstas para las vigas serán de aplicación también a los pilares. N_d es la fuerza axial en el elemento que se obtenga de la combinación de cargas más desfavorables que incluya a la acción sísmica.

— Con la notación y el convenio de signos de la figura siguiente, los esfuerzos cortantes máximos y mínimos en el extremo A serán:

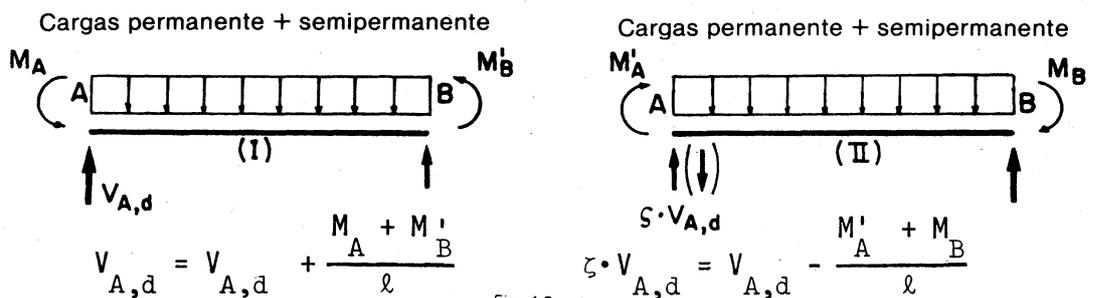


Fig. 4.5.

S-4.3.1.4.3. *Esfuerzo axial inducido en pantallas acopladas*

El esfuerzo axial de proyecto en las pantallas, debido a las cargas laterales, deberá calcularse utilizando las resistencias a esfuerzo cortante de los dinteles ubicados por encima de la sección que se considera, obtenidas usando los valores característicos de la resistencia del hormigón y del acero de las armaduras.

La resistencia a cortante de los dinteles así calculada será, a continuación, amplificada por el factor 1,25.

S-4.3.1.4.4. *Coefficientes de amplificación dinámica*

En el supuesto de que se adopte el método del análisis estático equivalente, los esfuerzos cortantes en las pantallas serán amplificados por medio del factor de magnificación dinámica ω que viene dado por las expresiones que se muestran a continuación, para edificios de hasta cinco plantas:

$$\omega = 0,1 N + 0,9$$

siendo N el número de plantas.

Para edificios de más de cinco plantas el valor de ω se aumentará linealmente hasta un valor máximo de $\omega = 1,8$ para $N = 15$.

S-4.3.2. *NIVEL III DE DUCTILIDAD: ND III*

S-4.3.2.1. *Elementos sometidos a flexión ($N_d \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)*

MOMENTOS FLECTORES

Los momentos flectores de proyecto serán los que se obtengan del análisis lineal y elástico de la estructura para la combinación de cargas prevista en la fórmula (4.1.4.1). La redistribución de momentos se permite de acuerdo con el Código Modelo, apartado 8.3.

ESFUERZOS CORTANTES

Los esfuerzos cortantes de proyecto se determinarán a partir de la condición de equilibrio estático del elemento sometido a las fuerzas transversales relevantes, si existen, así como a la combinación racional más desfavorable de momentos flectores en sus extremos, según se expone a continuación.

Los momentos flectores en los extremos corresponderán a los que se obtengan a partir de las armaduras realmente existentes, multiplicados por el factor:

$$\gamma_n = 1,25$$

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

siendo los momentos flectores extremos los correspondientes a los valores últimos de proyecto multiplicados por $\gamma_n = 1,25$.

Los valores de las cargas semipermanentes vienen dados en el Código Modelo, apartado 6.3.2.

C-4.3.2.2. Elementos sometidos a flexión y axil ($N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)

Los efectos dinámicos y, en particular, la contribución de los modos de vibración más altos pueden alterar considerablemente el esquema de momentos flectores que proporcionaría un análisis estático con las cargas laterales. Los puntos de inflexión, que en los casos estáticos normales se ubican aproximadamente en la mitad de la altura del pilar, pueden, en realidad, moverse a distancias considerables de estos puntos, de manera que los momentos flectores máximos en los pilares pueden aumentar de forma significativa.

La contribución de los modos más altos se incrementa al aumentar el período fundamental de la estructura; otro tanto sucede, pues, con la expresión que representa ω .

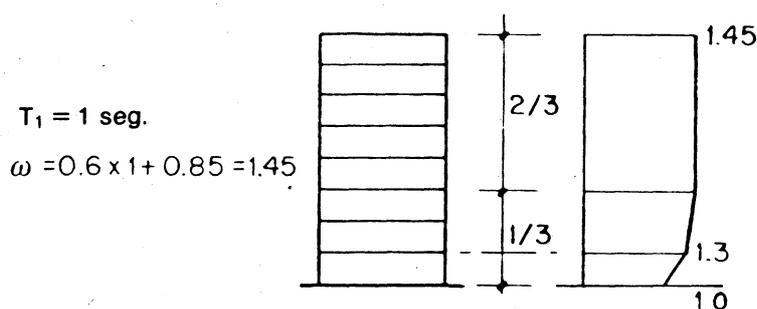


Fig. 4.6.— ω Factor de amplificación dinámica de momentos flectores en pilares.

Se considera que los modos altos de vibración afectan más a la respuesta de las plantas más altas de la estructura.

En cada sección extrema se calcularán dos valores del esfuerzo cortante, el máximo y el mínimo, correspondientes al instante de la fluencia en la formación de rótulas plásticas positivas y negativas.

La relación algebraica entre dichos valores máximo y mínimo se denominará: ζ .

En lo que sigue no deberá considerarse un valor de ζ inferior a -1 .

S-4.3.2.2. Elementos sometidos a flexión y axil ($N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$)

ESFUERZOS AXILES Y MOMENTOS FLECTORES

Los esfuerzos axiles y los momentos flectores que deben utilizarse en el proyecto de pilares deberán determinarse considerando todas las combinaciones desfavorables posibles obtenidas a partir de un análisis lineal de la estructura con la combinación de cargas definida por (4.1.4.1), eventualmente redistribuidas de acuerdo con el Código Modelo, apartado 8.3.

Los momentos flectores así obtenidos serán modificados además de acuerdo con la especificación siguiente.

En estructuras regulares de tres o más plantas a las que se les haya aplicado el método del análisis estático equivalente, los momentos flectores obtenidos en los pilares y debidos a las acciones laterales exclusivamente, serán multiplicados por el factor de magnificación dinámica ω dado por las expresiones siguientes:

pórticos planos:

$$\omega = 0,6 T_1 + 0,85 \quad (1,3 \leq \omega \leq 1,8)$$

pórticos espaciales:

$$\omega = 0,5 T_1 + 1,10 \quad (1,5 \leq \omega \leq 1,9)$$

donde T_1 es el período fundamental de la estructura.

Los valores del factor de magnificación dinámica ω proporcionados por las fórmulas anteriores son aplicables a las plantas correspondientes a los dos tercios superiores en altura del edificio considerado. Por debajo de este nivel deberá asumirse una variación lineal de ω tomándose como valores iniciales en la primera planta bien el de 1,3 o bien 1,5, según se trate de pórticos planos o espaciales.

Además de la condición expuesta anteriormente, los momentos flectores en los soportes deberán satisfacer la condición de resistencias relativas entre vigas y pilares correspondientes a un nudo que se expone en el apartado S-4.4.1.3.

ESFUERZOS CORTANTES

En la evaluación de los esfuerzos cortantes a partir de la condición de equilibrio estático, los momentos flectores en los extremos serán los más desfavorables (los que produzcan mayores cortantes), obtenidos a partir del análisis estructural según la combinación de acciones de proyecto del Código (fórmula 4.1.4.1).

Los momentos flectores extremos calculados como se acaba de mencionar serán posteriormente amplificados, cuando resulte apropiado, por los factores de magnificación dinámica y por el factor γ_n siguiente:

$$\gamma_n = 1,10$$

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

C-4.3.2.3. Nudo de unión viga-pilar

Como se pretende que las estructuras con ND III posean una alta capacidad de disipación de energía, la integridad del nudo de unión viga-pilar posee especial relevancia ya que:

- la fisuración del nudo de unión, asociada a la fluencia del acero de las armaduras que se encuentran en su interior, puede poner en peligro su capacidad portante de cargas verticales.
- un nudo dañado reduce la cantidad de energía que puede ser disipada por los elementos que le atacan.
- la reparación de un nudo es técnicamente difícil y su calidad poco garantizable.

La fuerza cortante horizontal, V_{jh} , transversal a un nudo de unión interior típico con elementos de hormigón armado convencionales no pretensados, es:

$$V_{jh} = \gamma_n (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_{col} \quad (\text{C-4.3.2.3. a})$$

donde $\gamma_n = 1,25$.

Para nudos externos podrían obtenerse expresiones similares.

El valor del esfuerzo cortante en el pilar, compatible con las posibles sobrerresistencias de los momentos flectores en las vigas M_1 y M_2 , puede estimarse utilizando un valor medio del gradiente de momentos flectores por encima y por debajo del nudo, es decir:

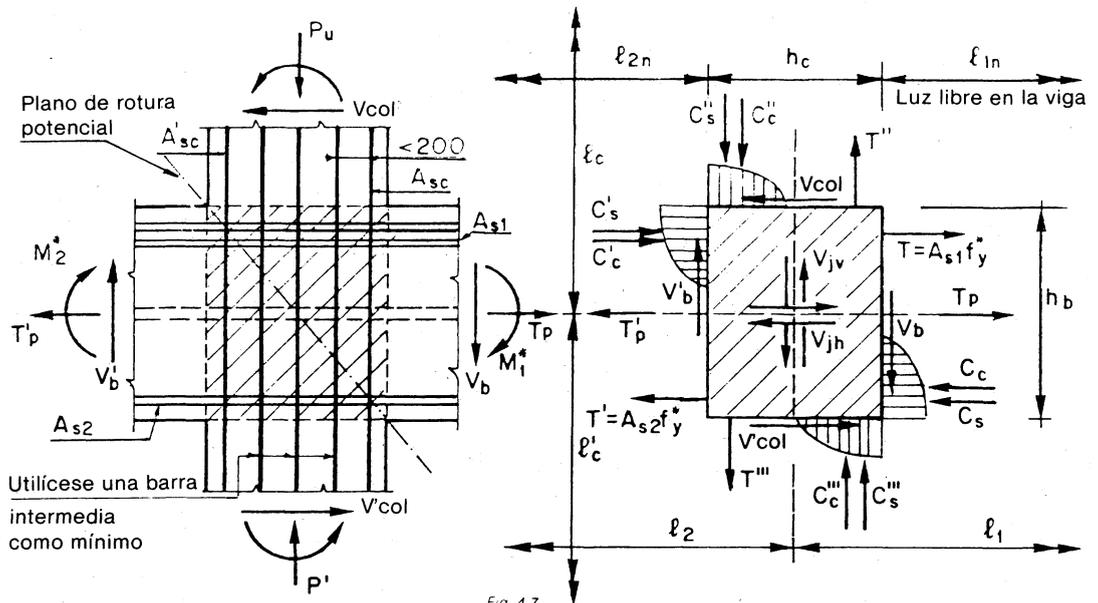
$$V_{col} = 2 \left(\frac{l_1}{l_{1n}} \cdot M_1 + \frac{l_2}{l_{2n}} \cdot M_2 \right) / (l_c + l_c) \quad (\text{C-4.3.2.3. b})$$

con:

l_1, l_2 = luces de las vigas adyacentes medidas de centro a centro de pilares.

l_{1n}, l_{2n} = luces de las vigas adyacentes medidas a las caras de los pilares.

l_c, l_c = alturas de los pilares adyacentes medidas de centro a centro de las vigas.



S-4.3.2.3. *Nudo de unión viga-pilar*

Excepto en el caso en que se permita la formación de rótulas plásticas también en los pilares (ver apartado S-4.4.1.3), las solicitaciones de proyecto serán aquellas inducidas en el nudo de unión cuando la viga o vigas que atacan a ese nudo desarrollan su máxima resistencia (momentos flectores de proyecto multiplicados por un factor γ_n igual a 1,25). El esfuerzo axial en el pilar será el mínimo correspondiente a la acción sísmica de proyecto.

Las solicitaciones, es decir, los momentos flectores y los esfuerzos cortantes en los pilares, así como los esfuerzos cortantes horizontales V_{jh} , y verticales V_{jv} en el nudo de unión viga-pilar, se evaluarán efectuando un análisis racional que tenga en cuenta el efecto de todas las fuerzas que participen en el equilibrio del nudo.

Cuando dos pórticos no coplanarios poseen nudos comunes, la verificación de estos nudos puede realizarse considerando cada dirección separadamente.

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

La expresión simplificada:

$$V_{jh} = \gamma_n (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} \left(1 - \frac{2h_b}{l_c + l'_c} \right) \quad (\text{C-4.3.2.3 c})$$

es una aproximación conservadora del valor del esfuerzo cortante horizontal en el nudo, en los casos usuales, cuando:

$$\frac{h_c}{l_1} \geq 0,08 \quad \text{y} \quad \frac{l_2}{l_1} \geq 0,7$$

El esfuerzo vertical puede aproximarse como sigue:

$$V_{jv} = V_{jh} \cdot \frac{b_b}{h_c}$$

C-4.3.2.4. Pantallas estructurales

En la determinación de los esfuerzos en los diversos elementos de una estructura apantallada deberá tenerse en consideración, de alguna forma, el efecto de la fisuración. Los diferentes grados de fisuración que sufren los dinteles o las pantallas según estén en tensión o en compresión, pueden alterar considerablemente a las rigideces relativas y, por tanto, afectar a la distribución de esfuerzos.

C-4.3.2.4.1. Redistribución

C-4.3.2.4.2. Envolvente de proyecto para el momento flector

A partir del análisis dinámico de la respuesta estructural se obtiene una variación aproximadamente lineal de los momentos flectores máximos. El desplazamiento vertical de la envolvente se realiza de acuerdo con la regla de decalaje propuesta en el Código Modelo, apartado 17.10.1; su objetivo es el de garantizar que la demanda de deformaciones inelásticas, y por tanto de ductilidad en curvatura durante un sismo, quede restringida a la base de la pantalla.

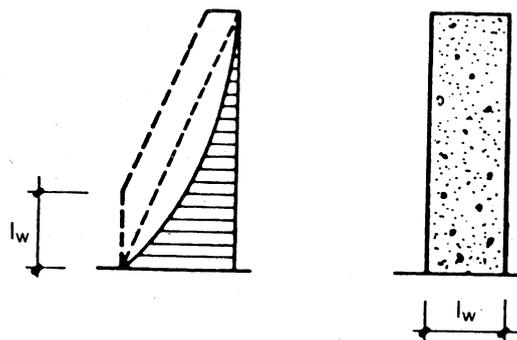


Fig. 4.8.—Envolvente de momentos flectores de proyecto.

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

S-4.3.2.4. Pantallas estructurales

Las solicitaciones de proyecto serán aquellas que se obtengan a partir de un análisis lineal del edificio, según la combinación de acciones prevista en este Código (S-4.1.4.1) modificadas, cuando sea apropiado, de acuerdo con los apartados S-4.3.2.4.1/2/3/4/5, que se exponen a continuación.

S-4.3.1.4.1. Redistribución

La distribución de la fuerza lateral total entre las diversas pantallas, obtenida del análisis elástico, podrá ser subsiguientemente modificada siempre que se mantenga el equilibrio global en la estructura y la reducción máxima del valor de la carga lateral sobre una pantalla cualquiera que no sea superior al 30 %.

En el caso de pantallas acopladas, los esfuerzos cortantes en los dinteles obtenidos en el cálculo elástico, también podrán ser modificados, siempre que la reducción máxima no supere el 20 % y que se prevea el incremento correspondiente de la capacidad resistente a cortante de los dinteles existentes a otras alturas.

S-4.3.2.4.2. Envolvente de proyecto para el momento flector

Los momentos flectores de proyecto a lo alto de la pantalla serán los proporcionados por una envolvente lineal de los diagramas de momentos obtenidos, decalada verticalmente una distancia igual a la del canto de la pantalla.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de
comprobación

C-4.3.2.4.3. *Esfuerzo axil inducido en pantallas acopladas*

El factor 1,25 se establece para tener en cuenta los posibles aumentos desfavorables de la resistencia de los dinteles con respecto a sus valores de proyecto.

C-4.3.2.4.4. *Coefficientes de magnificación dinámica*

Puede demostrarse que durante la respuesta dinámica inelástica de una pantalla, que posee una determinada capacidad a flexión en su base, los máximos esfuerzos que pueden producirse realmente son muy superiores a los que se obtienen de un análisis estático y lineal.

Los valores recomendados de ω están basados en un número limitado de casos y pueden ser modificados en cuanto existan nuevos estudios que así lo aconsejen.

C-4.3.2.4.5. *Esfuerzo cortante*

Un factor γ_n mayor de 4 indicaría que la capacidad resistente a flexión que existe en la estructura es lo suficientemente grande como para que ésta responda ante la acción sísmica, utilizada para comprobar el estado límite de no colapso, de una manera fundamentalmente elástica.

La resistencia a cortante con que es necesario dotar a la estructura no necesita ser superior a una compatible con esta situación.

C-4.4. Dimensionamiento y verificación

C-4.4.1. ELEMENTOS LINEALES

C-4.4.1.1. Generalidades

C-4.4.1.2. Limitaciones al esfuerzo axial

— Entre los límites de la sollicitación axil señalados, la cuantía de armadura de confinamiento prescrita en el capítulo S-5 será capaz de asegurar valores aceptables de la ductilidad en curvaturas.

S-4.3.2.4.3. Esfuerzo axial inducido en pantallas acopladas

El esfuerzo axial de proyecto en las pantallas debido a las cargas laterales deberá calcularse utilizando las resistencias a esfuerzo cortante de los dinteles ubicados por encima de la sección que se considera, obtenidas usando los valores característicos de la resistencia del hormigón y del acero de las armaduras.

La resistencia a cortante de los dinteles así calculada será, a continuación, amplificada por el factor 1,25.

S-4.3.2.4.4. Coeficientes de amplificación dinámica

En el supuesto de que se adopte el método del análisis estático equivalente, los esfuerzos cortantes en las pantallas serán amplificados por medio del factor de magnificación dinámica ω , que viene dado por las expresiones que se muestran a continuación, para edificios de hasta cinco plantas:

$$\omega = 0,1 N + 0,9$$

siendo N el número de plantas.

Para edificios de más de cinco plantas el valor de ω se aumentará linealmente hasta un valor máximo de $\omega = 1,8$ para $N = 15$.

S-4.3.2.4.5. Esfuerzo cortante

- a) Los esfuerzos cortantes de proyecto en pantallas deberán ser compatibles con la resistencia a flexión que puede desarrollarse en la base de éstas.

Este valor se obtendrá multiplicando los esfuerzos cortantes obtenidos con las cargas de proyecto de este Código por el factor γ_n siguiente:

$$\gamma_n = \frac{M_{u,d}^+}{M_d}$$

donde M_d es el momento de proyecto obtenido en el análisis y $M_{u,d}^+$ es la resistencia a flexión de la sección de la base de la pantalla de acuerdo con las armaduras realmente existentes y utilizando los valores característicos de las resistencias del hormigón y el acero.

En la evaluación de la resistencia a flexión de la sección de la base se utilizará la carga axial apropiada.

- b) No es necesario considerar un valor de γ_n mayor de 4.

S-4.4. Dimensionamiento y verificación

S-4.4.1. ELEMENTOS LINEALES

S-4.4.1.1. Generalidades

Las resistencias de cálculo de los elementos estructurales en flexión simple y flexión compuesta, y las resistencias a cortante y torsión se obtendrán de acuerdo con el Código Modelo, capítulos 10 al 13, excepto cuando estas especificaciones se vean modificadas por alguna de las disposiciones previstas en este apartado. El diagrama de tensión-deformación idealizado para el hormigón, dado en el Código Modelo (apartado 10.4.3.1), se tomará sin el factor reductor de 0,5.

S-4.4.1.2. Limitaciones al esfuerzo axial

El valor de la carga axial a compresión resultante de la combinación de acciones más severas posible y que incluya a la acción sísmica no será superior al límite:

$$0,5 \cdot A_g \cdot f_{ck}$$

C-4.4.1.3. Relación de resistencias entre vigas y soportes

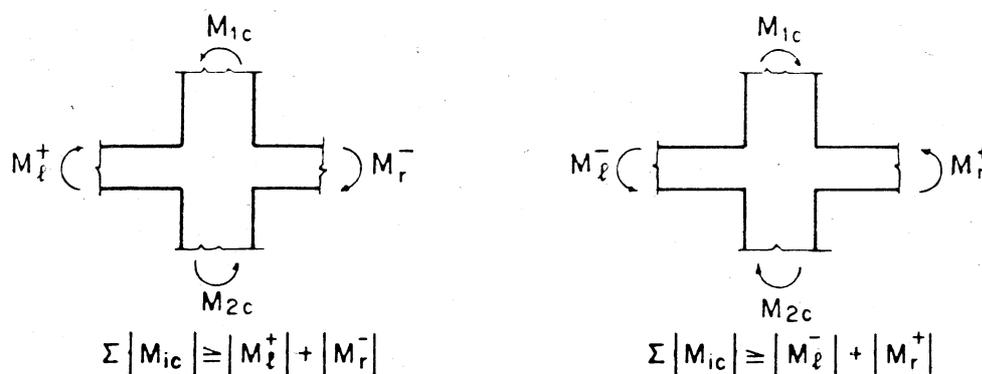


Fig. 4.9.—Relación entre las resistencias de vigas y pilares.

El factor γ_n que proporciona los momentos de cálculo en los pilares que atacan un nudo de unión, deberá calcularse como la relación entre la suma de las resistencias a flexión máximas desarrollables por las vigas (teniendo en cuenta la variabilidad del límite elástico de los materiales así como el endurecimiento con la deformación que pueda esperarse del tipo de acero adoptado), y la suma de las resistencias a flexión requeridas por la combinación de cargas del Código (fórmula 4.1.4.1).

El valor global que se sugiere, $\gamma_n = 1,15$, tiene en cuenta de forma empírica la poca probabilidad existente de que todas las armaduras de las vigas posean un límite elástico mayor que el nominal y desarrollen al máximo su capacidad de endurecimiento con la deformación.

En la base de la primera planta deberá mantenerse el valor de γ_n (aunque generalmente no existen vigas que ataquen a los pilares a ese nivel), para obtener en esas zonas una resistencia comparable a la del resto del pórtico.

La causa por la que se intenta evitar la formación de rótulas en los pilares es que, en estructuras porticadas, la fuente de disipación de energía debe situarse en las vigas, en vez de en los pilares, cualquiera que sea la cantidad de energía a disipar. Esto se debe primeramente a que los pilares son, de por sí, menos dúctiles que las vigas; sin embargo, es más importante el hecho de que la formación de rótulas plásticas en los pilares puede conducir a mecanismos de planta, cuya fiabilidad es muy difícil de controlar debido a la alta concentración de la demanda de ductilidad en un número pequeño de elementos verticales. Finalmente, los daños que pueden producirse en los pilares son generalmente más difíciles de reparar que aquellos que se producen en las vigas.

Debe llamarse la atención sobre el potencialmente peligroso concepto de «primera planta dúctil» a pesar de ser un método comunmente adoptado.

En esta solución, la plastificación de la base de los pilares es casi absolutamente segura y, a menudo, es una fuente de disipación de energía que se pretende de forma explícita en el proyecto. Los análisis numéricos realizados, así como la inspección visual llevada a cabo con posterioridad a muchos sismos, han demostrado que el comportamiento de este tipo de edificios es difícil de controlar debido a su marcada sensibilidad tanto a las características de la estructura como a las del movimiento sísmico; en general, la demanda de ductilidad en la base de los pilares al sufrir un sismo intenso suele ser excesiva.

Por las razones indicadas, esta solución no está incluida entre los tipos estructurales cubiertos por este Código, y puede ser aceptable únicamente si se adoptan fuerzas de proyecto comparativamente grandes y provisiones de detalle de armado especiales para los pilares de la primera planta.

C-4.4.1.4. Resistencia a cortante

C-4.4.1.4.1. Contribución del hormigón

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de
comprobación

S-4.4.1.3. Relación de resistencias entre vigas y soportes

La suma de los valores absolutos de las resistencias últimas a flexión de los pilares (en presencia del esfuerzo axial más desfavorable), no será inferior a la suma de los valores absolutos de las resistencias últimas a flexión en las vigas que atacan a ese pilar en un nudo; se exceptúan de esta regla aquellos casos en los que se permita la formación de rótulas plásticas en los pilares (ver más adelante).

ESTRUCTURAS CON ND III

En los pilares de las *estructuras con ND III*, los momentos flectores de proyecto tendrán en cuenta el posible incremento de la resistencia real de las vigas que atacan al pilar.

El incremento de la resistencia de las vigas podrá considerarse haciendo uso del coeficiente:

$$\gamma_n = 1,15$$

a menos que se justifique la utilización de un valor diferente. Este factor es aplicable a todas las plantas, incluyendo la base de los pilares en la primera planta.

El desarrollo de rótulas plásticas en los pilares y de mecanismos basados en rótulas formadas en estos elementos (como excepción a las previsiones de resistencia relativa entre vigas y pilares), estará permitido en los siguientes casos:

- En pórticos que posean más de cuatro pilares puede permitirse la formación de rótulas plásticas en un pilar por cada otros tres que permanezcan elásticos.
- En edificios de una o dos plantas o en la planta superior de edificios de más altura podrá permitirse la formación de mecanismos con rótulas plásticas en los pilares.

S-4.4.1.4. Resistencia a cortante

S-4.4.1.4.1. Contribución del hormigón

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

- a) La actuación de una carga cíclica alternada que llegue a producir la formación de rótulas plásticas, hace que la contribución del hormigón a la resistencia a cortante de estas zonas sea poco fiable o incluso inexistente. (en el caso de fisuración total de la sección debida a la plastificación de las armaduras positivas y negativas).
- b) Cuando sobre la sección actúa un esfuerzo axial significativo, no pueden desarrollarse fisuras en la totalidad del canto y existe siempre una parte de la sección en la que el hormigón se encuentra a compresión y puede por tanto transmitir una parte del esfuerzo cortante. El coeficiente β_1 ($1 \leq \beta_1 \leq 2$) tiene en cuenta la magnitud del esfuerzo axial presente por medio de la relación entre el momento de descompresión M_o y el momento de proyecto M_d :

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_o}{M_d} \leq 2$$

Además, debido a las precauciones especiales de proyecto adoptadas, la plastificación cíclico-alternada en los pilares sólo ocurrirá excepcionalmente.

C-4.4.1.4.2. *Armadura transversal*

Cuando $\zeta < 0$ ha lugar la inversión del signo del cortante.

Si el máximo esfuerzo cortante (absoluto) externo es menor que V_{Rd1} , la tensión cortante (y por tanto la tensión principal de tracción) permanecerá baja por lo que podrán aparecer solamente fisuras inclinadas pequeñas (en ambas direcciones).

Sin embargo, cuando el esfuerzo cortante exterior llega a ser muy grande ($> V_{Rd2}$), la transferencia del cortante a través de fisuras que corren de arriba a abajo en la sección, sobrecarga excesivamente el efecto pasador de las armaduras longitudinales, con el peligro subsiguiente de aparición de un fallo por deslizamiento. Por lo tanto es necesario dotar al elemento con armaduras inclinadas que crucen efectivamente las fisuras totales potenciales.

C-4.4.2. *UNION VIGA-PILAR* (sólo para DL III)

C-4.4.2.1. *Esfuerzo cortante horizontal*

C-4.4.2.1.1. *Tensión nominal de cortante horizontal*

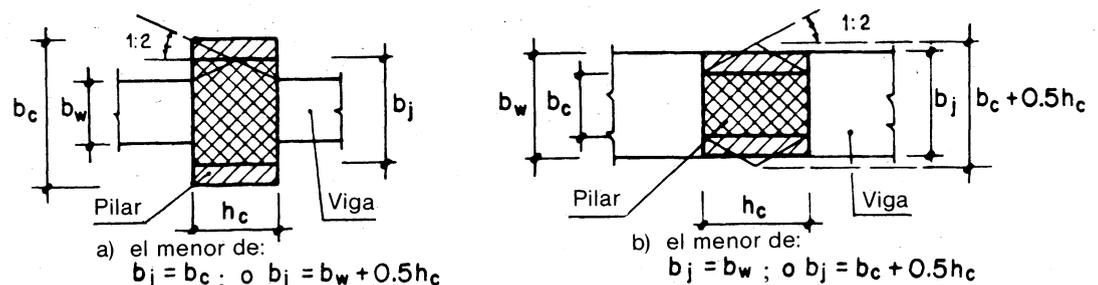


Fig. 4.10.—Espesor y área efectivos del nudo de unión.

La magnitud del término V_{cd} , que expresa la parte de la resistencia a cortante con la que contribuye el hormigón (Código Modelo, apartado 11.2.2, fórmula 11.8), deberá tomarse como sigue:

- a) Cuando $N_d \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$, V_{cd} se considerará cero en todas aquellas regiones en las que sean necesarios cercos de acuerdo con el apartado S-5.1.3 (con la excepción del caso c).
- b) Cuando $N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$, V_{cd} se calculará usando la expresión:

$$V_{cd} = 2 \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d \cdot \beta_1 \quad (4.4.1.4.1.1)$$

donde los valores de τ_{Rd} son los correspondientes del Código Modelo, apartado 11.1.2, Tabla 11.1, en función de la resistencia del hormigón, y β_1 viene dado por la fórmula 11.3 del mismo apartado.

S-4.4.1.4.2. Armadura transversal

- I) $N_d \leq 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$. Deberán considerarse dos casos, dependiendo del valor de la relación ζ .

- a) $\zeta \geq 0$. La resistencia a cortante proporcionada por la armadura de refuerzo V_{wd} , será evaluada haciendo uso del modelo de celosía, de acuerdo con el procedimiento dado en el Código Modelo, apartado 11.2.
- b) $\zeta < 0$. Si V_{sd} no supera el valor límite V_{Rd1} , donde:

$$V_{Rd1} = 3(2 + \zeta) \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$$

se aplicará el procedimiento señalado en el punto anterior.

— Si V_{sd} excede el valor límite de V_{Rd1} , donde:

$$V_{Rd2} = 6(2 + \zeta) \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$$

la totalidad del esfuerzo cortante deberá ser resistido por armaduras de refuerzo dispuestas diagonalmente en el alma de la viga, es decir, por barras de acero inclinadas en dos direcciones que equilibrarán con sus componentes de tracción y de compresión las fuerzas cortantes de signo opuesto: V_{sd} y $\zeta \cdot V_{sd}$ que existen en la sección.

— Si $V_{Rd1} < V_{sd} < V_{Rd2}$

la mitad del esfuerzo cortante máximo deberá ser soportada por barras de refuerzo doblemente diagonales y la otra mitad por medio de refuerzo transversal.

- II) $N_d > 0,1 \cdot A_g \cdot f_{cd}$. La resistencia a cortante se comprobará como en el caso I), a).

S-4.4.2. UNION VIGA-PILAR (sólo para DL III)

S-4.4.2.1. Esfuerzo cortante horizontal

S-4.4.2.1.1. Tensión nominal de cortante horizontal

La tensión nominal de cortante horizontal en la unión viga-pilar dada por la expresión siguiente:

$$\tau_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c} \quad (4.4.2.1.1.1)$$

no debe ser superior al valor $20 \cdot \tau_{Rd}$.

El ancho efectivo de la junta b_j , se tomará como:

- a) Cuando $b_c > b_w$:

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

C-4.4.2.1.2. *Mecanismos de resistencia a cortante del nudo de unión*

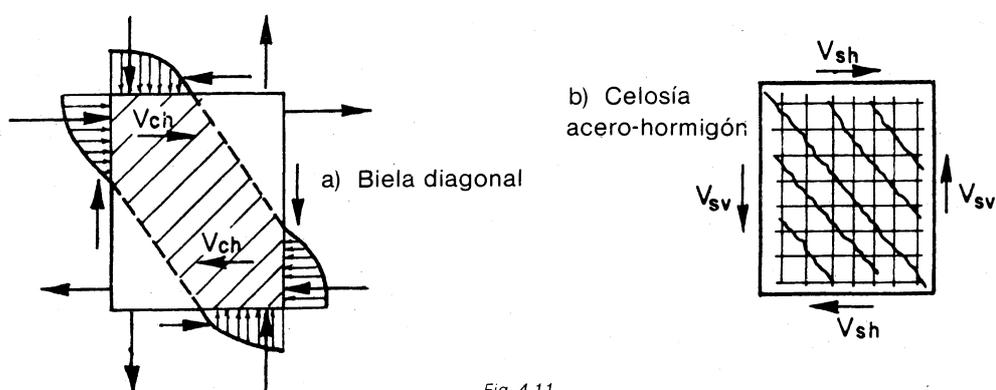


Fig. 4.11

C-4.4.2.1.3. *Esfuerzo cortante soportado por el hormigón*

Cuando se forman rótulas plásticas por flexión en las vigas, en su unión con el pilar, y éstas se ven sometidas a varios ciclos de cargas alternadas, se reduce considerablemente la capacidad portante de la zona de hormigón comprimido y una gran parte de la fuerza de compresión se transmite por medio de las armaduras. También, la plastificación de las armaduras avanza substancialmente hacia el interior de la unión viga-pilar reduciéndose notablemente la adherencia entre las armaduras y el hormigón comprimido en el nudo. En estas circunstancias la totalidad del esfuerzo cortante que aparece en el nudo deberá ser soportado por un mecanismo de tipo celosía. Sin embargo, cuando el nudo de unión está sometido a una compresión vertical suficiente y está confinado adecuadamente, puede suponerse que una parte del efecto biela permanece activo [casos a) y b)].

- c) Cuando las rótulas no se forman en las caras de unión con el pilar, el fenómeno adverso, antes mencionado, no se desarrolla. Por lo tanto se mantiene una porción considerable del efecto biela.

el menor valor de

$$b_j = b_c$$

ó $b_j = b_w + 0,5 \cdot h_c$

b) cuando $b_c < b_w$:

el menor valor de

$$b_j = b_w$$

ó $b_j = b_c + 0,5 \cdot h_c$

S-4.4.2.1.2. Mecanismos de resistencia a cortante del nudo de unión

En general, son posibles dos mecanismos para la transmisión del esfuerzo cortante horizontal V_{jh} a través del núcleo de unión:

- Una biela diagonal de hormigón a compresión entre esquinas opuestas del nudo que soportan un esfuerzo cortante V_{ch} .
- Un mecanismo tipo celosía compuesto por los cercos horizontales y bielas diagonales de hormigón a compresión que soportan un esfuerzo cortante V_{sh} , resultando finalmente:

$$V_{sh} + V_{ch} = V_{jh} \quad (4.4.2.1.2.1)$$

S-4.4.2.1.3. Esfuerzo cortante soportado por el hormigón

El valor del esfuerzo cortante soportado por la biela de hormigón: V_{ch} será considerado nulo, excepto en los casos siguientes:

- Cuando el valor mínimo de la tensión de compresión media, σ_{cm} en el área total del pilar superior al nudo de unión, incluyendo el efecto del pretensado cuando sea aplicable, excede el valor $0,1 \cdot f_{ck}$:

$$V_{ch} = (2 \tau_{Rd} \sqrt{\sigma_{cm} - 0,1 f_{ck}}) \cdot b_j \cdot h_c \quad (4.4.2.1.3.1)$$

- Cuando las vigas son pretensadas y el pretensado se extiende a través del nudo:

$$V_{ch} = 0,7 P_{cs} \quad (4.4.2.1.3.2)$$

donde P_{cs} es la fuerza permanente de pretensado localizada en el tercio interior del canto de la viga.

- Cuando el proyecto impide la formación de rótulas plásticas en las vigas en la zona de unión con el pilar, o cuando las vigas se proyectan de manera que las secciones críticas de las rótulas plásticas se localizan a una distancia de la cara de unión con el pilar no inferior a h_b , o cuando se trate de uniones externas y el anclaje de las armaduras de flexión de las vigas se realice fuera de la unión, en un tetón externo:

$$V_{ch} = \frac{A'_s}{A_s} \frac{V_{jh}}{2} \left(1 + \frac{N_d}{0,4 \cdot A_g \cdot f_{ck}} \right) \quad (4.4.2.1.3.3)$$

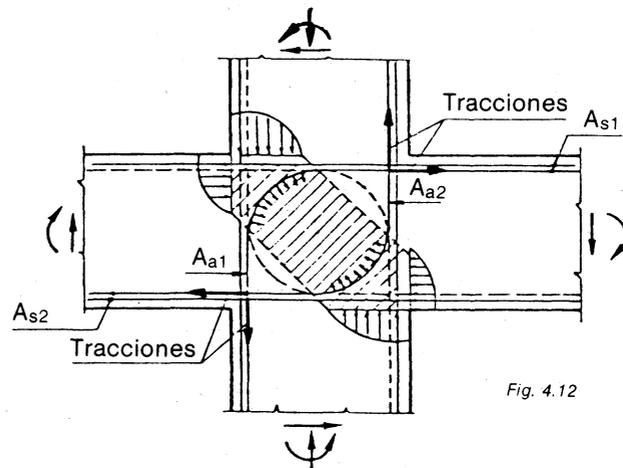
donde la relación A'_s/A_s entre las armaduras de tracción y compresión de la viga no se tomará con un valor superior a 1,0.

Cuando el valor de la carga axil en el pilar da lugar a la aparición de tensiones de tracción en el área bruta de la sección con un valor superior a $0,2 f_{ck}$, todo el esfuerzo cortante en la junta deberá ser resistido por medio de armaduras.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

- d) En tal caso las tracciones de la armadura A_a se transfieren principalmente por medio de tensiones radiales en el ángulo (no por adherencia), que se traspasan al hormigón y se equilibran por el efecto similar correspondiente al ángulo de la armadura opuesta.

C-4.4.2.1.4. *Armadura horizontal de cortante*



C-4.4.2.2. *Esfuerzo cortante vertical*

C-4.4.2.2.1. *Armadura vertical de cortante*

Para valores de la tensión axial inferiores a este límite, el valor de V_{ch} podrá interpolarse linealmente entre cero y los valores dados por la ecuación (4.4.2.1.3.3.) tomando N_d como cero.

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

- d) Cuando determinadas partes A_{a1} y A_{a2} de las armaduras de tracción A_{s1} y A_{s2} de vigas adyacentes se doblan verticalmente y se anclan en la cara de tracción del pilar:

$$V_{ch} = A_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (4.4.2.1.3.4)$$

donde A_a es el valor menor entre A_{a1} y A_{a2} .

Los valores de V_{ch} obtenidos de las ecuaciones (4.4.2.1.3.1/2/4) pueden superponerse cuando sea aplicable.

S-4.4.2.1.4. Armadura horizontal de cortante

La armadura horizontal de cortante deberá ser capaz de soportar el esfuerzo cortante de proyecto en el nudo de unión:

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch}$$

a través de un plano potencial de fractura que vaya de esquina a esquina del nudo. El área total efectiva de armadura horizontal que cruza el plano diagonal crítico y está situada dentro del ancho efectivo de la junta b_j , no debe ser menor de:

$$A_{jh} = \frac{V_{sh}}{f_{yk}/\gamma_s} \quad (4.4.2.1.4.1)$$

Los cercos horizontales se distribuirán tan uniformemente como sea posible entre las armaduras positivas y negativas de las vigas.

S-4.4.2.2. Esfuerzo cortante vertical

S-4.4.2.2.1. Armadura vertical de cortante

La armadura vertical de cortante deberá ser capaz de resistir un esfuerzo cortante vertical $V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$, donde el valor de V_{cv} se determinará a partir de:

$$V_{cv} = \frac{A'_{sc}}{A_{sc}} V_{jv} \left(0,6 + \frac{N_d}{A_g \cdot f_{ck}} \right) \quad (4.4.2.2.1.1)$$

donde A'_{sc} y A_{sc} son las áreas de las armaduras longitudinales de compresión y tracción respectivamente en los pilares, con las excepciones siguientes:

- Cuando las sollicitaciones axiales pueden resultar en tracciones en la sección del pilar, el valor de V_{cv} se interpolará linealmente entre los valores dados por la ecuación (4.4.2.2.1.1) con N_d igual a cero, y cero cuando la tensión axial en el área total de hormigón es $0,2 f_{ck}$.
- Cuando, por encima o por debajo del nudo de unión, se espera la formación en los pilares de rótulas plásticas que formen parte del mecanismo primario de disipación de energía, V_{cv} será considerado nulo para cualquier valor de la sollicitación axial en el pilar.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de
comprobación

C-4.4.2.3. Uniones excéntricas viga-pilar

C-4.4.3. PANTALLAS

El propósito de las especificaciones de este apartado, así como las referentes al detalle de armado del apartado S-5.5, es el de dotar a las pantallas estructurales tanto de la adecuada ductilidad como de la necesaria capacidad de disipación de energía por medio del comportamiento inelástico, a flexión, de rótulas plásticas bien definidas.

Paralelamente, la posibilidad de existencia de un fallo por esfuerzo cortante o por anclaje inadecuado, o incluso la ocurrencia de deformaciones de cortante significativas (que destruyen progresivamente la capacidad de disipación de energía de la estructura), se reduce a un mínimo.

C-4.4.3.1. Generalidades

C-4.4.3.2. Resistencia a esfuerzo cortante

C-4.4.3.2.1. Máxima tensión tangencial de corte permisible

C-4.4.3.2.2. Contribución del hormigón a la resistencia a cortante

El área requerida de armadura de refuerzo para el cortante vertical dentro del ancho efectivo b_j del nudo se determinará a partir de:

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_{yk}/\gamma_s}$$

La armadura de refuerzo vertical para el cortante en el nudo estará formada por barras intermedias paralelas a las longitudinales de los pilares, dispuestas, en el plano de flexión, entre las barras de esquina, por cercos verticales, o por barras verticales especiales, colocadas en el pilar y ancladas adecuadamente para que puedan transmitir las tracciones requeridas en la unión.

La separación entre las armaduras del refuerzo vertical del nudo en la cara en la que una viga ataca un nudo de unión no será superior a 200 mm y en ningún caso habrá menos de una barra intermedia a cada lado del pilar en esa cara.

S-4.4.2.3. Uniones excéntricas viga-pilar

Se aplicarán todas las estipulaciones de esta sección, teniendo en cuenta que cuando exista una excentricidad entre la viga y el pilar al que ataca, medida por la distancia «e» entre los centros geométricos de los dos elementos, el ancho efectivo b_j del nudo de unión se tomará como no mayor que:

$$0,5 \cdot (b_w + b_c + 0,5 h_c) - e$$

S-4.4.3. PANTALLAS

S-4.4.3.1. Generalidades

Las resistencias de proyecto de pantallas estructurales y dinteles de acoplamiento se evaluarán como si fueran elementos lineales (S-4.4.1), excepto cuando sean modificadas por alguna de las especificaciones del presente apartado S-4.4.3.

S-4.4.3.2. Resistencia a esfuerzo cortante

S-4.4.3.2.1. Máxima tensión tangencial de cortante permisible

— La tensión nominal de cortante de proyecto máxima admisible en una sección de pantalla estructural, evaluada por medio de la expresión:

$$\tau_d = V_d/A_g$$

donde V_d es el esfuerzo cortante de proyecto calculado de acuerdo con los apartados S-4.3.1.4 ó S-4.3.2.4, no será superior al siguiente límite:

$$\tau_d \leq 10 \cdot \tau_{Rd}$$

S-4.4.3.2.2. Contribución del hormigón a la resistencia a cortante

— En una zona de rótula plástica potencial, definida en el apartado S-5.5.3.1, la contribución del hormigón a la resistencia a cortante se supone nula, a menos que la carga axil mínima de pro-

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de
comprobación

C-4.4.3.2.3. Armado del alma

C-4.4.3.3. Dinteles de acoplamiento

Los dinteles de acoplamiento se definen como aquellos elementos dúctiles y capaces de disipar energía, que conectan, siguiendo un esquema regular, dos o más pantallas.

C-4.4.4. FORJADOS Y LOSAS DE ESCALERA

Deberán proveerse las conexiones adecuadas entre el forjado y los elementos sismorresistentes verticales. Este aspecto es particularmente importante cuando las cajas de escaleras o de ascensores actúan como elementos resistentes, ya que ello implica generalmente una interrupción del forjado.

yecto resulte en una compresión media sobre la sección bruta de hormigón de al menos $0,1 \cdot f_{cd}$. En este caso la resistencia a cortante proporcionada por el hormigón se calculará por:

$$\tau_{cd} = 2 \tau_{Rd} \cdot \beta_1$$

con los valores de τ_{Rd} y de β_1 proporcionados en los apartados 11.1.2 (Tabla 11.1) y 11.1.2.2, (fórmula 11.3) del Código Modelo.

- Fuera de las zonas de rótulas plásticas potenciales, y cuando la media de las tensiones de compresión sean menores de $0,1 \cdot f_{cd}$, la parte de la resistencia a cortante proporcionada por el hormigón se tomará como:

$$\tau_{cd} = 2 \tau_{Rd}$$

mientras que en el caso en que la compresión media sea superior a $0,1 \cdot f_{cd}$ se tomará:

$$\tau_{cd} = 2,5 \tau_{Rd} \cdot \beta_1$$

S-4.4.3.2.3. Armado del alma

La cuantía de armaduras horizontales, totalmente ancladas en los extremos de la sección de la pantalla estructural será:

$$\rho_v = \frac{A_h}{b \cdot s_v} = \frac{\tau_d - \tau_{cd}}{f_{yd}}$$

mientras que la cuantía de armadura vertical será:

$$\rho_v = \frac{A_v}{b \cdot s_h} = \frac{\tau_d - \tau_{cd} - N_d/A_g}{f_{yd}}$$

La armadura vertical de cortante puede suponerse que contribuye en su totalidad a la resistencia a flexión de la pantalla.

S-4.4.3.3. Dinteles de acoplamiento

- Cuando se utilice una disposición de armaduras normal, se adoptará un refuerzo simétrico en flexión ($\rho = \rho'$).
- El proyecto del refuerzo a flexión y a cortante se llevará a cabo de forma similar al de vigas ordinarias excepto cuando se supera alguno de los siguientes límites:

$$\tau_d \geq 6 \cdot \tau_{Rd}$$

$$\rho = \frac{1}{4} \frac{1}{h} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (f_{ck}, f_{yk} \text{ en Mpa})$$

(ρ = cuantía longitudinal superior o inferior)

en cuyo caso todas las solicitaciones de flexión y cortante deberán ser resistidas por medio de armaduras diagonales inclinadas en ambas direcciones.

S-4.4.4. FORJADOS Y LOSAS DE ESCALERA

- Los sistemas horizontales que estén conectados a elementos verticales sismorresistentes (pórticos, pantallas, núcleos), deberán comprobarse frente a las fuerzas que deberán transmitir a los elementos resistentes, para permitir que estos últimos desarrollen su máxima capacidad.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de comprobación

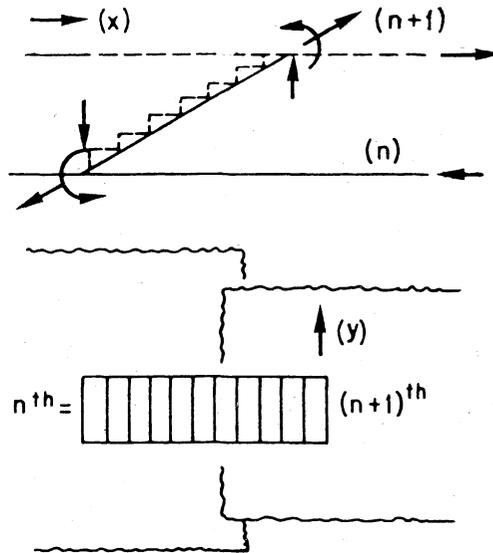


Fig. 4.13.—Losas de escalera.

En las zonas próximas a los extremos de las losas de escalera inclinadas, podrá ser especialmente necesaria la presencia de la armadura con los detalles de armado apropiados. Los desplazamientos relativos a lo largo del eje x pueden provocar la aparición de esfuerzos axiales, cortantes y flectores. También pueden aparecer flectores y cortantes debidos a desplazamientos relativos a lo largo del eje y.

C-4.4.5. ELEMENTOS DE HORMIGÓN PRETENSADO

C-4.4.5.1. Generalidades

- a) Los tendones no inyectados en vigas totalmente pretensadas deberán evitarse por los motivos siguientes:
- El comportamiento inelástico de la armadura de pretensado (y por tanto la capacidad de disipación de energía del elemento), no puede controlarse debidamente, debido al hecho de que la tensión tiende a permanecer uniforme a todo lo largo del tendón. Cuando se producen deformaciones inelásticas grandes, es probable que este fenómeno tienda a producir fisuras anchas y concentradas con una capacidad dúctil disponible pequeña.
 - Es difícil predecir con precisión la capacidad flectora máxima de una sección de hormigón pretensado ante cargas alternadas si las armaduras no están inyectadas. Consecuentemente los momentos flectores inducidos en los pilares son, así mismo, difíciles de predecir.

Los argumentos presentados anteriormente poseen una menor validez cuando existe una cuantía notable de armaduras pasivas, y los tendones se encuentran ubicados aproximadamente en el centro de la sección al atravesar el nudo de unión viga-pilar.

C-4.4.5.2. Elementos a flexión

A falta de una justificación especial, se adoptará un 10 % de disminución en el valor de la fuerza de pretensado.

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

- Cuando se demuestre que las fuerzas a transmitir no producirán plastificaciones en los forjados, serán de aplicación las especificaciones previstas en el apartado 19.4.5.1 del Código Modelo.
- Si no pueden evitarse plastificaciones en el forjado, deberán adoptarse en éste las especificaciones relativas al diseño dúctil de pantallas estructurales y, en particular, el apartado S-5.5.3.1 relacionado con el armado necesario para confinar las regiones de borde.
- Los huecos en los forjados se dispondrán de manera que la posible fractura no prevista de éstos, por las zonas más débiles, no provoquen una reducción de la resistencia del forjado. Deberán proveerse elementos de borde alrededor de los huecos cuando sean necesarios en base a una evaluación racional de la resistencia requerida.
- Las *losas de escalera* (inclinadas) se proyectarán de forma adecuada de manera que los movimientos relativos entre plantas contiguas sean compatibles con la flexibilidad a axil y flexión de las losas.

S-4.4.5. ELEMENTOS DE HORMIGÓN PRETENSADO

Esta sección trata sobre el proyecto de elementos de hormigón, total o parcialmente pretensado, en estructuras porticadas.

Todas las especificaciones señaladas para los elementos no pretensados (armados), expuestas en los capítulos correspondientes del presente Código son también de aplicación a los elementos pretensados, excepto cuando se indique lo contrario en esta sección.

S-4.4.5.1. Generalidades

- a) Los tendones que se utilicen en elementos lineales de pórticos estarán inyectados, a menos que se justifique especialmente la idoneidad de la no inyección. Podrán permitirse excepciones en los siguientes casos:
 - (i) Los forjados pretensados que no contribuyan a la resistencia a flexión del pórtico.
 - (ii) Las vigas parcialmente pretensadas en las que la armadura pasiva proporciona al menos el 80 % de la resistencia requerida, y los tendones que atraviesan el nudo de unión viga-pilar se encuentran situados en el tercio interior del canto de la viga, en su encuentro con el pilar.
- b) Los anclajes de los tendones postensados no se ubicarán dentro de los nudos de unión viga-pilar, y se dispondrán tan lejos como sea posible de las zonas de rótulas plásticas potenciales.

S-4.4.5.2. Elementos a flexión

- El refuerzo total activo o pasivo dispuesto en zonas de rótulas plásticas potenciales (ver apartado S-5.1.3) deberá satisfacer la condición siguiente:

$$x \leq 0,2 h$$

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de
comprobación

C-4.4.5.3. *Soportes*

C-4.4.5.4. *Unión viga-pilar*

Con esta disposición de los tendones se obtiene un comportamiento plástico más dúctil ante cargas cíclicas que cuando los tendones se encuentran ubicados en el centro de la viga. Sin embargo, resulta deseable disponer, además de los tendones en la parte superior e inferior de la sección, al menos un tendón dentro del tercio interior del canto de la viga que ayude a soportar el cortante en la unión viga-pilar.

En el caso que se contempla en el apartado 4.4.5.1. a), (ii), la ductilidad requerida la proporcionan las capas de armadura pasiva dispuestas en las partes superior e inferior de la sección, mientras que los tendones situados en el tercio interior de la sección no sufren una deformación excesiva y mejoran la resistencia a cortante del nudo de unión.

C-4.4.6. *VERIFICACIONES*

C-4.4.6.1. *Verificación del colapso*

C-4.4.6.2. *Verificación de la resistencia*

La expresión simbólica (4.4.6.2.1) representa un conjunto de verificaciones de tipo escalar y vectorial relativas a la flexión simple, a la flexión compuesta, al cortante, etcétera.

C-4.4.6.3. *Verificación de la estabilidad*

donde: x es la profundidad del bloque rectangular equivalente de compresión al alcanzar el elemento su resistencia y h es el canto total del elemento.

Este límite puede elevarse hasta: $x \leq 0,3 h$ si se dispone un confinamiento transversal especial de acuerdo con el apartado S-5.2.3.3 (regiones críticas de pilares con ND III).

- La resistencia a flexión de una sección deberá ser superior al menos 1,25 veces a su momento de fisuración. Este momento se evaluará teniendo en cuenta la posible reducción de la fuerza de pretensado.

S-4.4.5.3. *Soportes*

Los pilares pretensados estarán dotados de un confinamiento especial en las zonas críticas de acuerdo con el apartado S-5.2.3.3.

S-4.4.5.4. *Unión viga-pilar*

Cuando sea posible, se dispondrá una fracción adecuada de los tendones, que atraviesan un nudo de unión viga-pilar, lo más cerca posible tanto de la parte superior como de la inferior de la viga que ataca al nudo, excepto en el caso del apartado S-4.4.5.1 a) (ii).

S-4.4.6. *VERIFICACIONES*

S-4.4.6.1. *Verificación de no-colapso*

A los efectos del presente Código se considera que una estructura cumple con el requisito de resistencia al colapso si cumple las siguientes condiciones:

- Satisface las verificaciones de resistencia y estabilidad.
- Los elementos se dimensionan y arman de acuerdo con las reglas establecidas en los capítulos 4 y 5, adecuadas al tipo estructural y al nivel de ductilidad.

S-4.4.6.2. *Verificación de la resistencia*

En cada elemento debe satisfacerse la siguiente condición:

$$S_d \leq R_d \quad (4.4.6.2.1)$$

donde:

S_d es la sollicitación de proyecto, en el elemento considerado, evaluada de acuerdo con el apartado S-4.3.

R_d es la resistencia de proyecto del mismo elemento, evaluada de acuerdo con el apartado S-4.4.

S-4.4.6.3. *Verificación de la estabilidad*

La verificación de la estabilidad puede considerarse satisfecha si:

- El índice de deformabilidad θ (fórmula 4.2.4.3.1) es menor que 0,1.

Comentarios
Capítulo 4
Métodos de
comprobación

C-4.4.6.4. *Verificación del estado de servicio*

C-4.4.6.5. *Desplazamientos máximos*

Los desplazamientos calculados de acuerdo con este apartado tienen aproximadamente la misma probabilidad de ocurrencia que la de que se alcance un estado límite último en la estructura. La simple regla dada en S-4.4.6.5 es, en general, adecuada únicamente para obtener el orden de magnitud de los desplazamientos globales que se requieren, por ejemplo, para determinar la separación que debe existir entre dos edificios adyacentes.

Cuando se tenga interés en determinar desplazamientos de una naturaleza más local, como, por ejemplo, los desplazamientos relativos entre dos plantas consecutivas a un determinado nivel, sólo podrán obtenerse valores fiables de estos parámetros por medio del análisis dinámico no-lineal.

- Para $0,1 \leq \theta \leq 0,2$, los efectos de segundo orden se calculan por medio de alguno de los métodos estáticos del capítulo 14 del Código Modelo y añadidos a las sollicitaciones de proyecto.
- La verificación de estabilidad no se dará por satisfecha si:

$$\theta > 0,20$$

**Articulado
Capítulo 4
Métodos de
comprobación**

S-4.4.6.4. Verificación del estado de servicio

El desplazamiento relativo entre plantas, Δ_{el} , resultante de la aplicación de las fuerzas especificadas en S-4.2.4, u obtenido a partir de un análisis dinámico según S-4.2.5, deberá satisfacer en todas las plantas la condición:

$$\Delta_{el} \leq \frac{0,010}{K} \cdot h$$

donde h es la altura libre entre plantas.

Para edificios de clase II, los límites señalados podrán aumentarse en un 50 % si se puede demostrar que el tipo de acabados adoptados no son de tipo frágil y pueden acomodarse a esos límites sin daños significativos.

Cuando los límites expuestos anteriormente sean superados, es necesario establecer una separación entre los elementos no-estructurales y los elementos resistentes. Esta separación será tal que permita un desplazamiento relativo entre plantas de como mínimo:

$$\Delta = 0,35 \cdot \Delta_{el} \cdot K$$

sin ninguna perturbación.

En ningún caso el valor del desplazamiento relativo entre plantas, Δ_{el} , será superior al límite:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{0,025}{K} \cdot h$$

S-4.4.6.5. Desplazamientos máximos

Los desplazamientos máximos que pueden esperarse en un edificio se obtendrán multiplicando el desplazamiento producido por el conjunto de fuerzas horizontales especificado en S-4.2.4, u obtenido por medio del análisis dinámico según S-4.2.5, por los valores adecuados del factor de comportamiento K.

(Continuará)