

# MONOGRAFÍA

5

Confinamiento y ductilidad  
de los edificios de hormigón armado

ARCER

Armaduras para Hormigón

# AR CER

Armaduras para Hormigón

MONOGRAFÍA

5

## Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado

Alex H. Barbat

*Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático del Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña.*

Juan Carlos Vielma

*Ingeniero Civil. Profesor de la Universidad Centro Occidental "Lisandro Alvarado", Venezuela.*

Sergio Oller

*Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático del Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña.*

© IPAC, A. I. E.  
Orense 58, 10º D  
28020 Madrid, España. Tel.: 91 556 76 98, Fax: 91 556 75 89

Reservados todos los derechos. Queda expresamente prohibida la publicación total o parcial de esta obra sin la autorización escrita del Instituto para la Promoción de Armaduras Certificadas, IPAC

Diseño y Maquetación: Advertising Label 3 S.L. (alcubo)  
Imprime: Gráficas Almudena S.L.  
Printed in Spain.  
Depósito Legal: M-21013-2007  
I.S.S.N.: 1576-2734

La marca ARCER de productos de acero para armaduras pasivas de hormigón tiene el objetivo fundamental de distinguir, potenciar y promover la utilización de armaduras con altos niveles de calidad y prestaciones y se utiliza exclusivamente en las armaduras fabricadas en las calidades B 400 SD y B 500 SD. Los productos de la marca ARCER cumplen todos los requisitos que garantizan la conformidad con la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE) y las correspondientes normas UNE que les son de aplicación.

Las actuaciones promovidas por la marca ARCER, cuya gestión se desarrolla en el Instituto para la Promoción de Armaduras Certificadas, IPAC, tienen como finalidad mejorar el conocimiento de los aceros para armaduras pasivas, desarrollar nuevas aplicaciones y promover innovaciones tecnológicas que mejoren sus prestaciones. Dentro de estas actuaciones se enmarca la publicación de estudios, trabajos y monografías de carácter técnico, destinadas a facilitar un mejor conocimiento de estos materiales y sus aplicaciones.

Las monografías editadas hasta la fecha han mantenido un hilo conductor lógico. La primera de ellas describía los conceptos básicos asociados a la ductilidad de secciones y de materiales; la segunda se centraba sobre un problema cotidiano: cómo representar el armado de una sección y cómo despiezar las armaduras de forma racional. En la tercera se aborda de forma práctica el cálculo de estructuras de hormigón con redistribución de esfuerzos, mientras que en la cuarta se presentan los diagramas característicos tensión-deformación de los aceros ARCER.

La quinta monografía se centra sobre una cuestión eminentemente práctica, con la que pueden aprovecharse las características asociadas a los aceros de alta ductilidad: el confinamiento del hormigón. Y es que una disposición adecuada, no sólo de la armadura transversal, sino de la propia armadura longitudinal, pueden aumentar considerablemente las prestaciones de nuestras estructuras, algo fundamental cuando van a estar sometidas a esfuerzos cercanos a las situaciones de colapso, como es la situación que se produce durante los sismos fuertes.

Dada la importancia de este último aspecto, así como la importancia que está comenzando a tener en nuestro país los temas relacionados con el sismo, se analizan en esta monografía cuáles son las tipologías estructurales más adecuadas en estas situaciones, y cuál es la contribución de los aceros de alta ductilidad a su comportamiento.

Las actuaciones y publicaciones de la marca están supervisadas y avaladas por la Comisión Asesora ARCER, formada por profesionales de reconocido prestigio en el campo del hormigón armado, cuya composición es la siguiente:

D. Miguel Ángel Astiz Suárez

*Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático del Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.*

D. Alex H. Barbat

*Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático del Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña.*

D. José Manuel Gállego Estévez

*Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Subdirector General Adjunto de I+D+i. Subdirección General de Gestión de Ayudas, Subvenciones y Proyectos. Ministerio de Fomento.*

D. Bernardo Perepérez Ventura

*Dr. Arquitecto. Catedrático del Departamento de Construcciones Arquitectónicas. Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Universidad Politécnica de Valencia.*

D. José María Varona Ruiz

*Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático del Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y los Materiales. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.*

#### **Secretario:**

D. Julio José Vaquero García

*Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director Gerente de IPAC.*

ÍNDICE	Página
<b>Capítulo 1: La ductilidad en el diseño sismorresistente de los edificios</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes históricos	1
1.2 Ductilidad del material	3
1.3 Ductilidad de secciones y de estructuras	5
1.4 Aplicación del concepto de ductilidad al diseño sismorresistente de estructuras	7
1.5 Tipologías de edificios de hormigón armado	9
1.6 Ejemplos de comportamiento sísmico real de estructuras dúctiles y no dúctiles	15
<b>Capítulo 2: Preceptos normativos sobre la ductilidad</b>	<b>21</b>
2.1 La Instrucción de Hormigón Estructural EHE	21
2.2 La ductilidad en el cálculo de las fuerzas sísmicas según la norma NCSE-02	23
2.3 Factores de reducción de respuesta	25
2.4 Efecto de la tipología estructural sobre la ductilidad	42
2.5 Defectos de diseño conceptual	44
<b>Capítulo 3: El confinamiento del hormigón como mecanismo que asegura la ductilidad</b>	<b>49</b>
3.1 El confinamiento del hormigón y su efecto sobre la ductilidad	49
3.2 Detalles de armado de los elementos de hormigón armado	51
3.3 Mecanismo de formación de rótulas plásticas	58
3.4 Ventajas de la ductilidad en estructuras de hormigón armado	61
3.5 Ejemplos de detalles de armado de elementos estructurales	62
<b>Capítulo 4: Comportamiento sísmico de los edificios existentes en España</b>	<b>67</b>
4.1 Descripción de los edificios estudiados	67
4.2 Análisis elástico	72
4.3 Análisis no lineal	82
4.4 Comportamiento sísmico de los edificios con ductilidad limitada	93
4.5 Comentarios sobre los resultados del análisis no lineal	98
<b>Anexo: Descripción de los tipos de suelos en las normas EC-8 y NCSE-02</b>	<b>99</b>
<b>Bibliografía</b>	<b>101</b>

# Capítulo 1

## La ductilidad en el diseño sismorresistente de los edificios

*En este capítulo se revisan los antecedentes históricos que han desembocado en los conceptos y preceptos normativos que influyen determinantemente en la práctica actual de proyectar estructuras de hormigón armado y su permanente adecuación a los requisitos impuestos por la necesidad de garantizar un comportamiento sísmico satisfactorio de las mismas. Luego se define y analiza el concepto de ductilidad, que es esencial en el diseño sismorresistente de edificios. Asimismo, se describen las tipologías estructurales utilizadas habitualmente en el proyecto sismorresistente de edificios y se revisa la idoneidad del su uso en zonas sísmicas en función de su comportamiento dúctil. Finalmente, se examina el comportamiento de edificios de diferentes tipologías durante terremotos reales teniendo en cuenta la ductilidad estructural de proyecto y la desarrollada en realidad durante dichos terremotos.*

### 1.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

#### 1.1.1 Primeras aplicaciones del hormigón

Al igual que muchos de los materiales de construcción modernos, el hormigón empezó a ser utilizado a partir de la producción industrializada de uno de sus principales componentes, que se remonta al año 1824, cuando Joseph Aspdin comenzó la fabricación de cemento Pórtland en Wakefield, Gran Bretaña. A partir de ese año los avances se suceden lentamente, con innumerables patentes de sistemas que incluyen la utilización de armaduras de hierro de sección circular. En el año 1869, François Cignet publica un libro que contiene las primeras recomendaciones de proyecto para elementos de hormigón armado.

En 1877 Joseph Monier, quien había utilizado el hormigón armado con mallas de hierro en la fabricación de depósitos de almacenamiento, propone su utilización en la elaboración de elementos estructurales del tipo pilar y viga. La patente registrada por Monier fue adquirida por industriales de distintos países de Europa, por lo que se le considera el inventor del hormigón armado. Durante 1887, en Estados Unidos, Thaddeus Hyatt realizó pruebas sobre vigas de hormigón armado, concluyendo que el comportamiento del material se podía considerar prácticamente homogéneo. Mattias Koenen (1886) publica el libro *Das System Monier* el cual se

convierte en la base del diseño moderno del hormigón armado, proponiendo, entre otras, las siguientes hipótesis sobre el material:

- El acero resiste la totalidad de la tracción.
- Existe una adherencia perfecta entre el hormigón y el acero.
- No hay cambios térmicos significativos.
- Se ignora la diferencia entre los módulos de elasticidad de ambos materiales.

En los primeros tiempos, el uso del hormigón se extiende gracias a su capacidad de soportar la acción del fuego, más que por razones de resistencia y ductilidad estructural o por consideraciones estéticas. Posteriormente, su utilización ha estado sujeta a la disponibilidad o desarrollos de nuevas tecnologías y a las exigencias del diseño arquitectónico. En la primera década del siglo XX el hormigón se utiliza en la construcción de edificios similares a los de hoy en día, con componentes bien diferenciados entre sí: sistemas de forjados, vigas y pilares e incluso muros resistentes.

En la década siguiente se mejoran los métodos de hormigonado para grandes superficies, lo que permite la construcción de sistemas de forjados que, combinados con los pilares provistos en algunos casos de capiteles, constituían el sistema estructural resistente de los edificios. En cuanto a las armaduras de los forjados cabe indicar que, en esos primeros tiempos, eran muy diferentes a como se proyectan en la actualidad: se realizaban armados en múltiples direcciones e incluso en forma circular. En esta época comienza la inquietud por mejorar los sistemas de forjados para que permitiesen aligerar las cargas. Los sistemas desarrollados entonces se siguen utilizando hoy en día.

### 1.1.2 Primeras regulaciones sismorresistentes del hormigón armado

Durante la década comprendida entre 1920 y 1930 se realizaron importantes avances en la colocación del hormigón, lo que permitió mejorar su calidad y uniformizar a nivel internacional su práctica y tecnología. También fue tiempo propicio para examinar y revisar el comportamiento real de las primeras estruc-

turas de hormigón armado y proceder a mejorar los errores cometidos en el pasado. Se tiene evidencia de que en esta década, en el estado de California y en Japón, los sistemas estructurales se comienzan a proyectar para resistir fuerzas laterales calculadas como un porcentaje del peso total de la estructura.

Aunque entre los años 1930 y 1950 existieron etapas puntuales en las que se construyó de forma intensiva como consecuencia de ciertas causas económicas y sociales, los avances técnicos y de investigación fueron muy contados. La década de 1950 a 1960 marcó un giro en esta tendencia, realizándose un mayor esfuerzo en la investigación seguido por el desarrollo o la mejora de nuevas técnicas. Durante este período se introduce el uso de armaduras dobladas y corrugadas en lugar de las lisas. Los edificios de esta época eran particularmente flexibles, con graves deficiencias de confinamiento de los pilares, de los nudos y de las zonas de potenciales rótulas plásticas en vigas. Comienzan a desarrollarse las normas modernas de diseño sismorresistente, introduciéndose nuevos conceptos entre los que figura el de diseño dúctil, lo que lleva a la revisión de las conexiones entre los forjados, los pilares y las vigas incluso en zonas de moderada sismicidad. Esto puso en evidencia la falta de ductilidad de los primeros edificios de hormigón armado. También se hace frecuente el uso de las pantallas a cortante con la finalidad de limitar los desplomes de los edificios, aunque se comprueba que son elementos de ductilidad limitada y que favorecen la concentración de fuerzas y de tensiones. Se comienzan a señalar defectos de configuración estructural, tales como los originados por deficiencias en la transmisión vertical de las cargas, alturas bajas de entreplantas que propiciaban la aparición del efecto de pilar corto, pilar débil-viga fuerte y, en general, problemas originados por conexiones inadecuadas.

Entre 1960 y 1970 se consolida el uso del hormigón armado, pero la aplicación de las normas sísmicas se limita a zonas de gran actividad sísmica o a estructuras cuya importancia así lo requería. En esta época se publicaron descripciones gráficas de detalles de armado dúctil de los elementos a pesar de que éstos no eran recomendados explícitamente en los códigos.



### 1.1.3 Introducción del concepto de ductilidad en el proyecto de estructuras

Entre 1970 y 1980 se produjeron avances significativos gracias, principalmente, a la revisión del comportamiento de estructuras dañadas por terremotos durante esta época. Las normativas se hicieron más exigentes en conseguir un diseño dúctil, no limitándose a elementos, sino también extendiéndose a la respuesta global de los edificios. Se hizo especial énfasis en recomendar armaduras transversales en elementos para evitar los fallos por cortante, así como en el diseño de viga débil-pilar fuerte. En cuanto a las pantallas a cortante, se impuso la necesidad de dotarlas de elementos de borde, recomendándose su adecuado confinamiento para evitar el fallo por pandeo de la armadura longitudinal y asegurarles un comportamiento más dúctil. Desde 1990 hasta la fecha continúan las mejoras, teniendo como punto destacado la extensión de la aplicación de las disposiciones sísmicas a los ámbitos nacionales e internacionales, en lugar de limitar su aplicación a ámbitos regionales. Merecen destacarse los avances realizados tras los terremotos de Northridge, California (1994), y Kobe, Japón (1995), que permitieron revisar la eficiencia de las estructuras de hormigón armado que ya habían sido proyectadas para un comportamiento dúctil. Las modificaciones introducidas en las normativas incluyen el incremento del cortante en la base, el incremento de las dimensiones mínimas de las secciones de los elementos estructurales y la limitación de las cuantías de acero.

### 1.1.4 Proyecto por prestaciones: estados límite

El enfoque del proyecto por prestaciones (*Performance Based Design*) ha sido desarrollado a partir de 1995, después de los terremotos de Northridge y de Kobe, con el objetivo de minimizar no sólo los daños estructurales, sino también las grandes pérdidas económicas debidas a los sismos. La idea ha sido recogida por primera vez en un informe del año 1995 elaborado por la Structural Engineers Association of California (SEAOC), denominado "*Vision 2000, a Framework for Performance-Based Engineering*". Bajo este enfoque, el diseño sismorresistente de

estructuras consiste en controlar los daños que pueden ocurrir mediante la definición de desplomes correspondientes al umbral que indica el límite de daños aceptable en el proyecto. Los estados límite descritos para estructuras de hormigón armado son los siguientes:

- **Estado Límite de Servicio.** Bajo la acción de sismos frecuentes (con períodos de retorno de 50 años) no deben ocurrir daños que requieran reparaciones de la estructura o de componentes no estructurales que interfieran en la operatividad normal del edificio. Se admite que los elementos estructurales y la mampostería no estructural se agrieten, pero no se admite la plastificación significativa de la armadura.
- **Estado Límite de Control de Daños.** Corresponde a acciones sísmicas de mayor intensidad que las del Estado Límite de Servicio. Se admiten daños por plastificación del acero de la armadura en las zonas agrietadas, así como daños en el hormigón que requieran la reparación integral de la sección. Este Estado Límite marca la diferencia entre los daños reparables e irreparables en términos económicos y técnicos.
- **Estado Límite de Seguridad.** Es de esperar que después de sismos de gran severidad la estructura no se pueda reparar, pero que mantenga cierta integridad que le permita seguir soportando las cargas de gravedad. Para asegurar este comportamiento, deben utilizarse detalles de armado de las secciones que permitan alcanzar los desplazamientos inducidos por la acción sísmica fuerte sin que se formen mecanismos de fallo.

## 1.2 DUCTILIDAD DEL MATERIAL

La ductilidad es la capacidad que tienen las estructuras, sus componentes o los materiales que las constituyen, de deformarse más allá del límite elástico sin pérdida de resistencia y de acumular energía durante los ciclos de carga (histéresis). Contraria a esta definición se tiene la de fragilidad, que implica una pérdida súbita y completa

de la resistencia de una sección, elemento o estructura en el momento en el que se produce un incremento del desplazamiento. Para poder conocer la capacidad dúctil del hormigón armado como material compuesto, es necesario examinar primero las características de sus componentes: acero y hormigón.

### 1.2.1 Características del acero

El acero es un material dúctil como puede observarse en la Figura 1.1, en la que se representa un diagrama tensión-deformación típico. La principal característica del acero es su capacidad de deformarse plásticamente sin que disminuya su resistencia antes de alcanzar la rotura. Su contribución más importante es la de asegurar la resistencia a tracción de los elementos de hormigón armado y la capacidad de las secciones de deformarse de forma dúctil.

Existen diferentes tipos de acero que pueden ser utilizados para proyectar estructuras dúctiles de hormigón armado. Éstos se clasifican de acuerdo con sus prestaciones principales, dentro de las que se encuentran los valores de las tensiones de plastificación, máxima y última así como de las deformaciones de plastificación, máxima y última. En la Tabla 1.1 se muestran las características de los diferentes tipos de acero recomendados en las normas (Eurocódigo 8 y EHE), a los que se les exige además una resistencia a fatiga, evaluada a través de un ensayo de carga uniaxial, en el que deben soportar más de 2 millones de aplicaciones de carga con una variación de tensión de 150 N/mm<sup>2</sup>.

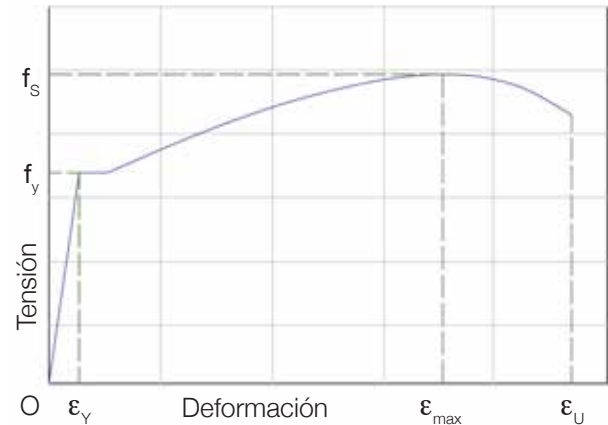


Figura 1.1 Diagrama tensión-deformación típico del acero.

Las características del acero seleccionado pueden incidir notablemente en el comportamiento de los elementos estructurales. Por ejemplo, en la Fotografía 1.1 se muestra un pilar que ha fallado por la acción del sismo como consecuencia del comportamiento poco dúctil del acero longitudinal de refuerzo.

El concepto de ductilidad del material se relaciona con las deformaciones que pueden verse en la Figura 1.1. Si se conocen los valores de la deformación de plastificación  $\epsilon_y$  (deformación a partir de la cual el comportamiento del material cambia de elástico a plástico) en una dirección dada y de la deformación última,  $\epsilon_u$ , en esa dirección, se puede definir la **ductilidad del material**,  $\mu_\epsilon$ , como

$$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad (1.1)$$

Tabla 1.1 Características de los aceros recomendados para el diseño dúctil de estructuras de hormigón armado.

Norma	Eurocódigo 8		Instrucción EHE	
Tipo de acero	B	C	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	400 a 600	400 a 600	400	500
Carga de rotura $f_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	–	–	480	575
Relación $f_s/f_y$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ y $\leq 1,35$	$\geq 1,20$ y $\leq 1,35$	$\geq 1,15$ y $\leq 1,35$
Alargamiento bajo carga máxima, $\epsilon_{max}$ (%)	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 9,0$	$\geq 8,0$
Alargamiento en rotura (*), $\epsilon_u$ (%)	–	–	$\geq 20,0$	$\geq 16,0$
Resistencia a fatiga	Sí	Sí	Sí	Sí



**Fotografía 1.1** Fallo producido por la insuficiente ductilidad del acero longitudinal del pilar.

### 1.2.2 Características del hormigón

El comportamiento del hormigón es el de un material frágil. Su ductilidad depende fuertemente del tipo y grado de confinamiento que tenga, sea éste suministrado por otros elementos estructurales o no estructurales como los cerramientos o, simplemente, por la presencia en el elemento estructural del acero de armado, tanto longitudinal como transversal. En la Figura 1.2 puede observarse la diferencia entre los diagramas tensión-deformación del hormigón con y sin confinamiento. Es evidente que, cuando el confinamiento es el adecuado, el hormigón confinado me-

jora no sólo su capacidad resistente, sino también su capacidad de deformarse de manera dúctil.

### 1.3 DUCTILIDAD DE SECCIONES Y DE ESTRUCTURAS

La **ductilidad estructural**,  $\mu$ , se determina como la relación entre el desplome último,  $\Delta_U$ , de un punto predeterminado, usualmente el nivel más elevado del edificio, y el desplome de plastificación idealizado de la estructura,  $\Delta_Y$ , que se define como el desplome para el que aparece la primera rótula plástica

$$\mu = \frac{\Delta_U}{\Delta_Y} \quad (1.2)$$

Los valores de la ductilidad de un material estructural son, en general, muy superiores a los de la ductilidad estructural.

Se denomina desplome plástico a la diferencia entre el desplome de plastificación,  $\Delta_Y$ , y el de fallo de la estructura,  $\Delta_U$

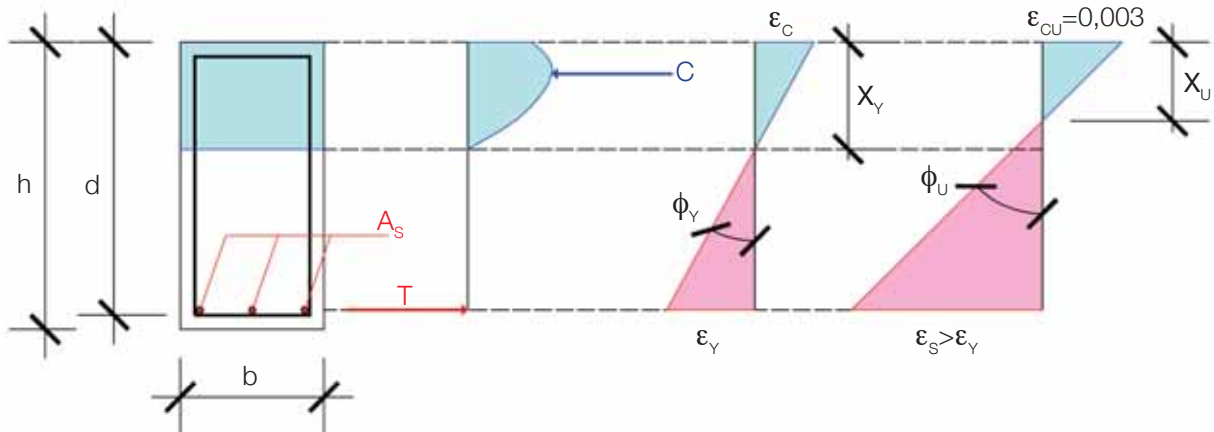
$$\Delta_{\text{PLÁSTICO}} = \Delta_U - \Delta_Y \quad (1.3)$$

Cuando se proyectan elementos tipo viga o pilar, es conveniente utilizar el concepto de **ductilidad de la sección**, tanto si la sección es de acero como de hormigón



$\epsilon_C$ : Deformación del hormigón para la tensión máxima de compresión  
 $\epsilon_{CU}$ : Deformación última del hormigón armado

**Figura 1.2** Diagrama tensión-deformación del hormigón no armado y de hormigón armado y confinado, obtenido de ensayo de compresión.



**Figura 1.3** Curvatura de una sección de hormigón simplemente armada.

armado. La ductilidad de una sección del elemento se calcula como

$$\mu_\phi = \frac{\phi_U}{\phi_Y} \quad (1.4)$$

donde  $\phi_U$  representa la curvatura última o máxima alcanzada por la sección y  $\phi_Y$  la curvatura correspondiente a la plastificación del acero de la armadura.

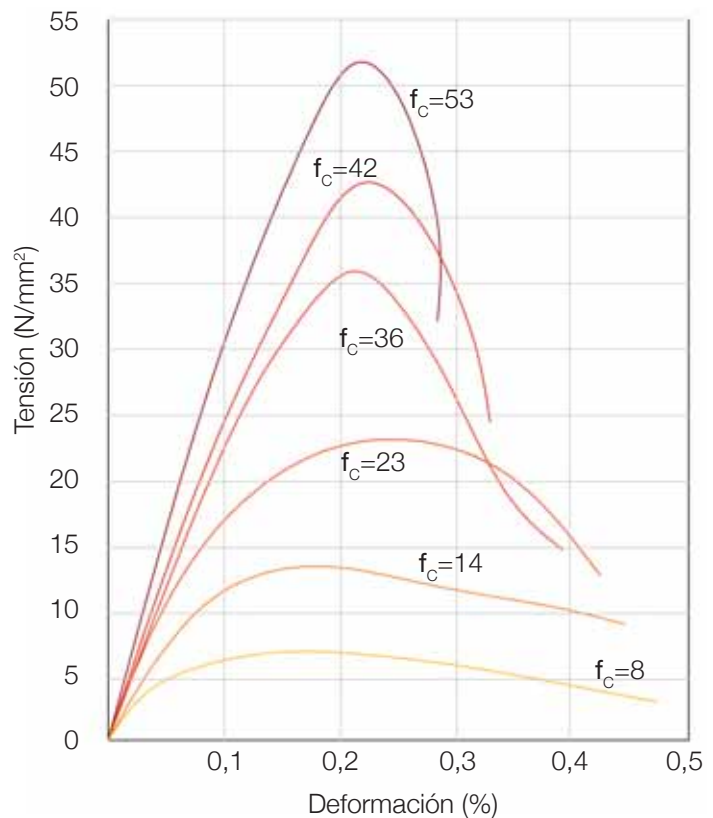
La Figura 1.3 permite deducir la forma de calcular ambos términos de la ductilidad de la sección. En esta figura, C es la fuerza de compresión en el hormigón y T es la fuerza de tracción en la armadura inferior. La curvatura de plastificación viene dada por

$$\phi_Y = \frac{\epsilon_Y}{(d-X_Y)} \quad (1.5)$$

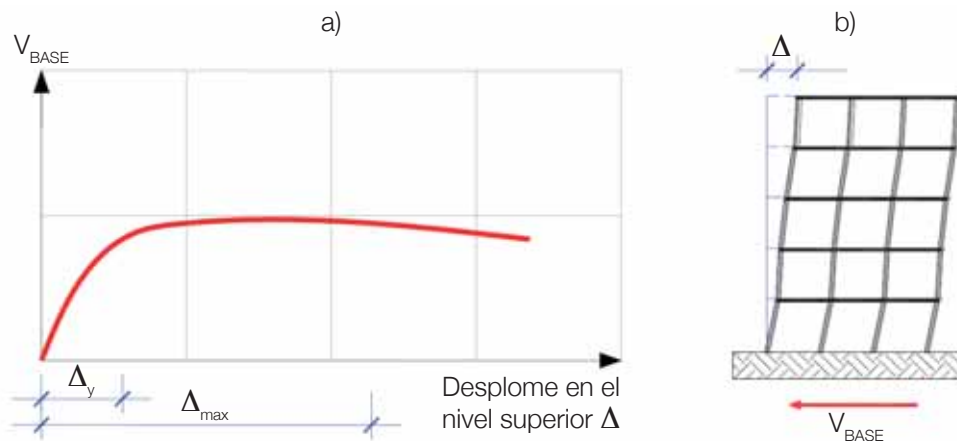
donde  $\epsilon_Y$  es la deformación de plastificación del acero, d es la distancia entre la fibra más comprimida y el centro de gravedad de la armadura de tracción y  $X_Y$  es la profundidad de la fibra neutra. Si el fallo de la sección se produce por el aplastamiento del hormigón, la curvatura última se calcula como:

$$\phi_U = \frac{\epsilon_{cu}}{X_U} \quad (1.6)$$

donde  $\epsilon_{cu}$  es la deformación última del hormigón y  $X_U$  la profundidad de la fibra neutra después del fallo de la sección por aplastamiento de la fibra más comprimida del hormigón. La deformación última del hormigón alcanza valores entre 0,3% y 0,4% para hormigones comunes sin confinamiento por armadura transversal y longitudinal (véase la Figura 1.4). Para hormigones con armadura convencional, producto de la aplica-



**Figura 1.4** Diagramas típicos tensión-deformación del hormigón.



**Figura 1.5** a) Curva de capacidad típica de un edificio porticado de hormigón armado y b) cortante en la base y desplome de edificio.

ción de las recomendaciones normativas, los valores de la deformación última del hormigón se encuentran en el rango comprendido entre 0,7% y 0,8%.

En la Figura 1.4 pueden verse diagramas tensión-deformación típicos para hormigones con diferentes resistencias. Los valores de las deformaciones indican que los hormigones de altas resistencias son más frágiles que los de bajas resistencias, lo que deja claro que las altas resistencias no implican necesariamente altas ductilidades. Finalmente, si se trata de secciones de hormigón proyectadas aplicando las recomendaciones para diseño sismorresistente, las deformaciones últimas alcanzan valores de hasta 1,2%. De acuerdo con esta última observación, es evidente que la mejora de la capacidad dúctil de las secciones de las estructuras porticadas resistentes a momentos pasa inevitablemente por un adecuado confinamiento del hormigón más que por una alta resistencia de éste. En lo sucesivo, los términos de ductilidad de la sección y ductilidad estructural se utilizarán para hacer referencia a la ductilidad local y global, respectivamente.

Al estudiar la respuesta inelástica de los edificios es especialmente ilustrativa la denominada **curva de capacidad** que se muestra en la Figura 1.5a. Dicha curva se obtiene a partir del análisis no lineal de la estructura de la Figura 1.5b sometida a fuerzas estáticas horizontales, denominado en inglés *pushover analysis*, que relaciona el desplome del nivel superior del edificio,  $\Delta$ , con el cortante en la base,  $V$ . En

esta curva se observa que los valores que definen la ductilidad estructural  $\mu$ , es decir, el desplome de plastificación  $\Delta_y$  y el desplome último  $\Delta_{max}$ , se pueden determinar de una forma relativamente sencilla. Estudios recientes realizados sobre estructuras sometidas a cargas cíclicas horizontales, han puesto de manifiesto que para alcanzar valores de ductilidad estructural próximos a los valores de proyecto, es necesario que los valores de la ductilidad de la sección sean mucho más altos. Esto es debido a que los distintos elementos que conforman la estructura no plastificarán al mismo tiempo cuando estén sometidos a cargas cíclicas. En otras palabras, en un instante dado, la estructura tendrá algunos elementos que habrán alcanzado la plastificación, generándose en ellos rótulas plásticas, mientras que otros se mantendrán dentro del rango elástico. Este comportamiento requiere que los elementos plastificados tengan secciones con curvaturas muy altas, es decir, altos valores de ductilidad de la sección. Por ejemplo, para alcanzar valores de ductilidad estructural de 6, son necesarios valores de ductilidad de la sección que sobrepasen el valor de 10.

#### 1.4 APLICACIÓN DEL CONCEPTO DE DUCTILIDAD AL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS

Para explicar mejor la influencia de la ductilidad sobre el comportamiento sísmico global de las estructuras, es necesario introducir una serie de definiciones básicas referentes al concepto de proyecto sismorresis-

tente que se aplica. En este sentido puede distinguirse entre un proyecto con base en la resistencia y uno con base en los desplazamientos. A continuación se comentan brevemente estos dos enfoques.

#### 1.4.1 Diseño sismorresistente con base en la resistencia

Consiste en dimensionar las secciones de hormigón armado procurando evitar fallos frágiles de los elementos. El comportamiento global de la estructura debe ser tal que se garantice, al menos, que su resistencia lateral sea igual a la resistencia elástica afectada por factores de reducción de respuesta. A continuación se recogen varias definiciones relativas al diseño con base en la resistencia.

**Resistencia.** En términos de diseño, la resistencia representa un valor que depende de las secciones adoptadas y de los materiales seleccionados para constituir los elementos de una estructura.

**Resistencia requerida.** Es la resistencia que se alcanza como consecuencia de la aplicación de las acciones normativas aumentadas y ponderadas.

**Resistencia ideal.** También se conoce como resistencia nominal y representa el límite de fallo de una sección. Para garantizar un diseño seguro es necesario que la resistencia ideal sea mayor que la resistencia requerida

$$\phi RS_i \geq RS_u \quad (1.7)$$

donde  $RS_i$  es la resistencia ideal afectada por un coeficiente de seguridad  $\phi$  y  $RS_u$  es la resistencia requerida.

**Resistencia probable.** La resistencia de los materiales utilizados en el diseño de secciones suele ser mayor que su resistencia nominal. El valor de esta resistencia se establece mediante procesos de verificación realizados en laboratorio. La resistencia probable,  $RS_p$ , debe alcanzar, al menos, el valor de la resistencia ideal  $RS_i$  afectada por un coeficiente de seguridad  $\phi$  correspondiente al tipo de tensiones a

las que están sometidos los elementos de la estructura

$$RS_p \geq \phi RS_i \quad (1.8)$$

**Reserva de resistencia.** Es un concepto que se aplica tanto al comportamiento de elementos individuales como al global de la estructura y se define

$$RS_o = \lambda_o RS_i \quad (1.9)$$

siendo  $RS_o$  la resistencia real,  $RS_i$  la resistencia idealizada y  $\lambda_o$  el coeficiente de la reserva de resistencia del elemento o de la estructura. La reserva de resistencia incluye factores que contribuyen a que la resistencia ideal de una sección sea sobrepasada. La naturaleza de la reserva de resistencia, referida específicamente a elementos y estructuras de hormigón armado, se examina con más detalle en el capítulo siguiente.

#### 1.4.2 Diseño sismorresistente con base en el desplazamiento

En el enfoque del proyecto por prestaciones se fijan límites a los desplazamientos para poder garantizar que la estructura no rebasará ciertos umbrales de deterioro. Esto significa que la estructura se proyecta de acuerdo con criterios de comportamiento global. Existen dos métodos para proyectar con base en este enfoque: el método de los desplazamientos iguales y el método del desplazamiento directo.

**Método de diseño por desplazamientos iguales.** Supone que la respuesta en desplazamientos de una estructura dúctil puede obtenerse a partir de una estructura elástica equivalente.

**Método de diseño por desplazamiento directo.** Supone que la ductilidad de una estructura puede ser expresada en función de un amortiguamiento estructural equivalente y que la respuesta sísmica puede reducirse mediante la cantidad de energía disipada por la deformación post-plastificación de los componentes del sistema. En la Figura 1.6 se muestra la

idealización del período estructural inelástico equivalente  $T_i$ , que es el período de la estructura cuando se han producido plastificaciones significativas en sus elementos (rama **A-B** de la curva fuerza-desplazamiento); en la misma figura puede identificarse el período elástico  $T_e$  (período inicial de la estructura, cuando no se ha producido ninguna plastificación —rama **OA** de la curva fuerza-desplazamiento—) y la ductilidad estructural  $\mu = \Delta_U / \Delta_Y$ .

Concretamente, el período inelástico  $T_i$  se puede calcular como una función del período elástico  $T_e$  y de la ductilidad estructural  $\mu$  mediante la ecuación

$$T_i \cong T_e \sqrt{\mu} \quad (1.10)$$

La transformación de la ductilidad en amortiguamiento equivalente  $\zeta^{eq}$  se consigue mediante la expresión

$$\zeta^{eq} = \frac{\sqrt{\mu} - 1}{\pi \sqrt{\mu}} \quad (1.11)$$

Este amortiguamiento equivalente a la ductilidad,  $\zeta^{eq}$ , es complementario al amortiguamiento propio de la estructura,  $\zeta$ , de manera que el amortiguamiento total equivalente  $\zeta_{tot}^{eq}$  es

$$\zeta_{tot}^{eq} = \zeta + \zeta^{eq} \quad (1.12)$$

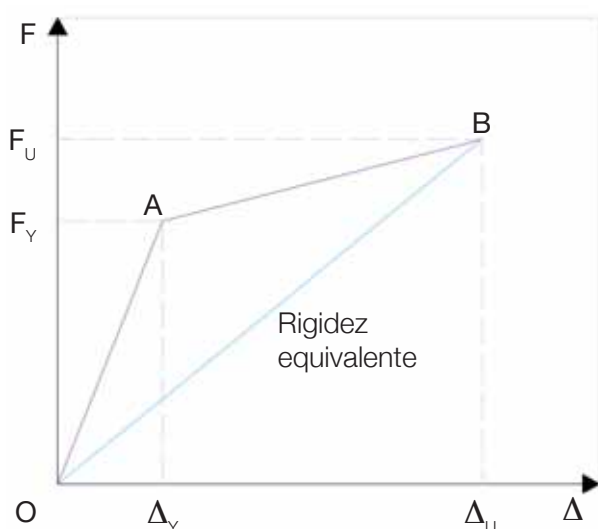


Figura 1.6 Idealización del período inelástico.

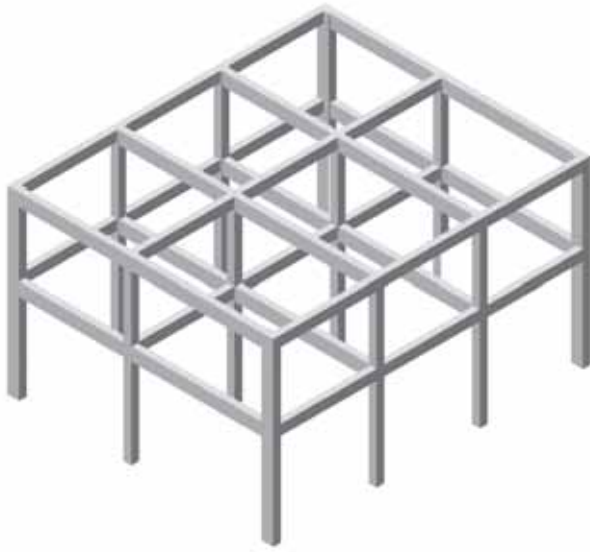
### 1.5 TIPOLOGÍAS DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

Muchos de los errores conceptuales, de diseño y de construcción que se cometen y que son la causa de daños importantes en los edificios, se deben al uso de tipologías estructurales inadecuadas que, por ciertas razones, no han sido abandonadas en algunas zonas sísmicas. Por este motivo, la primera tarea de un proyectista es la de elegir un sistema estructural que pueda conducir a un comportamiento sísmico satisfactorio, teniendo en cuenta también los otros requisitos de diseño (funcionalidad, arquitectónicos, coste, etc.). En este sentido, hoy en día los especialistas están de acuerdo en que en el diseño sismorresistente de edificios, tanto en el de los de hormigón armado como en los de mampostería, deben emplearse tipologías estructurales que aseguren suficiente ductilidad. Esto requiere que se seleccionen configuraciones estructurales que cumplan los siguientes requisitos:

- Que aseguren un comportamiento inelástico global de la estructura.
- Que permitan predefinir las zonas donde se concentren las deformaciones inelásticas.
- Que permitan incrementar la resistencia estructural en las zonas de la estructura que deben permanecer elásticas.

Estos requisitos constituyen la base del *diseño por capacidad*. Los sistemas estructurales más utilizados en los nuevos proyectos de edificios sismorresistentes son los que se analizan a continuación.

- **Edificios porticados**, también llamados **edificios de estructura de barras**. Su sistema resistente está formado por pilares y vigas de canto, conectados entre sí en nudos. Un ejemplo de estructura de este tipo puede verse en la Figura 1.7 y en la Fotografía 1.2. En las zonas de alta sismicidad este tipo de estructura es el más recomendable para edificios de altura baja y media, habiendo demostrado su idoneidad durante terremotos recientes. Su adecuado comportamiento se debe a la capacidad de disipación de energía de los pórticos gracias a la



**Figura 1.7** Edificio porticado típico.

deformación plástica de sus elementos. Como consecuencia, estos sistemas estructurales alcanzan valores de ductilidad más altos que el resto de tipos estructurales. Como contrapartida, es necesario aplicar disposiciones normativas especiales para el detalle de armado de las secciones, para garantizar que la respuesta plástica se alcanza sin originar el fallo súbito de los elementos. Otra disposición normativa tiene como finalidad restringir los desplazamientos laterales de los edificios, limitando de esta forma los daños estructurales y no estructurales. Para ello se aplica el concepto de proyecto sismorresistente conocido como *viga débil-pilar fuerte* que asegura la formación de rótulas plásticas que no generen mecanismos cinemáticamente inestables bajo la acción de las fuerzas horizontales.

Los pórticos suelen estar orientados en direcciones ortogonales entre sí y pueden ser de carga, si tienen forjados bidireccionales, o de carga y arriostamiento si el sistema de forjados es unidireccional.

Los pórticos con vigas planas constituyen una subclase de esta tipología estructural en la que el espesor de las vigas coincide con el del forjado (alrededor de 20-30 cm). Este tipo de pórticos se

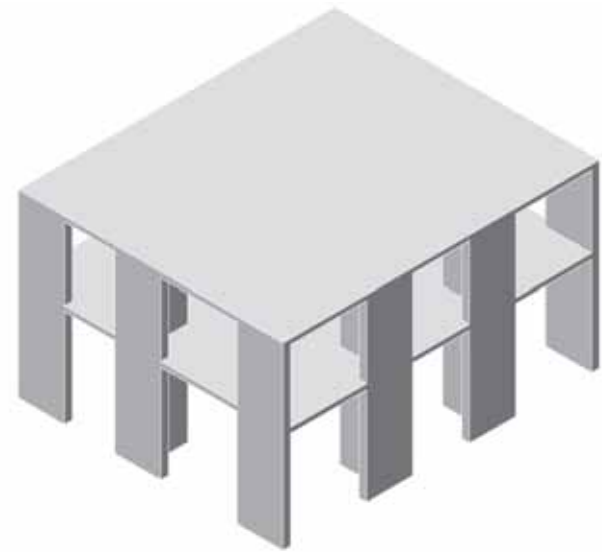


**Fotografía 1.2** Vista de elementos que conforman un edificio porticado.

encuentra en la categoría de estructuras de baja o mediana ductilidad, según la normativa sismorresistente que se utilice en su proyecto. Por ejemplo, la norma sismorresistente española NCSE-02 penaliza este tipo de estructura al prescribir una ductilidad de proyecto de máximo 2.

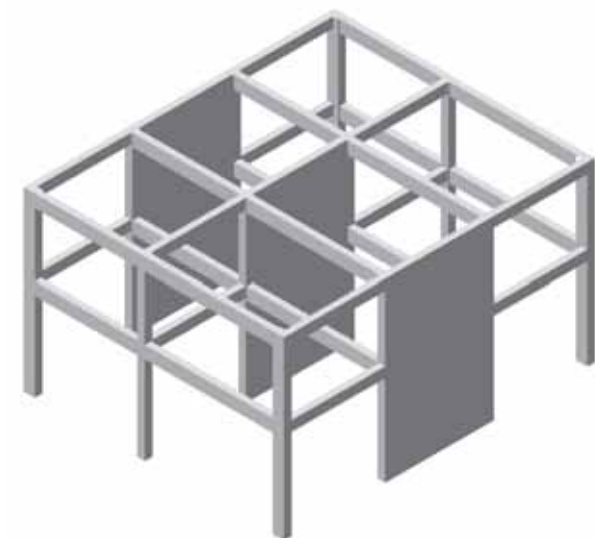
- **Edificios con pantallas a cortante.** La resistencia de estos edificios a cargas laterales viene proporcionada por pantallas a cortante de hormigón armado (véase la Figura 1.8 y la Fotografía 1.3). En casos excepcionales se prevén perfiles metálicos embebidos dentro del hormigón. Su respuesta es similar a la de una viga de cortante en voladizo, cuyos desplazamientos laterales bajo la acción de cargas horizontales suelen permanecer dentro de un rango de valores muy pequeños en comparación con los desplazamientos laterales alcanzados por los edificios de estructura porticada. Por esta razón, pueden calificarse como edificios de baja ductilidad.
- **Edificios con sistema dual.** En este caso, los pórticos colaboran con muros de hormigón armado para proporcionar la resistencia de la estructura a cargas laterales y verticales. Este tipo de estructura, que combina pantallas y pórticos, es muy eficiente para resolver edificios de grandes alturas, sobre todo en los casos en que las pantallas fun-





**Figura 1.8** Edificio con pantallas a cortante.

cionan como núcleos de ascensores y/o escaleras. Esto permite generar un sistema denominado *'tubo dentro de tubo'* en el que el sistema de pórticos se encarga de transmitir las cargas de gravedad y laterales hasta la cimentación, y el sistema de pantallas permite controlar los desplomes evitando que se produzcan efectos de segundo orden en los pilares. La diferencia de ductilidad entre los diferentes sistemas, alta para el sistema porticado y baja para el sistema de muros, requiere un especial cuidado



**Figura 1.9** Edificio con sistema dual de pantallas a cortante y pórticos.



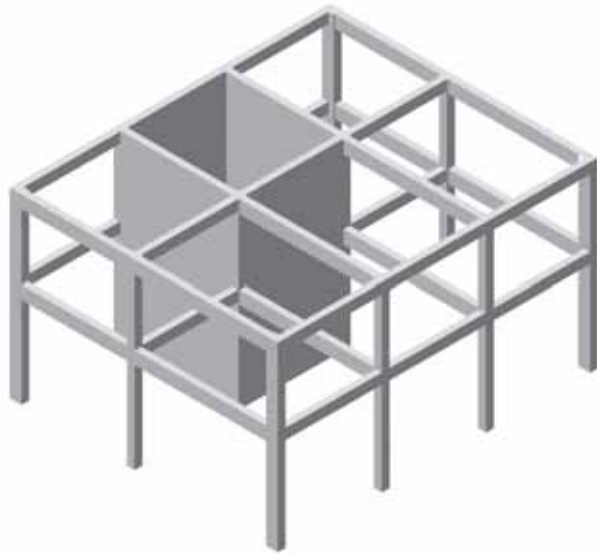
**Fotografía 1.3** Vista de un edificio con pantallas a cortante orientadas en una sola dirección.

en el dimensionamiento y en el armado de los elementos de conexión para evitar los posibles fallos debidos a la concentración de tensiones en la zona de transición de un sistema a otro.

En las figuras 1.9 y 1.10 se muestran dos alternativas de edificios con sistema dual. En el primero (Figura 1.9) las pantallas están orientadas en una sola dirección, lo que tiene la ventaja de que su disposición simétrica no produce efec-



**Fotografía 1.4** Vista de un edificio con sistema dual de pantallas a cortante y pórticos.



**Figura 1.10** Edificio con sistema dual en que las pantallas a cortante forman un núcleo.

tos de torsión; también tiene el inconveniente de que el sistema sólo es eficiente en la dirección longitudinal de las pantallas (véase la Fotografía 1.4). En la segunda alternativa (Figura 1.10), las pantallas sustentan el núcleo de circulación integrando escaleras y ascensores, tal como es el caso en los edificios altos destinados a oficinas. Su ventaja es la eficiencia en dos direcciones ortogonales, pero tiene el inconveniente de que la disposición no simétrica de los núcleos de circulación origina grandes excentricidades (véase la Fotografía 1.5), lo que conlleva el desarrollo de grandes efectos torsionales.

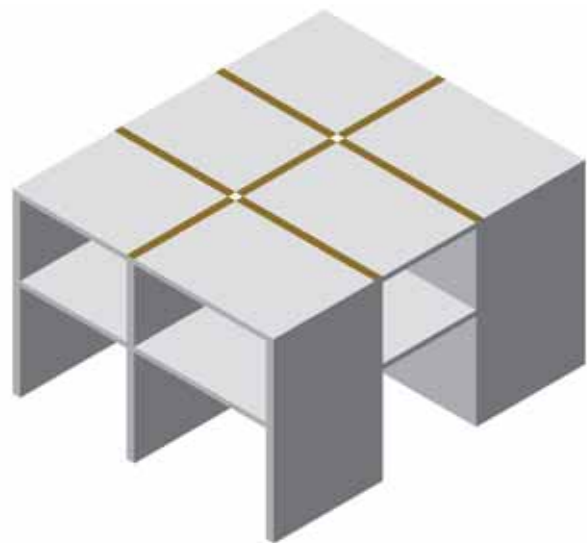
A estas tipologías pueden añadirse otras cuya utilización es menos frecuente. Una de ellas es la de los **edificios de muros de carga**, que pueden ser de mampostería o de hormigón armado. Las principales desventajas de estos edificios cuando se emplazan en zonas sísmicas son: una muy baja ductilidad, baja capacidad de deformarse lateralmente, la posibilidad de fallo frágil al no poder disipar energía y su capacidad de responder eficientemente sólo a la acción de las cargas de gravedad. Prácticamente este sistema ya no se utiliza en los nuevos proyectos de edificios. Sin embargo, es una tipología importante, cuyo comportamiento se sigue estudiando debi-



**Fotografía 1.5** Vista de un edificio con pantallas a cortante formando núcleo; nótese que la ubicación de éste genera excentricidad en planta.

do al hecho de que la mayoría de las estructuras antiguas que se encuentran en las zonas sísmicas todavía son de este tipo.

- **Edificios con pantallas prefabricadas.** Estos edificios, ampliamente utilizados en países con planes de producción de viviendas industrializadas, cuentan con la gran ventaja de la rapidez de ejecución y de un nivel de control relativamente alto de la calidad de los paneles prefabricados utilizados como pantallas. Su punto débil se encuentra



**Figura 1.11** Edificio prefabricado.



**Fotografía 1.6** Edificios prefabricados dañados en diferente grado por el terremoto de Armenia de 1988.

en las conexiones entre las pantallas, cuyo montaje se realiza de forma progresiva generando, lógicamente, juntas de construcción (Figura 1.11). Éstas, por la naturaleza acelerada de la ejecución, habitualmente no quedan resueltas de forma adecuada, por lo que la fragilidad de las conexiones origina un comportamiento general de ductilidad baja. El sismo de Spitak, Armenia (1988), puso en evidencia la vulnerabilidad de este sistema estructural, tal como puede verse en la Fotografía 1.6.

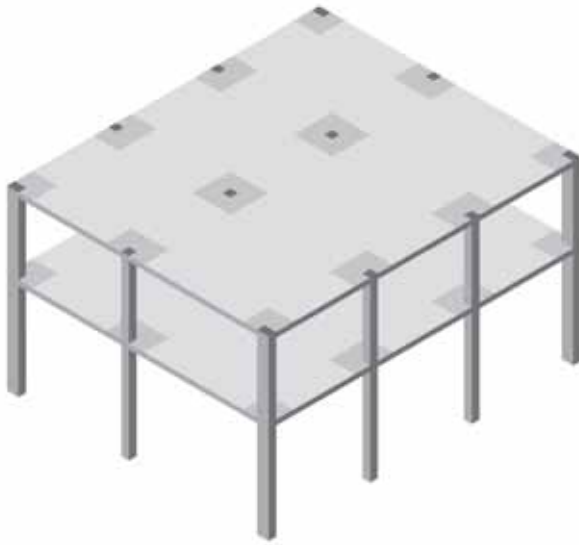
- **Estructura porticada prefabricada.** Este tipo de estructuras es frecuentemente utilizado en la construcción de naves industriales; un ejemplo puede verse en la Fotografía 1.7. Sin embargo, las ventajas tecnológicas de esta tipología han permitido que se la utilice también en proyectos de edificios de vivienda, pero con ciertas limitaciones en cuanto a la altura y, sobre todo, en cuanto a los requisitos aplicados a las conexiones. Dichos requisitos se deben principalmente a que, durante los terremotos, las estructuras porticadas prefabricadas han demostrado tener conexiones muy débiles viga-pilar. Como ejemplo ilustrativo se muestra la estructura de la Fotografía 1.8, que, a pesar de que los elementos mantienen su integridad, perdió su estabilidad producto del fallo de las conexiones, que han sido incapaces de soportar los desplazamientos laterales inducidos por el terremoto.



**Fotografía 1.7** Estructura porticada de elementos prefabricados.



**Fotografía 1.8** Fallo de las conexiones de los elementos de una estructura prefabricada durante el terremoto de Izmit, Turquía, 1999.



**Figura 1.12** Edificio con pilares y losas.

Además de las tipologías enumeradas, en algunas zonas sísmicas se utiliza la tipología estructural que se puede denominar **sistema con pilares y losas planas**. Un sistema de este tipo está representado en la Figura 1.12. Estos sistemas no están recomendados para su uso en zonas sísmicas debido a su gran fragilidad. La falta de vigas y de nudos hace muy difícil realizar un diseño dúctil, fundamentalmente por no poderse realizar secciones adecuadamente confinadas.

Existe una subclase de edificios dentro de esta tipología en la cual las losas de hormigón armado se sustituyen por forjados reticulares (véase la Fotografía 1.9). Esto hace que aumente aún más la vulnerabilidad sísmica de la estructura, por el incremento de su fragilidad, debido al hecho de que el forjado reticular no se comporta como un diafragma rígido en su plano. Los forjados reticulares tienen nervios en dos direcciones ortogonales y están apoyados en pilares mediante secciones macizas denominadas ábacos y que, a veces, se denominan indebidamente capiteles. En algunos casos están reforzados mediante elementos metálicos o de armado adicional denominados crucetas. Este sistema es muy aceptado por sus ventajas tecnológicas y, especialmente, por sus ventajas arquitectónicas, al no atravesarse espacios con



**Fotografía 1.9** Vista de un edificio con pilares y forjados reticulares.

vigas de canto. Obviamente, permiten cierto ahorro de elevación en los edificios de viviendas, al no requerir altura adicional para el emplazamiento de dichas vigas.

Este sistema tiene varios defectos de comportamiento estructural, especialmente bajo cargas sísmicas:

- Los pórticos no quedan necesariamente definidos según líneas resistentes, ya que la ubicación de los pilares cuenta con cierta libertad por parte del proyectista. Tampoco se garantiza la ortogonalidad de las líneas resistentes, ni la continuidad de los pilares entre dos niveles consecutivos, necesarias para asegurar una respuesta satisfactoria ante sismos de componente esviada.
- La estructura tiene dificultades en transferir las tensiones tangenciales entre pilares y forjados, lo que la puede llevar a un fallo frágil.
- Siempre está presente el peligro de que se produzca el fenómeno de punzonamiento.

A veces, las pantallas a cortante se utilizan conjuntamente con los sistemas de forjados reticulares para evitar el problema de los fallos por punzonamiento, puesto que, de esta manera, la estructura dispone de secciones de los elementos resistentes verticales mayores que las de los pilares.

## 1.6 EJEMPLOS DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO REAL DE ESTRUCTURAS DÚCTILES Y NO DÚCTILES

Es importante recordar que la mayoría de las normas sismorresistentes permiten la incursión de los elementos estructurales en el rango de respuesta plástica. Esta característica tiene una razón económica, puesto que las secciones necesarias para mantener un comportamiento elástico requerirían dimensiones tan grandes que haría inviable el proyecto por sus altos costos. En el estado de la práctica actual es muy difícil encontrar edificios diseñados para mantener su respuesta en el rango elástico durante un terremoto fuerte. Solamente algunos edificios especiales se proyectan sin que se admitan daños sísmicos de sus componentes estructurales a fin de proteger los equipos que contienen o de asegurar su completo funcionamiento después de un terremoto. Este es el caso, por ejemplo, de los hospitales. Lo usual es que los edificios dispongan de capacidad dúctil, lo que implica que sus elementos estructurales estarán expuestos al daño sísmico. En todo caso, un buen proyecto debe tener como resultado edificios cuyo comportamiento bajo la acción de cargas sísmicas sea dúctil, que alcancen niveles de daño que no pongan en riesgo la supervivencia de los usuarios y, en último

término, que no colapsen después de un terremoto bajo la acción de las cargas de gravedad.

Seguidamente se muestran algunos ejemplos de edificios que han sufrido el efecto de los terremotos en años recientes. El objetivo es el de observar que el comportamiento de los edificios puede ser dúctil o no dúctil, dependiendo de las características del proyecto de los mismos. Si se enfoca el tema de la ductilidad estructural, las estructuras son capaces de deformarse sin colapsar siempre y cuando no existan defectos de configuración que puedan producir la concentración de esfuerzos en zonas débiles.

Es posible observar que la gran mayoría de los colapsos ocurridos en los edificios de hormigón armado durante terremotos recientes corresponden al mecanismo de fallo inducido por el defecto configuracional de proyectarlos con *planta baja débil*. Este defecto hace que se incrementen los desplomes del primer nivel en comparación con los de las plantas superiores, por lo que el daño se concentra en las conexiones pilar-viga o pilar-forjado del primer nivel. En caso de terremotos fuertes o en los que los elementos de hormigón armado no han sido armados de forma satisfactoria, se alcanza el colapso de la planta baja mediante la formación de un mecanismo (véase la Fotografía 1.10).



**Fotografía 1.10** Colapso de planta baja débil en un edificio de hormigón armado, Adapazari, Turquía, 1999.



**Fotografía 1.11** Comportamiento dúctil de los pilares pertenecientes a una planta baja débil en un edificio de hormigón armado, durante el terremoto de Chi-Chi, Taiwan, 1999.



**Fotografía 1.12** Combinación de efectos torsionales y de planta baja débil, terremoto de Chi-Chi, Taiwan, 1999.

En otros casos, la capacidad resistente de los pilares y su grado de confinamiento permiten deformaciones dúctiles, como el que puede verse en la Fotografía 1.11. Sin embargo, la práctica ha demostrado que las estructuras que sufren daños como los de la Fotografía 1.11 son técnica y/o económicamente irreparables.

En otras ocasiones, el problema de planta baja débil se presenta conjuntamente con otros problemas de configuración. Por ejemplo, en los casos en que la combi-

nación de diferentes sistemas estructurales (pórticos y muros de cortante) origina edificios con grandes excentricidades (centro de gravedad de la planta muy distante del centro de rigidez), ocurre el fenómeno de la torsión global de la estructura. En la Fotografía 1.12 se puede observar el fallo de un edificio de baja altura, en el cual el efecto de la planta baja débil se combina con el de torsión lo que conduce al colapso de algunos de los pilares de la planta baja, ubicados hacia una esquina.

No es muy frecuente el fallo de pilares en los niveles intermedios de los edificios; esto ocurre en el caso de reducciones bruscas de rigidez (reducción de las dimensiones de los pilares respecto a las de los pilares de los niveles inferiores). Dicho efecto hace que los desplomes se incrementen en el nivel con menor rigidez y que ocurra un incremento de los momentos por sismo en los extremos de los pilares, produciéndose el fallo de éstos, tal como puede verse en la Fotografía 1.13.



**Fotografía 1.13** Desaparición de una planta intermedia como consecuencia de la formación de un mecanismo de colapso, en un edificio de 5 niveles, terremoto de Kobe, Japón, 1994.

En otras ocasiones, la torsión es la que origina el colapso. En la Fotografía 1.14 se observa un edificio dañado durante el terremoto de México, en 1985. Se observa que los efectos torsionales inducidos fueron de tal magnitud que los pilares fallaron a pesar de mantener una respuesta dúctil, produciéndose el colapso de la estructura.

A pesar de las deficiencias de proyecto debidas a la existencia de planta baja débil dentro de la configuración de los edificios, la concentración de tensiones en algunos elementos produce demandas de ductilidad superiores a las requeridas en el resto de los elementos estructurales verticales de un mismo nivel. En la Fotografía 1.15 se muestra un edificio con planta baja débil que sufrió daños durante el terremoto



**Fotografía 1.14** Colapso de un edificio de hormigón armado en la ciudad de México, durante el terremoto de 1985.



**Fotografía 1.15** Formación de rótula plástica en extremo inferior de un pilar ubicado en línea exterior de un edificio con planta baja débil, terremoto de San Fernando, 1971.



**Fotografía 1.16** Daños en un muro de cortante en el ala de edificio con planta en forma de H, terremoto de Caracas, Venezuela, 1967.

de San Fernando de 1971. A pesar de tener planta baja débil, sólo una línea de pilares exteriores sufrió la formación de rótulas plásticas en la base.

Otro de los defectos de configuración que influyen en la ductilidad de los elementos de hormigón armado es la existencia de entrantes en la geometría general de las plantas. Los entrantes no solo generan con-

centraciones de tensión en los puntos de encuentro entre tramos estructurales con distintos períodos de vibración, sino que también generan grandes excentricidades en planta. Este hecho afecta especialmente a los elementos estructurales y no estructurales de las líneas resistentes más alejadas del centro de rigidez, como se muestra en el edificio con planta en forma de H de la Fotografía 1.16, en el que los daños se concentran especialmente hacia los extremos de las alas.

Menos predecibles son los problemas originados en zonas específicas de los edificios por las inapropiadas configuraciones debidas a la interacción entre estructuras colindantes. Esto ocurre cuando dos edificios de diferentes características dinámicas se emplazan uno al lado del otro sin respetar distancias mínimas, lo que tiene como consecuencia el golpeteo entre ellos, tal como se muestra en la Fotografía 1.17. Esto puede llegar a afectar a líneas enteras de pilares y/o vigas que pueden sufrir daños localizados de las secciones transversales, lo que les impide tener un comportamiento dúctil.



**Fotografía 1.17** Pérdida parcial de sección de los pilares de hormigón armado, producto del golpeteo entre edificios, terremoto de Izmit, Turquía, 1999.



Algunos sistemas estructurales se proyectan considerando dos tipos diferentes de elementos estructurales, en función de su participación o no en la tarea de resistir las cargas sísmicas. De esta forma, los elementos que no se prevé que soporten cargas sísmicas se denominan secundarios mientras que el resto de pilares, vigas y pantallas a cortante del sistema resistente a sismos se denominan elementos primarios. Los elementos secundarios reciben unos detalles de armado menos exigentes que los primarios. Además, en ocasiones no se presta suficiente atención a su conexión con los elementos primarios y, en otras, simplemente no se considera su efecto sobre las características dinámicas del edificio. Sin embargo, debe verificarse que los elementos secundarios no participen de forma per-

judicial en la respuesta global del edificio, originando excentricidades que, a su vez, generen grandes demandas torsionales sobre los elementos de la periferia o que provoquen fallos locales por la interacción entre la estructura y los elementos secundarios. El fallo de la pasarela que comunica los dos edificios de la Fotografía 1.18 es producto de la inadecuada interacción entre los elementos primarios y secundarios. Los elementos de hormigón armado de ambas estructuras que están conectados a la pasarela resultan afectados, con daños en la sección transversal de hormigón e incluso con pérdida de anclaje de las armaduras longitudinales y/o rotura de estribos, lo que produce la reducción de la capacidad dúctil de los elementos principales afectados.



**Fotografía 1.18** Interacción entre estructuras y elementos secundarios, terremoto de Kobe, Japón, 1995.

No siempre los cambios bruscos de rigidez son causa de comportamiento catastrófico de los edificios. Es posible encontrar estructuras parcialmente dañadas justo en los elementos débiles, como son las vigas del tramo central de fachada que se muestra en la Fotografía 1.19, permaneciendo el resto del sistema estructural con una buena respuesta dúctil.

Finalmente, es necesario tener siempre presente que el comportamiento dúctil de los edificios de hormigón no depende sólo de la precisión del cálculo, el dimensionamiento y el armado de la estructura, sino también de la adecuada concepción de ésta, desde el mismo momento en el que se selecciona una tipología y es concebida la estructura desde el punto de vista arquitectónico.



**Fotografía 1.19** Colapso de las vigas de hormigón armado en un edificio durante el terremoto de Chi-Chi, Taiwan, 1999.

# Capítulo 2

## Preceptos normativos sobre la ductilidad

*En este capítulo se examinan los preceptos de la Instrucción EHE que hacen referencia al diseño de elementos dúctiles de hormigón armado. Además, se presentan los aspectos relacionados con el concepto de ductilidad incluidos en el procedimiento usual de cálculo de las fuerzas sísmicas previsto en la norma española de construcción sismorresistente NCSE-02. También se revisa la incorporación de la ductilidad a través del factor de reducción de respuesta, conocido también como factor de comportamiento, en otras normas de diseño sismorresistente existentes en el mundo, como son: el Eurocódigo 8 (EC-8), la norma venezolana (Covenin1756-98), el Uniform Building Code (UBC-97), el Internacional Building Code (IBC-2003) y la norma neozelandesa (NZS 1170.0:2002). El efecto de las tipologías estructurales analizadas en el capítulo anterior se revisa aquí bajo la óptica del posible comportamiento inadecuado debido a defectos de diseño conceptual observado en estructuras existentes.*

### 2.1 LA INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE

La Instrucción EHE contiene especificaciones y recomendaciones para el proyecto general de estructuras y elementos de hormigón en masa, armado o pretensado. En su articulado es posible encontrar recomendaciones orientadas a garantizar el comportamiento dúctil de las secciones y de las estructuras, dentro de la filosofía general de permitirle a éstas resistir, con una seguridad aceptable, las acciones que las puedan afectar durante su vida útil.

Para garantizar un adecuado proyecto de las estructuras, la Instrucción EHE se basa en el método de los estados límite, último y de servicio. El Estado Límite de Servicio regula todos los aspectos relacionados con las prestaciones de la estructura, tales como la funcionalidad, el confort y la durabilidad. El Estado Límite Último se refiere a la capacidad que debe tener la estructura para evitar su fallo o colapso debido a la acción combinada de las solicitaciones actuantes. El fallo de la totalidad de la estructura o de una parte de la misma puede deberse a:

- Deformaciones plásticas excesivas.
- Pérdida del equilibrio de la estructura.
- Deformaciones acumuladas debidas a cargas cíclicas.

En el Capítulo X, “Cálculos relativos a los Estados Límite Últimos”, de la Instrucción EHE es posible encontrar artículos en los que se sugiere el adecuado aprovechamiento del efecto del confinamiento con el fin de *«garantizar un comportamiento estructural que permita aprovechar, en forma óptima, toda la capacidad resistente adicional de un elemento hiperestático»*. En el citado capítulo se incluyen una serie de recomendaciones orientadas a asegurar un confinamiento eficiente mediante una correcta disposición de la armadura longitudinal y transversal, y utilizando anclajes adecuados para garantizar la adherencia. Para poder considerar las armaduras de compresión en el cálculo de la capacidad resistente de una sección, se recomienda el cumplimiento de las siguientes condiciones de confinamiento:

- La separación entre cercos debe ser menor o igual a quince veces el diámetro de la menor de las barras comprimidas, siempre y cuando dicho diámetro sea mayor o igual a la cuarta parte del mayor diámetro de las barras some-

tidas a compresión. En todo caso, la separación máxima entre cercos no debe superar la dimensión mínima de la sección, ni debe ser mayor que 30 cm.

- La armadura longitudinal, cuyo principal objetivo es el de limitar la fisuración del hormigón, ha de quedar adecuadamente distribuida para garantizar el efecto de confinamiento. Para ello, la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas ha de ser inferior a 30 cm o a tres veces el espesor bruto de la parte de la sección del elemento en la que están situadas.

El acero longitudinal se limita de acuerdo con las cuantías geométricas mínimas recomendadas para cada tipo de elemento estructural, cuyos valores se reflejan en la Tabla 2.1. Se puede observar que estas cuantías son en todo caso inferiores a las recomendadas para armaduras pasivas, en el caso de elementos sometidos a la acción de cargas cíclicas y a altas demandas de ductilidad.

**Tabla 2.1** Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total del hormigón (Fuente: Instrucción EHE).

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero		
	B 400 S	B 500 S	
	B400 SD	B 500 SD	
Pilares	4,0	4,0	
Losas (*)	2,0	1,8	
Vigas (**)	3,3	2,8	
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

(\*) Cuantía mínima de cada una de las armaduras longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.

(\*\*) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la mencionada.

(\*\*\*) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara sometida a tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50 % en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en el que se disponen juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

## 2.2 LA DUCTILIDAD EN EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN LA NORMA NCSE-02

### 2.2.1 Detalles de armado de los elementos

La norma de construcción sismoresistente NCSE-02 dispone en su articulado una serie de recomendaciones sobre los detalles de armado de los elementos, que tienen como objetivo garantizar el comportamiento dúctil global de las estructuras. Para cada nivel de ductilidad asociado con el análisis sísmico de los edificios, se incluyen, de manera gráfica, una serie de requisitos de armado, tanto para las vigas como para los pilares de los edificios porticados.

A continuación se examinan solamente los detalles de armado previstos en la norma NCSE-02 para un nivel de ductilidad alto ( $\mu=4$ ). En la Figura 2.1, donde se muestra el detalle típico de despique de una viga, puede verse que la norma fija restricciones para la separación máxima de los cercos, siendo dicha separación más exigente hacia la zona contigua a nudos. Además, se limita la cuantía de acero longitudinal positivo, que deberá guardar cierta relación con la cuantía de acero negativo en el nudo. Las recomendaciones anteriores refuerzan el concepto de mejora del comportamiento dúctil de los elementos a través del confinamiento, que se alcanza mediante la contribución tanto del acero longitudinal como del acero transversal. En la Figura 2.1 puede verse otro detalle importante que garantiza el anclaje del acero negativo: la presencia del elemento que so-

breale a la derecha del pilar exterior. Sin embargo, en la norma no se incluye un comentario aclaratorio sobre las características de este tipo de elemento complementario.

Habitualmente, en las normas se encuentran detalles de armado para el armado de vigas de canto. Por esto, es importante comentar que en la NCSE-02 también se incluyen requisitos que debe satisfacer una viga plana en aquellas zonas en las que la aceleración básica de diseño alcanza valores superiores a 0,16 g.

En cuanto a los pilares, las recomendaciones tratan de proteger la integridad del acero longitudinal en las proximidades de los nudos mediante una separación menor de cercos. En la Figura 2.2 se muestra la separación de cercos en las proximidades del nudo,

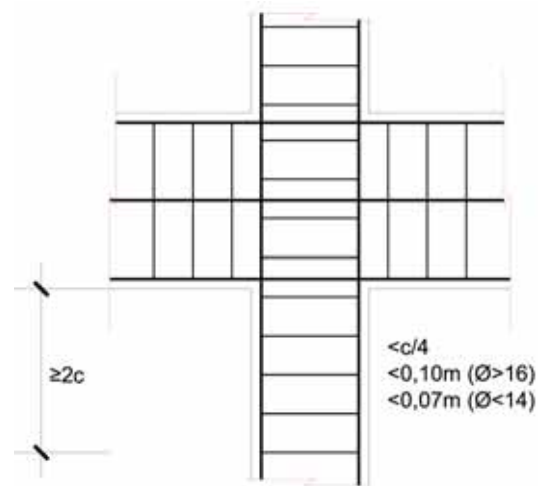


Figura 2.2 Detalle de confinamiento y armado de un pilar según la norma NCSE-02.

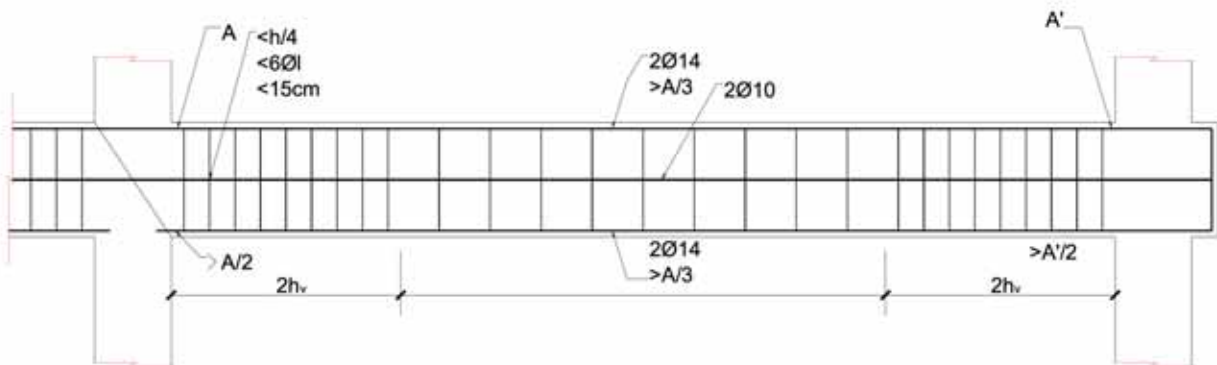


Figura 2.1 Detalle de confinamiento y armado de una viga de acuerdo con la norma NCSE-02.

que depende de la menor de las dimensiones de la sección transversal del pilar,  $c$ , o del diámetro de la armadura longitudinal,  $\emptyset$ .

Sin embargo, no queda muy claro el planteamiento de la norma cuando admite que el empalme del acero longitudinal se pueda efectuar en la proximidad del nudo, puesto que es sabido que resulta más favorable realizarlo en el tercio central del pilar. Se debería tener en cuenta que en las proximidades del nudo es frecuente la formación de rótulas plásticas, hecho que se ve agravado por la posibilidad de pandeo o, inclusive, por la posibilidad de que las armaduras longitudinales sean arrancadas del núcleo confinado.

Es muy importante resaltar la disposición normativa de distribuir uniformemente el acero longitudinal que se materializa limitando a tres el número mínimo de barras por cara. De esta manera se garantiza una mejor capacidad resistente frente a sismos con dirección esviada con respecto a la orientación principal de los ejes de la estructura.

Un comentario especial debe hacerse sobre la disposición de cercos en la zona confinada de las proximidades de los nudos prevista en la norma NCSE-02. La distancia máxima dispuesta en la norma depende únicamente de las dimensiones de la sección transversal de los pilares. Pero también se debería tener en cuenta la longitud del pilar, especialmente en el caso de los pila-

res muy largos correspondientes a tramos estructurales de doble altura o bien de pilares de planta baja, usualmente más altos que el resto de los pilares del edificio.

Finalmente, la norma dispone que, para zonas de alta amenaza sísmica (aceleración básica mayor que 0,16 g), toda la armadura longitudinal se arriestre mediante cercos, lo que contribuye no sólo a evitar el pandeo, sino también a garantizar un mayor confinamiento del hormigón.

**2.2.2 Determinación de la aceleración de diseño**

La aceleración espectral  $S_{ai}$  para un modo  $i$  de vibración, que debe utilizarse en la determinación de las fuerzas de diseño, debe incluir el coeficiente de reducción por ductilidad estructural  $\mu$ , así como la influencia del amortiguamiento estructural  $\nu$ . De esta manera, la aceleración espectral de cálculo puede expresarse como

$$S_{ai} = \alpha_i(T) a_c \frac{\nu}{\mu} \tag{2.1}$$

donde  $\alpha_i(T)$  es la ordenada del espectro de respuesta afectada por un coeficiente de riesgo zonal, denominado en la norma como coeficiente de respuesta y que depende del período propio de la estructura,  $T$  (véase la Figura 2.3);  $a_c$  es la aceleración sísmica de cálculo determinada en función de la aceleración sísmica básica en la superficie del terreno,  $a_b$ , que se obtiene del mapa de zonificación y corresponde a un período de retorno de

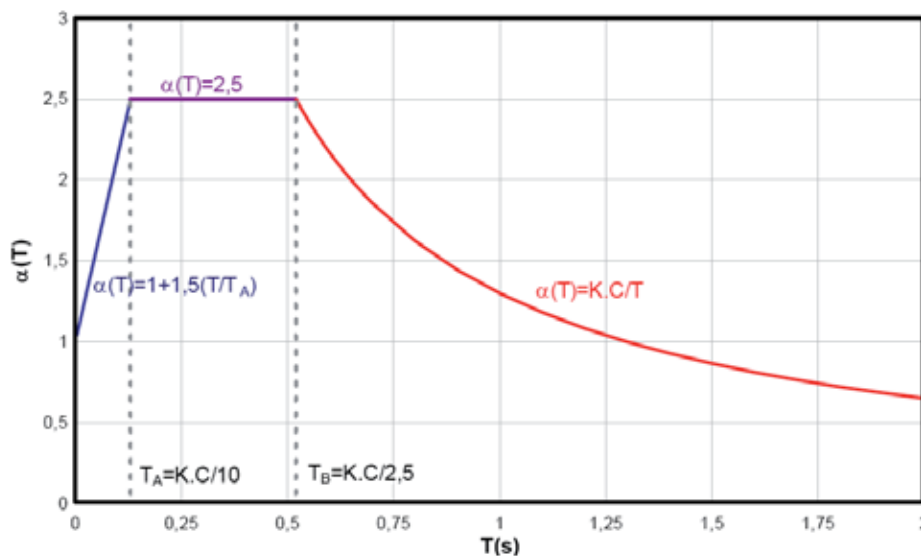


Figura 2.3 Aceleración sísmica básica en la superficie del terreno.

500 años y  $\eta_i$  es el factor de distribución para el modo de vibración  $i$ .

El coeficiente de reducción de la respuesta por ductilidad,  $R_\mu$ , cuyos valores se muestran en la Tabla 2.2, permite considerar la no linealidad estructural de una manera simplificada. La norma NCSE-02 adopta una reducción por ductilidad independiente del período, es decir

$$R_\mu = \mu ; \forall T_i \quad (2.2)$$

siendo  $T_i$  el período del modo  $i$  de vibración. Los valores del coeficiente de ductilidad oscilan entre  $1 \leq \mu \leq 4$  para un rango de estructuras que van desde no dúctiles hasta muy dúctiles.

El factor de modificación de la respuesta por amortiguamiento permite reducir la aceleración en función del amortiguamiento correspondiente a cada material, puesto que el espectro de la norma corresponde a un amortiguamiento tipo de  $\nu = 5\%$  del crítico. El factor de modificación por amortiguamiento considera la reducción directa del espectro elástico en función de la capacidad disipativa de la estructura, de acuerdo con la siguiente relación entre el amortiguamiento de  $5\%$ , que usualmente se encuentra prescrito en las normas, y el amortiguamiento real de la estructura,  $\Omega$ :

$$\nu = \left( \frac{5}{\Omega} \right)^{0.4} \quad (2.3)$$

La fuerza sísmica equivalente en el piso  $r$  y el modo de vibración  $i$  de una estructura se calcula en la norma NCSE-02 como

$$(F_{ri})^{\max} = P_r s_{ri} \quad (2.4)$$

donde  $P_r$  es el peso del nivel  $r$ ,  $s_{ri}$  es el coeficiente sísmico

$$s_{ri} = \frac{\alpha_i a_c}{g} \frac{\nu}{\mu} \eta_{ri} \quad (2.5)$$

donde  $\eta_{ri}$  es el factor de distribución correspondientes a la planta  $r$  y al modo de vibración  $i$ .

### 2.3 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

De acuerdo con el informe del *Applied Technology Council* ATC-34, del año 1995, los factores de reducción de la respuesta,  $R$ , reducen las fuerzas sísmicas de proyecto con base en consideraciones de riesgo, de viabilidad económica y de los beneficios de la respuesta no lineal de las estructuras. Dichos factores, también conocidos como factores de comportamiento, dividen las ordenadas de los espectros elásticos de proyecto a fin de incorporar en el cálculo, de una manera simplificada, el comportamiento no lineal de las estructuras así como otros fenómenos de disipación de energía.

#### 2.3.1 Componentes del factor de reducción de respuesta $R$

Hoy en día se considera que el factor de reducción de respuesta es el producto de tres factores interrelacionados entre sí

$$R = R_s \cdot R_\mu \cdot R_\xi \quad (2.6)$$

Los términos de la ecuación (2.6) son: el factor de reducción por reserva de resistencia  $R_s$ , que considera la reducción debida a las hipótesis conservadoras hechas en el proceso de proyecto en general; el factor

**Tabla 2.2** Valores del coeficiente de respuesta  $\beta = \nu/\mu$ .

Tipo de estructura	Compartimentación	Amortiguamiento (% del crítico)	Ductilidad			Sin ductilidad
			Alta	Intermedia	Baja	
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4,00	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5,00	0,25	0,33	0,50	1,00
Estructura con muros de corte	Compartimentada	6,00	No	No	0,46	0,83

de reducción por ductilidad  $R_{\mu}$ , que tiene en cuenta la influencia de la ductilidad; y el factor de reducción por amortiguamiento  $R_{\xi}$ , que incluye el efecto del amortiguamiento de los materiales de la estructura.

En el informe ATC-19 (1995) del *Applied Technology Council* se ha obviado el factor de amortiguamiento, siendo el factor  $R$  el producto de los factores de reducción por reserva de resistencia  $R_s$ , por ductilidad  $R_{\mu}$  y de uno adicional, de reducción por redundancia,  $R_R$

$$R = (R_s \cdot R_{\mu}) \cdot R_R \quad (2.7)$$

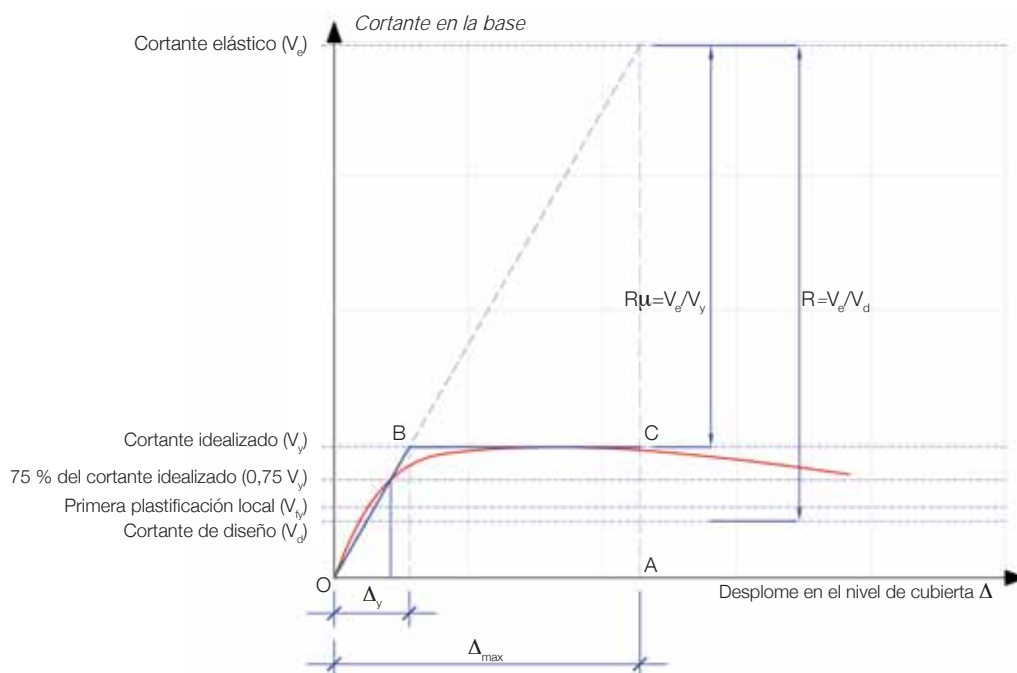
De estos tres factores los dos primeros son dependientes del período, por lo que es conveniente representarlos mediante espectros para posibles aplicaciones en el proyecto, mientras que los valores del factor de reducción por redundancia suelen considerarse fijos para cada tipo estructural.

### 2.3.2 Reserva de resistencia global de una estructura

El gran número de factores que intervienen en la reserva de resistencia hacen que ésta sea difícil de cuantificar

al nivel de cada elemento estructural, lo que impide su incorporación racional en los códigos de diseño sismo-resistentes, a pesar de su importancia en la mejora de la respuesta sísmica de los edificios. Por esta razón, es más conveniente considerar el efecto de la reserva de resistencia sobre la respuesta global de la estructura utilizando relaciones fuerza-desplazamiento obtenidas mediante un análisis estático inelástico de tipo *pushover*. La incorporación del factor de reserva de resistencia no se realiza de forma explícita en muchas de las normas de diseño debido a este gran número de factores.

El factor de reserva de resistencia,  $R_s$ , tiene origen en la diferencia que existe entre el cortante de proyecto en la base,  $V_b$ , y el cortante en la base último,  $V_u$ . Esta diferencia se debe al hecho de que las estructuras se proyecten para grupos de fuerzas incrementadas de forma estadística con base en la dispersión que éstas muestran (mayores que las resistidas por la estructura durante su vida útil), conjuntamente con las propiedades de los materiales que están afectadas por coeficientes de reducción. Además, el diseño de los elementos sismo-resistentes implica satisfacer condiciones de desplazamientos laterales máximos (desplomes de piso) y de detalles de armado de elementos estructurales que mejoren su capacidad de disipación.



**Figura 2.4** Resistencias y desplazamientos característicos para el cálculo de la reserva de resistencia y de la ductilidad estructural.



En la Figura 2.4 se puede observar cómo se establecen las relaciones de resistencia. Primero, la curva de capacidad permite definir un comportamiento elasto-plástico idealizado considerando el punto para el que se alcanza el máximo cortante en la base. Claramente, el cortante máximo se alcanza en un punto en el que la estructura ha alcanzado el comportamiento plástico, permitiendo ubicar el segmento horizontal B-C. Seguidamente se define la recta de comportamiento elástico O-B uniendo el origen con el punto sobre la curva de comportamiento que corresponde al 75% del valor del cortante máximo idealizado. Puede notarse que este punto teórico corresponde a un cortante en la base superior al correspondiente a la primera plastificación del material o a la formación de la primera rótula plástica en algún punto de la estructura. La definición del fallo o colapso de la estructura, varía de acuerdo con criterios con base en los desplomes de piso, en el desplome del nivel de cubierta o en el cortante. En todo caso, el desplazamiento horizontal para el que se alcanza el fallo de la estructura, conjuntamente con el desplazamiento al límite elástico, permiten calcular la ductilidad global de la estructura.

El factor de reserva de resistencia,  $R_s$ , conduce a secciones con resistencia superior a la calculada y muestra una clara dispersión de valores para los edificios porticados de hormigón armado (véase la Tabla 2.3).

**Tabla 2.3** Factores de reserva de resistencia para los edificios de hormigón armado.

Casos de estudio	$R_s$
Edificios de hormigón armado de media y baja altura	1,6 - 4,6
Edificios de hormigón armado con irregularidades en elevación	2,0 - 3,0

La estimación de los factores de reducción por reserva de resistencia,  $R_s$ , se complica debido a efectos como la resistencia actualizada de los materiales\*, los efectos del confinamiento, la presencia de elementos estructurales tales como losas de hormigón y de elementos no estructurales no considerados de forma explícita en el análisis, aunque es necesario reconocer que no todos estos efectos contribuyen favorablemente al incremento de  $R_s$ . Entre los efectos que pueden tener una contribución desfavorable se incluye el incremento de la reserva de resistencia en vigas que puede producir un fallo frágil y la presencia de elementos de cerramiento que pueden causar efectos de columna corta o irregularidades en la distribución de las alturas de las columnas. Asimismo, la discontinuidad en las líneas resistentes verticales puede producir el efecto de piso blando. En la Tabla 2.4 se presenta una lista de los factores anteriormente citados y la etapa del proyecto en la cual se incorporan.

**Tabla 2.4** Factores que influyen en la reserva de resistencia y etapa en la que se incorporan durante el proyecto.

Causa de la sobrerresistencia	Etapa del proyecto		
	Modelado	Análisis	Diseño
Diferencia entre resistencia actual y nominal de los materiales	X		
Diseño conservador y requerimientos por ductilidad			X
Factores de carga y múltiples casos de carga combinados		X	
Consideración de la torsión accidental		X	
Provisiones para cumplir el estado límite de servicio (flechas)			X
Participación de los elementos no estructurales (losas)	X		
Cumplimiento de las cuantías mínimas de acero			X
Redundancia estructural	X		
Endurecimiento resistente	X		
Efectos del confinamiento	X		
Análisis con base en el período elástico		X	
Diseño controlado por rigidez			X

\* Resistencia correspondiente a los materiales que han entrado en el campo plástico y/o que hayan sido dañados.

Para edificios de baja altura, en los que las fuerzas sísmicas de piso no adquieren valores tan altos como en los edificios de mayores pesos, los factores de reserva de resistencia son mayores. El número de vanos o de líneas resistentes verticales son inversamente proporcionales a los valores de reserva de resistencia. En la Figura 2.5 se muestran factores de reserva de resistencia que varían muy poco en función del método de análisis no lineal aplicado, sea este dinámico o estático.

Otro de los factores a considerar al evaluar la reserva de resistencia es la ductilidad global de proyecto. Las secciones y el armado obtenidos para una estructura con un nivel alto de ductilidad son mayores que en el caso de la misma estructura proyectada para un nivel inferior de ductilidad. De esta forma es posible obtener valores de reserva de resistencia mayores para edificios de alta ductilidad que para edificios de baja ductilidad.

En resumen, los valores de la reserva de resistencia se deben a tres fuentes principales:

- *Las características resistentes reales de los materiales.* Éstas son mayores que las consideradas en el proyecto de la estructura, en el que se les aplican factores de reducción.

- *La utilización del período elástico en el cálculo de las demandas sísmicas.* A dicho período le corresponde una aceleración de proyecto mayor por encontrarse en la zona de aceleraciones mayores del espectro de diseño, mientras que la aceleración correspondiente al período inelástico se encuentra en la zona decreciente del espectro de diseño.
- *El diseño de secciones de pilares aplicando la fuerza sísmica en dos direcciones.* Esto significa que en una dirección de la estructura se aplica el 100% de la acción sísmica y en la dirección ortogonal se aplica el 30% de la acción sísmica. Es decir, los pilares pueden disponer de una resistencia superior a la que tendrían si se hiciera un cálculo en una sola dirección, mediante un modelo plano.

De acuerdo con estas observaciones, se puede considerar que adoptar valores mínimos de reserva de resistencia iguales a 2 conduce a resultados conservadores en el proyecto de estructuras sismorresistentes.

### 2.3.3 Factores de reducción de respuesta en el Eurocódigo 8

Al igual que en la mayoría de las normas de diseño sismorresistente, en el Eurocódigo-8 (pr EN-1998-1:2003)

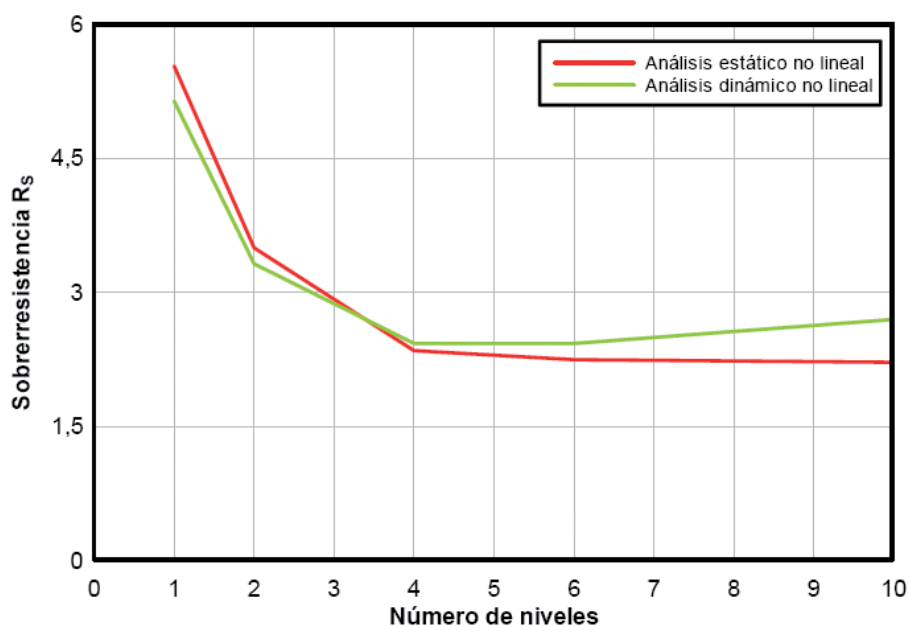


Figura 2.5 Factor de reducción por reserva de resistencia.

se admite el análisis elástico de las estructuras partiendo de la reducción de las ordenadas del espectro de diseño elástico mediante la aplicación de factores de reducción. En la Figura 2.6 se muestran los espectros elásticos de diseño correspondientes a la versión 2003 del EC-8, para riesgo sísmico alto (tipo 1).

Los factores de reducción de respuesta son identificados en el EC-8 mediante la letra *q*. En lo sucesivo, en esta monografía se utilizará la letra *R* para identificar los factores de reducción, inclusive a los del EC-8. Estos factores de reducción son aplicados a los espectros elásticos de diseño para obtener las aceleraciones de proyecto y se expresan mediante la siguiente ecuación:

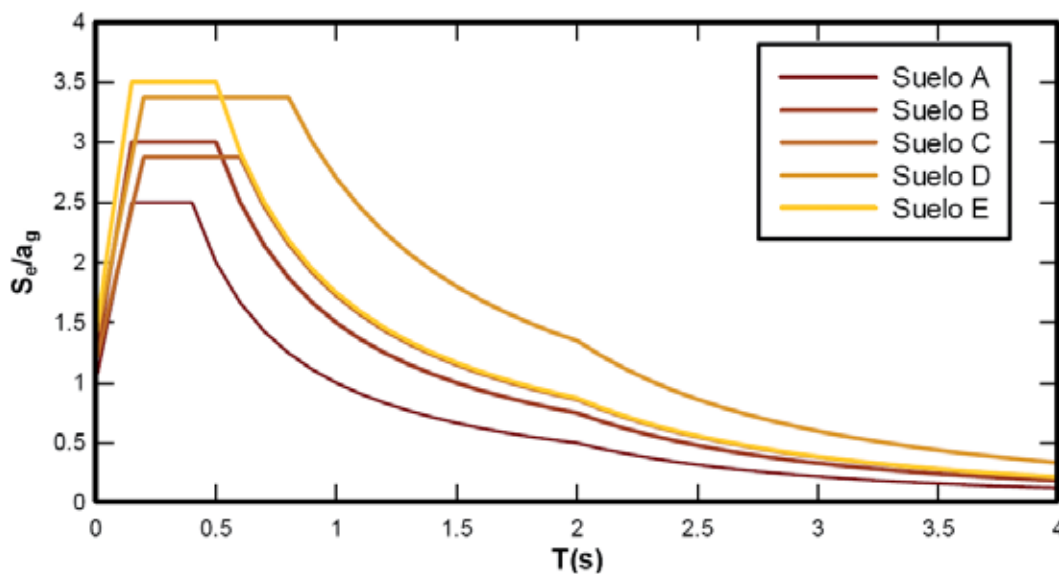
$$R = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (2.8)$$

En esta ecuación,  $q_0$  es el factor básico de reducción de respuesta que depende de la tipología estructural predominante, de su regularidad en elevación, así como del nivel de ductilidad que se espera que la estructura sea capaz de desarrollar. Para dicha ductilidad existen dos niveles: **DCM** (clase de ductilidad media) y **DCH** (clase de ductilidad alta) y sus valores se muestran en la Tabla 2.5. El otro término de la Ecuación (2.8) es el factor  $k_w$  que tiene en cuenta el modo de fallo predominante en estructuras con pantallas a cortante.

**Tabla 2.5** Valores sugeridos para el factor básico de reducción de respuesta  $q_0$ .

Tipo estructural	DCM	DCH
Sistema porticado, dual o acoplado a pantallas de cortante	$3\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema con pantallas de cortante	3,00	$4\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexible	2,00	3,00
Sistema de péndulo invertido	1,50	2,00

En la Tabla 2.5, el valor  $\alpha_1$  es el coeficiente sísmico correspondiente a la formación de la primera rótula plástica en cualquiera de los elementos de la estructura. El valor  $\alpha_u$  es el coeficiente sísmico requerido para que se produzca la inestabilidad de la estructura, en otras palabras, para que se haya alcanzado el fallo de la misma. La relación de estos valores,  $\alpha_u/\alpha_1$ , describe el efecto de la redundancia estructural sobre el factor de reducción de respuesta *R*. De acuerdo con las especificaciones de la norma EC-8, los valores  $\alpha_1$  y  $\alpha_u$  de la Tabla 2.5 se pueden obtener directamente de la curva de capacidad de la estructura, determinada mediante un análisis inelástico estático. En este caso,  $\alpha_1$  es el valor de la ordenada del cortante en la base de proyecto y  $\alpha_u$  es el cortante en la base inelástico, correspondiente al desplome último de colapso. En consecuencia, la relación  $\alpha_u/\alpha_1$  equivale a un factor de reducción por redundancia. Sin embargo, para los casos en los que no se realiza un



**Figura 2.6** Espectros elásticos de diseño para una amenaza sísmica alta (EC-8).

análisis inelástico estático, se recomienda aplicar los valores de la Tabla 2.6 cuando la estructura es predominantemente de pórticos o de pórticos acoplados a pantallas a cortante. Cabe señalar que este factor multiplicador tiene en cuenta el efecto de la redundancia estructural, al considerarse valores más altos a medida que el número de vanos y el de niveles son mayores. Si el sistema estructural es predominantemente de pantallas a cortante, los factores de reducción por resistencia  $R_s$  se obtienen de la Tabla 2.7.

Los factores multiplicadores adquieren valores entre 1,10 y 1,30, pero presentan una gran dispersión, por lo que se recomienda la aplicación del análisis estático no lineal para poder determinar de forma precisa los valores para cada caso, sobre todo si el edificio presenta irregularidades en planta y/o en elevación.

En la Figura 2.7 se muestra una curva de capacidad a partir de la cual se pueden obtener las relaciones entre los coeficientes que permiten calcular los factores multiplicadores. En el eje de las abscisas se representan los desplomes al nivel de la cubierta normalizados respecto a la altura total del edificio, expresados en %, y en el eje de las ordenadas se representa el

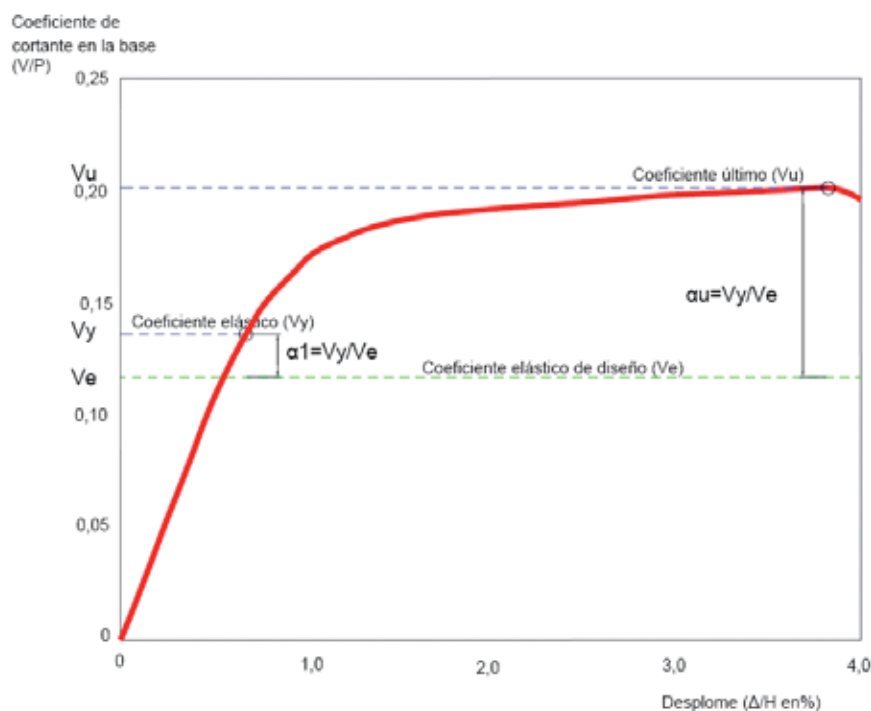
**Tabla 2.6** Valores del factor básico de reducción de respuesta  $q_0$ .

Sistema porticado, dual o acoplado a pantallas a cortante	$\alpha_u/\alpha_1$
Edificio de un sólo nivel	1,10
Edificio de múltiples niveles pero de un sólo vano	1,20
Edificio de múltiples niveles y múltiples vanos	1,30

**Tabla 2.7** Valores del factor básico de reducción de respuesta  $q_0$ , cuando el sistema estructural predominante es de pantallas a cortante.

Sistema con pantallas a cortante	$\alpha_u/\alpha_1$
Edificación con sólo dos pantallas desacopladas por dirección horizontal	1,00
Edificación con otros sistemas desacoplados de pantallas	1,10
Edificación con sistemas duales o acoplados a pantallas	1,20

cortante en la base,  $V$ , normalizado respecto al peso del edificio,  $P$ . Dicho peso incluye no solamente el peso propio de la estructura sino también las cargas permanentes y una fracción de las otras cargas. Los factores multiplicadores obtenidos aplicando este



**Figura 2.7** Determinación de los coeficientes multiplicadores a partir de la curva de capacidad.

procedimiento no pueden superar el valor de 1,5, por limitación expresa del EC-8.

El otro término del factor de reducción de respuesta está relacionado con la respuesta de estructuras con predominio de pantallas a cortante. En este caso, al factor básico  $q_0$  se le aplica un factor  $k_w$  que tiene en cuenta el predominio del modo de fallo por cortante de la estructura;  $k_w$  es menor o igual que la unidad y, por tanto, penaliza dicho modo de fallo. Las estructuras con pantallas a cortante tienen menor capacidad de desarrollar respuesta dúctil en comparación con los edificios porticados. En la medida en que las pantallas son más esbeltas, el valor de  $k_w$  se aproxima a su cota inferior que es 1/3, sin llegar a alcanzarla ya que el EC-8 lo limita expresamente a 0,5.

**Efecto de la irregularidad estructural**

La irregularidad en planta es penalizada con factores multiplicadores iguales a 1, lo que equivale a no aplicarle ningún incremento al factor básico de reducción por resistencia y redundancia. Sin embargo, en el articulado del EC-8 no se distingue entre los diferentes tipos de irregularidad en planta pero que pueden afectar de modo diferente los efectos torsionales. Además, los valores de  $q_0$  pueden reducirse hasta un 20 % si la estructura analizada presenta irregularidades en elevación; el porcentaje de reducción queda a juicio del

proyectista dependiendo del grado de irregularidad. De igual forma, se establece un incremento de los valores de  $q_0$  cuando se disponga de un plan especial de calidad, que nunca superará el 20 %.

**Factores de reducción R. Edificios porticados**

En las tablas 2.8 y 2.9 se muestran los factores de reducción para edificios porticados teniendo en cuenta el nivel de ductilidad esperado (alto o medio), la regularidad de la estructura, la existencia de irregularidades en planta, en elevación y una combinación de ambas. En el cálculo de los factores de reducción que se muestran en las tablas se aplican los valores extremos sugeridos en el EC-8, entendiéndose que entre los máximos y los mínimos se encuentra un rango de valores que, tal como se ha indicado, quedan a juicio del proyectista. Asimismo, se aplican incrementos a los factores de reducción en virtud de la existencia de planes especiales de control de calidad en la elaboración del proyecto. En las tablas 2.8 y 2.9, las siglas CPC y NPC significan que el proyecto cuenta o no, respectivamente, con un plan de control de calidad.

**Factores de reducción R. Edificios con pantallas a cortante**

Para este tipo estructural, que comprende una amplia gama de configuraciones, inclusive combinaciones con

**Tabla 2.8** Factores de reducción para estructuras porticadas con nivel de ductilidad alto.

	Factor Básico $q_0$	Factor de reducción por redundancia $\alpha_u/\alpha_1$	Factor por modo predominante de fallo $K_w$	Regulares		Irregulares					
						En planta		En elevación		Planta elevación	
				q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)
Un sólo nivel	4,50	1,10	1,00	4,95	5,94	4,50	5,40	4,13	4,95	3,75	4,50
Múltiples niveles, un sólo vano	4,50	1,20	1,00	5,40	6,48	4,50	5,40	4,50	5,40	3,75	4,50
Múltiples niveles, múltiples vanos	4,50	1,30	1,00	5,85	7,02	4,50	5,40	4,88	5,85	3,75	4,50

NPC: Edificio sin proyecto de control de calidad.  
 CPC: Edificio con proyecto de control de calidad.

estructuras porticadas, se prescribe un factor de reducción que varía en función del modo de fallo predominante. En las tablas 2.10, 2.11 y 2.12 se muestran los valores correspondientes a estructuras con pantallas a cortante para ductilidades bajas y altas, adoptándose el valor de  $k_w = 1$  para los casos con predominio de fallo por flexión y de  $k_w = 0,5$  que es la cota mínima normal, para edificios predominio de fallo por cortante.

La aplicación de los factores de reducción del EC-8 no conduce a valores únicos para una ductilidad esperada, sino que proporciona un rango de valores que

depende, por un lado, de la capacidad para disipar energía de las estructuras y de su reserva de resistencia y, por el otro, de los controles del proyecto. Dichos controles aseguran el cumplimiento de las prescripciones de la norma, lo que conduce al incremento de la capacidad disipativa de la estructura. Como ejemplo, en las figuras 2.8 y 2.9 se muestran los espectros elásticos e inelásticos de proyecto para ductilidad alta y para suelos rocosos (suelos de tipo A en el EC-8) o muy rígidos (suelos de tipo B en el EC-8), respectivamente. La descripción de los tipos de suelo del EC-8 puede verse en el Anexo.

**Tabla 2.9** Factores de reducción para estructuras porticadas con nivel de ductilidad media.

	Factor Básico $q_0$	Factor de reducción por redundancia $\alpha_u/\alpha_1$	Factor por modo predominante de fallo $K_w$	Regulares		Irregulares					
						En planta		En elevación		Planta elevación	
				q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)
Un solo nivel	3,00	1,10	1,00	3,30	3,96	3,00	3,60	2,75	3,30	2,50	3,00
Múltiples niveles, un sólo vano	3,00	1,20	1,00	3,60	4,32	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00
Múltiples niveles, múltiples vanos	3,00	1,30	1,00	3,90	4,68	3,00	3,60	3,25	3,90	2,50	3,00

NPC: Edificio sin proyecto de control de calidad.  
CPC: Edificio con proyecto de control de calidad.

**Tabla 2.10** Factores de reducción para estructuras con pantallas a cortante con nivel de ductilidad bajo.

	Factor Básico $q_0$	Factor de reducción por redundancia $\alpha_u/\alpha_1$	Factor por modo predominante de fallo $K_w$	Regulares		Irregulares					
						En planta		En elevación		Planta elevación	
				q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)
Un sólo nivel	4,00	1,00	1,00	4,00	4,80	4,00	4,80	3,33	4,00	3,33	4,00
Múltiples niveles, un sólo vano	4,00	1,10	1,00	4,40	5,28	4,00	4,80	3,67	4,40	3,33	4,00
Múltiples niveles, múltiples vanos	4,00	1,20	1,00	4,80	5,76	4,00	4,80	4,00	4,80	3,33	4,00

NPC: Edificio sin proyecto de control de calidad.  
CPC: Edificio con proyecto de control de calidad.

Los factores típicos de reducción contemplados en el EC-8 se muestran en la Figura 2.10, para estructuras porticadas y una combinación de suelos rocosos (suelo de tipo A en el EC-8). Se observa que un espectro de factores de reducción tiene dos ramas: una rama creciente y constante, y una que se reduce una vez alcanzado el período máximo de aceleración constante del espectro elástico de proyecto. Además, el EC-8 define un valor mínimo de la aceleración de cálculo para los períodos altos, razón por la que se observa un cambio de pendiente en la rama

descendente del espectro de factores de reducción a partir del período de 2 segundos.

**2.3.4 Factores de reducción de respuesta en la norma sismorresistente española**

La norma sismorresistente española NCSE-02 prevé el cálculo elástico de las estructuras partiendo de la reducción de las ordenadas del espectro de respuesta en aceleraciones por el coeficientes de respuesta  $\beta$ . Dicho coeficiente es función de la

**Tabla 2.11** Factores de reducción para estructuras con pantallas a cortante con nivel de ductilidad alto, modo de fallo predominante por cortante.

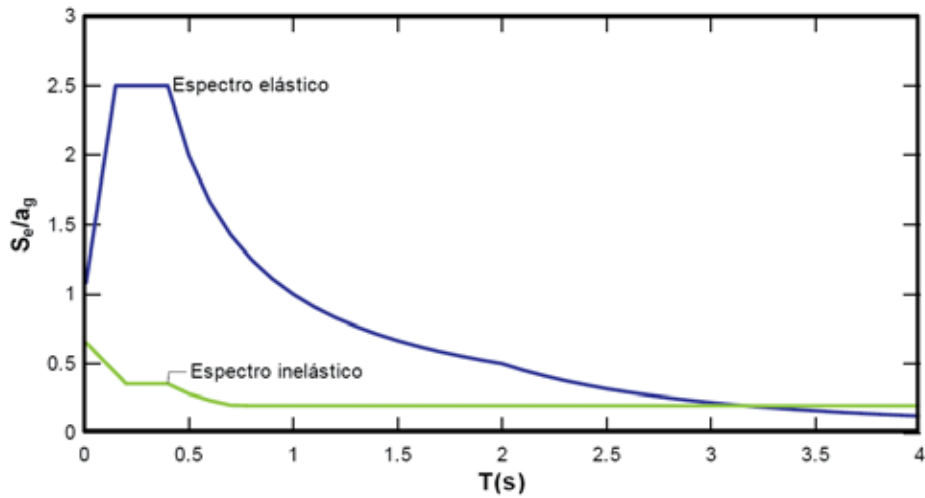
	Factor Básico $q_0$	Factor de reducción por redundancia $\alpha_u/\alpha_1$	Factor por modo predominante de fallo $K_w$	Regulares		Irregulares					
						En planta		En elevación		Planta elevación	
				q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)
Un sólo nivel	4,00	1,00	0,50	2,00	2,40	2,00	2,40	1,67	2,00	1,67	2,00
Múltiples niveles, un sólo vano	4,00	1,10	0,50	2,20	2,64	2,00	2,40	1,83	2,20	1,67	2,00
Múltiples niveles, múltiples vanos	4,00	1,20	0,50	2,40	2,88	2,00	2,40	2,00	2,40	1,67	2,00

NPC: Edificio sin proyecto de control de calidad.  
 CPC: Edificio con proyecto de control de calidad.

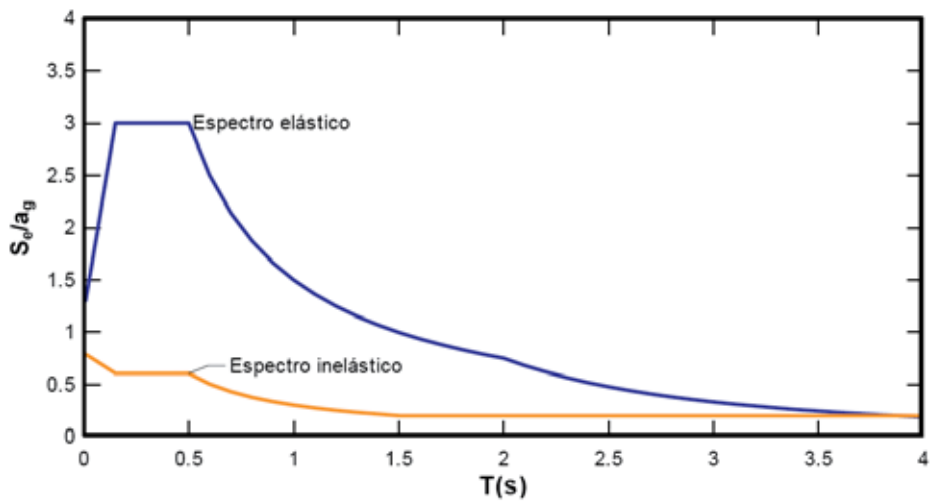
**Tabla 2.12** Factores de reducción para estructuras con pantallas a cortante con nivel de ductilidad alto, modo de fallo predominante por flexión.

	Factor Básico $q_0$	Factor de reducción por redundancia $\alpha_u/\alpha_1$	Factor por modo predominante de fallo $K_w$	Regulares		Irregulares					
						En planta		En elevación		Planta elevación	
				q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)	q (NPC)	q (CPC)
Un sólo nivel	3,00	1,00	1,00	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00	2,50	3,00
Múltiples niveles, un sólo vano	3,00	1,10	1,00	3,30	3,96	3,00	3,60	2,75	3,30	2,50	3,00
Múltiples niveles, múltiples vanos	3,00	1,20	1,00	3,60	4,32	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00

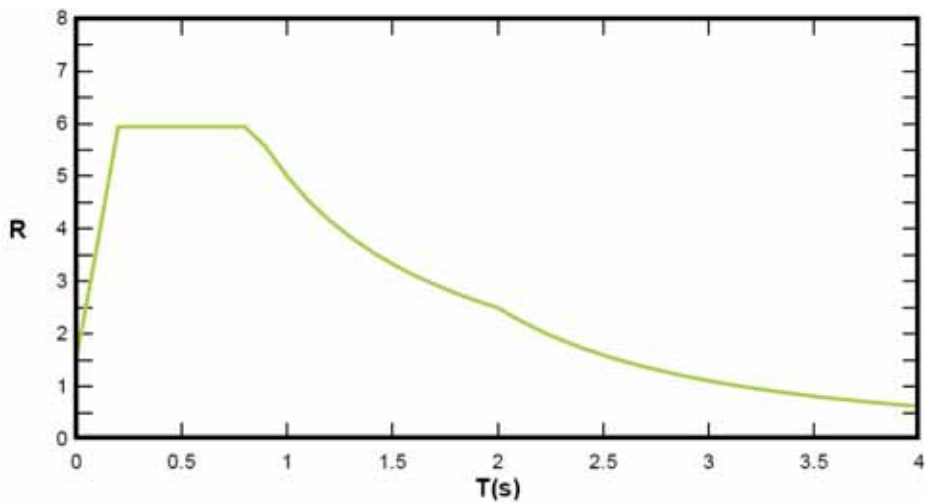
NPC: Edificio sin proyecto de control de calidad.  
 CPC: Edificio con proyecto de control de calidad.



**Figura 2.8** Espectros de proyecto, elástico e inelásticos, para sistemas porticados con ductilidad alta, suelos rocosos (tipo A en el EC-8).



**Figura 2.9** Espectros de diseño, elásticos e inelásticos, para sistemas porticados con ductilidad alta, suelos rocosos (tipo A en el EC-8).



**Figura 2.10** Espectros de factores de reducción para estructuras porticadas y suelo tipo A en el EC-8.



ductilidad esperada y del porcentaje de amortiguamiento crítico que la misma norma prescribe para los diferentes materiales que constituyen el sistema estructural

$$\beta = \frac{\nu}{\mu} \quad (2.9)$$

donde  $\nu$  es el factor de modificación en función del amortiguamiento, calculado de acuerdo con la expresión (2.3) y  $\mu$  es el coeficiente de comportamiento por ductilidad. La norma establece los valores del amortiguamiento típicos para estructuras usuales teniendo en cuenta la ecuación (2.3). Dichos valores no sólo son aplicados a la reducción del espectro elástico, sino también al incremento de sus ordenadas cuando corresponda. Los valores del coeficien-

te de comportamiento por ductilidad  $\mu$ , se indican en la Tabla 2.13.

Si bien la norma NCSE-02 no define directamente el uso de factores de reducción, éstos se expresan aquí como el inverso de los coeficientes de respuesta  $\beta$ , para poder comparar dicha norma con otras. De esta forma, se obtienen unos valores  $R=1/\beta$  para cada uno de los niveles de ductilidad, que dependen fundamentalmente de la capacidad de las estructuras de disipar energía frente a la acción de cargas cíclicas, con elementos estructurales expresamente diseñados para tal fin y acoplados en las dos direcciones principales de la estructura. Los valores de los factores de reducción de respuesta se muestran en las tablas 2.14, 2.15 y 2.16, para ductilidad alta, intermedia y baja, respectivamente.

**Tabla 2.13** Parámetros  $\nu$  y  $\mu$  para el cálculo del factor de reducción previstos en la norma NCSE-02.

Tipo de estructura	Compartimentación	Amortiguamiento (% del crítico)	Ductilidad		
			Alta	Intermedia	Baja
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4,00	4,00	3,00	2,00
	Compartimentada	5,00	4,00	3,00	2,00

**Tabla 2.14** Factores de reducción de la norma NCSE-02 para ductilidad alta.

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad	Amortiguamiento	Multiplicador	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4,00	1,09	0,27	3,66
	Compartimentada	4,00	1,00	0,25	4,00

**Tabla 2.15** Factores de reducción de la norma NCSE-02 para ductilidad intermedia.

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad	Amortiguamiento	Multiplicador	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	3,00	1,09	0,36	2,74
	Compartimentada	3,00	1,00	0,33	3,00

**Tabla 2.16** Factores de reducción de la norma NCSE-02 para ductilidad baja.

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad	Amortiguamiento	Multiplicador	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	2,00	1,09	0,55	1,83
	Compartimentada	2,00	1,00	0,50	2,00
Estructura con muros de corte	Compartimentada	2,00	0,93	0,46	2,15

**Espectros inelásticos de proyecto**

En la norma NCSE-02 se incluyen espectros elásticos de cálculo que dependen del tipo de suelo caracterizado por las velocidades de ondas de cortante. Sin embargo, no se hace referencia directa a espectros inelásticos de proyecto. El coeficiente sísmico,  $\alpha$ , indicado para cada planta  $i$ , es función del valor de la ordenada del espectro elástico correspondiente al período de la estructura, afectado por el coeficiente de respuesta  $\beta$  definido anteriormente. Es necesario señalar que los procedimientos normativos difieren debido a que, en el cálculo de los desplazamientos modales, los coeficientes de respuesta se aplican de forma lineal para los valores de las ordenadas de aceleración constante, mientras que para el rango de los períodos bajos, el coeficiente se aplica de forma variable, dependiente del rango del período de la estructura. De esta forma, para el rango de períodos  $T_i < T_A$  se tiene

$$\alpha_i = 1 + (2,5\beta - 1) \frac{T_i}{T_A} \quad (2.10)$$

donde  $\alpha_i$  es el coeficiente sísmico,  $\beta$  el coeficiente de respuesta,  $T_i$  el período de la estructura,  $T_A$  período de inicio de aceleración constante del espectro elás-

tico de diseño y  $\alpha$  la ordenada del espectro elástico de diseño (véase la Figura 2.3). Para el resto de los períodos del espectro,  $T_i > T_A$  los coeficientes sísmicos vienen dados por

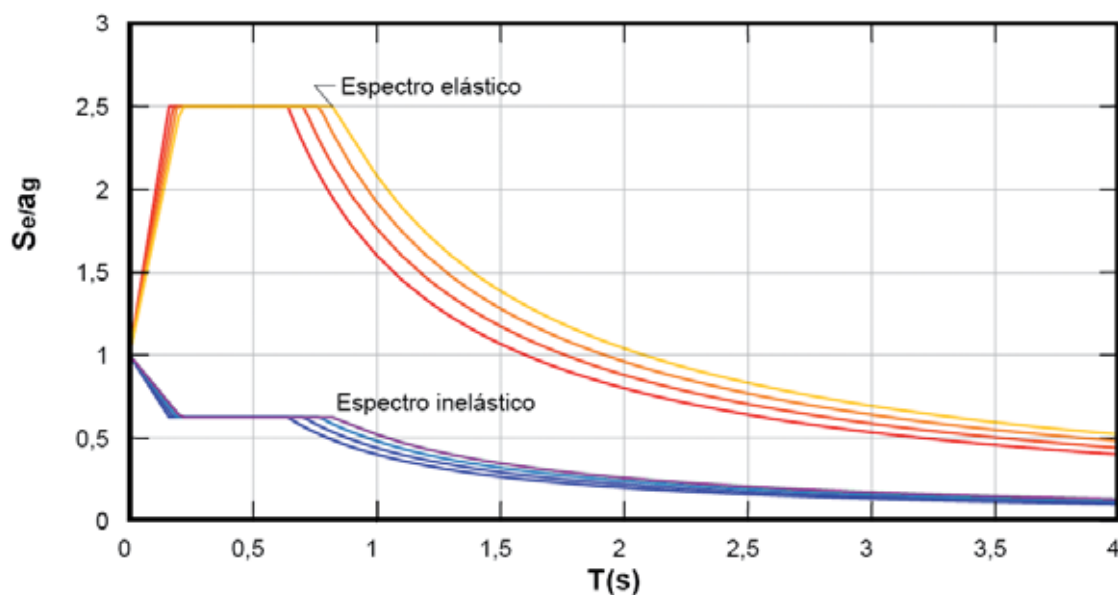
$$\alpha_i = \alpha \cdot \beta \quad (2.11)$$

En la Figura 2.11 se muestran los espectros correspondientes a un suelo firme de compacidad media, clasificado como de tipo III (ver el Anexo), reducidos por el factor de estructura porticada compartimentada, para un nivel de ductilidad alto. Cabe indicar que tanto los espectros elásticos como los inelásticos muestran ramas de aceleración constante para distintos rangos de períodos.

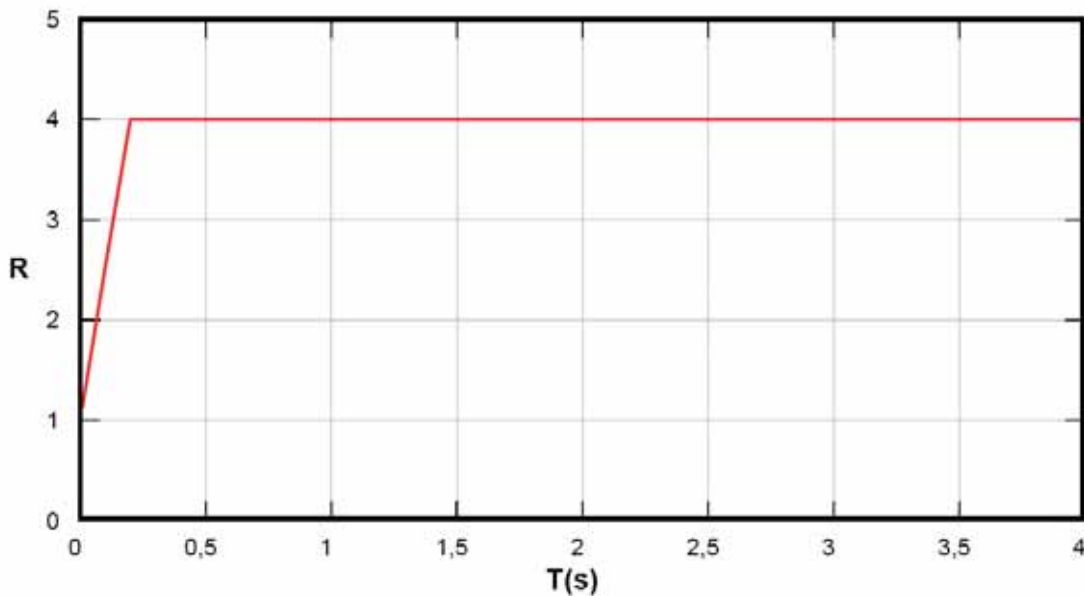
Finalmente, en la Figura 2.12 se ha representado el espectro de los factores de reducción de respuesta típico correspondiente a la norma NCSE-02. Se distinguen las dos ramas: la primera variable en función del período  $T$  y la segunda con valores constantes e iguales al valor de la ductilidad  $\mu$ .

**2.3.5 Factores de reducción de respuesta en la norma venezolana**

Los factores de reducción son prescritos de forma directa en la norma venezolana Covenin 1756-98 y sus valo-



**Figura 2.11** Espectros de proyecto, elástico e inelásticos, para sistemas porticados con alta ductilidad, sobre suelo tipo III de la norma NCSE-02.



**Figura 2.12** Espectro típico de los factores de reducción de la norma NCSE-02, para suelos blandos (tipo III de la NCSE-02).

res dependen de dos características. La primera vincula los niveles de reducción de ordenadas espectrales con el nivel de diseño aplicado, obligando esto al cumplimiento de ciertas condiciones que garanticen la ductilidad de las estructuras. La segunda está relacionada con la tipología estructural utilizada, correspondiendo los niveles más altos de reducción de la respuesta a las estructuras porticadas (Tipo I) y los más bajos a las estructuras incapaces de tener un comportamiento asimilable al de las que responden como diafragma rígido.

Los valores máximos de los factores de reducción son los que en anteriores versiones de la norma correspondían a la ductilidad, sin que intervengan en su determinación factores adicionales tales como la reserva de resistencia o el amortiguamiento.

**Tabla 2.17** Factor de reducción en la norma Covenin 1756-98 para estructuras de hormigón armado.

Nivel de diseño	Estructuras de hormigón armado				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,00	5,00	4,50	5,00	2,00
ND2	4,00	3,50	3,00	3,50	1,50
ND1	2,00	1,75	1,50	2,00	1,25

En las tablas 2.17, 2.18 y 2.19 se muestran los valores máximos para tres familias de estructuras: de hormigón armado, de acero y mixtas de hormigón armado y acero. En cuanto a la influencia de

**Tabla 2.18** Factor de reducción en la norma Covenin 1756-98 para estructuras de acero.

Nivel de diseño	Estructuras de acero				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,00	5,00	4,00	6,00	2,00
ND2	4,50	4,00	-	-	1,50
ND1	2,50	2,25	2,00	-	1,25

**Tabla 2.19** Factor de reducción en la norma Covenin 1756-98 para estructuras mixtas de hormigón armado y acero.

Nivel de diseño	Estructuras de hormigón armado y acero				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,00	5,00	4,00	6,00	2,00
ND2	4,00	4,00	-	-	1,50
ND1	2,25	2,50	2,25	-	1,00

las posibles irregularidades tanto en planta como en elevación, la normativa recomienda la aplicación global de factores de reducción iguales al 75 % de los señalados para estructuras regulares, sin hacer ninguna valoración sobre el tipo de irregularidad y sus posibles consecuencias sobre la respuesta dúctil de la estructura.

En estas tablas se incluyen los valores de los factores de reducción **R** por tipos de estructura, desde las más dúctiles (tipo I), para las que la estructura predominante es porticada, a las menos dúctiles (tipo IV) como son las estructuras sustentadas por una sola columna, sin diafragma rígido o con forjados de vigas planas. Los valores de **R** también dependen del nivel de diseño, siendo mayores para el nivel de diseño ND3 que requiere un armado más exigente de las secciones y de las conexiones entre elementos, y valores inferiores para el nivel de diseño sin consideraciones sismorresistentes (ND1).

**2.3.6 Factores de reducción de respuesta en el Uniform Building Code**

En el *Uniform Building Code* (UBC 97) se prescriben valores de los factores de reducción de respuesta que dependen del sistema resistente a fuerzas laterales predominante y del material utilizado en su construcción. El nivel de diseño queda implícitamente definido al hacerse referencia a la categoría de “pórticos especiales” que requiere el cumplimiento de las reco-

mendaciones de dimensionamiento y de los detalles de armado adecuados para zonas sísmicas. La Tabla 2.20 muestra aquellos valores de **R** que interesan en virtud de las estructuras que se consideran en la presente monografía. Se muestran también los valores de los factores de reserva de resistencia estructural, identificados en este caso como  $\Omega_0$ , que en el UBC-97 se asignan a cada tipo específico de estructura. Este factor es aplicado para incrementar las componentes horizontales de las cargas sísmicas,  $E_h$ , mediante la expresión:

$$E_m = \Omega_0 E_h \tag{2.12}$$

donde  $E_m$  es la máxima fuerza sísmica estimada.

Puede observarse que el UBC 97 considera valores de reducción evidentemente superiores a los del resto de las normas de diseño sismorresistente analizadas. Sin embargo, esta diferencia es sólo aparente, al considerarse en esta norma la posibilidad de incrementar las fuerzas de diseño teniendo en cuenta la redundancia estructural mediante la siguiente expresión:

$$1 \leq \rho = 2 - \frac{6,1}{r_{max} \sqrt{A_B}} \leq 1,5 \tag{2.13}$$

En la ecuación (2.13),  $A_B$  representa el área de la planta expresada en metros cuadrados,  $r_{max}$  es la relación entre el cortante máximo en los pilares y el cortante total de piso de la estructura. Esta expresión engloba lo que

**Tabla 2.20** Factores de reducción de respuesta y de reserva de resistencia, UBC-97.

Tipo de pórtico estructural	R	$\Omega_0$
1. Pórticos especiales resistentes a momentos		
a. Acero	8,5	2,8
b. Hormigón	8,5	2,8
2. Pórticos de mampostería resistentes a momentos	6,5	2,8
3. Pórtico intermedio resistente a momento	5,5	2,8
4. Pórticos ordinarios resistentes a momentos		
a. Acero	4,5	2,8
b. Hormigón	3,5	2,8
5. Pórticos de celosías de acero especiales resistentes a momentos	6,5	2,8

se puede interpretar como una especie de densidad,  $\rho$ , de los pilares que, en el caso de estructuras porticadas resistentes a momentos, son los encargados de resistir los esfuerzos cortantes inducidos por las cargas horizontales de los sismos. La ecuación (2.13) proporciona el valor  $\rho$  a utilizar en el cálculo de la fuerza sísmica de proyecto  $E$  mediante la ecuación

$$E = \rho E_h + E_v \quad (2.14)$$

donde  $E_v$  representa la componente vertical de la acción sísmica.

### 2.3.7 Factores de reducción de la respuesta en el IBC 2003

El *Internacional Building Code* (IBC 2003) presenta pocas diferencias respecto al UBC 97 en lo referente al cálculo de valores de los factores de reducción de respuesta; incluso el formato de presentación es similar en cuanto a los casos de diseño, sistema estructural y tipo de material utilizado. Los valores mencionados se incluyen en la Tabla 2.21, en la que se observa que los valores más altos corresponden a las estructuras cuya tipología permite desarrollar un mejor comportamiento dúctil.

Los factores de reducción pueden ser modificados mediante el factor de importancia del edificio, que incrementa las fuerzas de diseño en el caso de los

edificios considerados como esenciales. Tanto en la norma UBC-97 como en la IBC-2003, la reserva de resistencia y la redundancia se consideran en forma explícita mediante factores de amplificación de las fuerzas sísmicas de proyecto.

### 2.3.8 Factores de reducción de respuesta en la norma neozelandesa

La norma neozelandesa NZS 1170.0:2002 utiliza factores de reducción que dependen de los valores de la ductilidad, siendo esta última fijada en función del tipo de estructura resistente predominante y del tipo de material que la compone. Los valores de ductilidad son directamente aplicados en la reducción de las fuerzas sísmicas de piso. En la Tabla 2.22 se muestra el resumen de los factores de reducción para tres niveles de ductilidad: estructuras que se espera que tengan una respuesta elástica, estructuras con una ductilidad intermedia y estructuras que, bajo condiciones especiales de proyecto, son capaces de desarrollar grandes desplazamientos laterales evitando el colapso por cargas verticales.

### 2.3.9 Factores de reducción de respuesta en la norma japonesa (JBSL 2004)

En la norma japonesa, *Japanese Building Standard Law* 2004, los factores de reducción de respuesta se calculan como los inversos de los factores de ductilidad y,

**Tabla 2.21** Factores de reducción de respuesta y de reserva de resistencia IBC 2003.

	R	$\Omega_0$
Pórticos especiales de acero resistentes a momentos	8,0	3,0
Pórticos de celosías de aceros especiales resistentes a momentos	7,0	3,0
Pórticos intermedios de acero resistentes s momentos	4,5	3,0
Pórticos especiales de hormigón resistentes a momentos	3,5	3,0
Pórticos intermedios de hormigón armado resistentes a momentos	5,0	5,0
Pórticos ordinarios de hormigón armado resistentes a momentos	3,0	3,0
Pórticos especiales de compuestos resistentes a momentos	8,0	8,0
Pórticos intermedios de compuestos resistentes a momentos	5,0	5,0
Pórticos de compuestos parcialmente restringidos resistentes a momentos	6,0	6,0
Pórticos ordinarios de compuestos resistentes a momentos	3,0	3,0
Pórticos de muros de mampostería	5,5	5,5

**Tabla 2.22** Factores de reducción de respuesta en la norma neozelandesa NZS 1170.0:2000.

	Material predominante en la estructura			
	Acero estructural	Hormigón armado	Hormigón pretensado	Mampostería reforzada
<b>Estructuras con respuesta elástica</b>	1,25	1,25	1,00	1,25
<b>Estructuras con ductilidad limitada</b>				
Pórticos diagonalizados				
Cedencia en tensión y compresión	3,00	-	-	-
Cedencia en compresión solamente	3,00	-	-	-
Pórticos resistentes a momentos	3,00	3,00	2,00	2,00
Muros	3,00	3,00	-	2,00
Muros cargados en voladizo	-	2,00	-	2,00
<b>Estructuras dúctiles</b>				
Pórticos diagonalizados	6,00	-	-	-
Pórticos resistentes a momentos	6,00	6,00	5,00	4,00
Muros	-	5,00	-	4,00
Pórticos con diagonales excéntricas	6,00	-	-	-

además, los valores dependen del grado de ductilidad que sea preciso desarrollar en cada nivel del edificio.

La norma considera valores del factor de reducción que dependen del material de la estructura, asignando mayores valores de reducción a las estructuras de acero en comparación con los de las estructuras de hormigón armado. En las tablas 2.23 y 2.24 se muestran los valores previstos, que también dependen de la tipología estructural predominante en el edificio, así como también del nivel de ductilidad que el proyectista dispone para los elementos de cada nivel.

Los factores mostrados en estas tablas indican que la norma japonesa tiene como criterio el de proyectar los edificios para ductilidades bajas, lo que conduce a estructuras más rígidas, con períodos propios más bajos que los de los edificios proyectados mediante otras normas sismorresistentes del mundo. También es necesario indicar que la norma contempla la penalización de la reducción de las fuerzas sísmicas mediante la aplicación de factores que valoran la regularidad en planta y elevación de la estructura.

### 2.3.10 Comparación de los factores R correspondientes a diferentes normas sismorresistentes

El primer aspecto a resaltar es que sólo en el EC-8 existe una referencia explícita a un factor básico de ductilidad que depende de la ductilidad global que puedan desarrollar las estructuras correctamente diseñadas. En las normas españolas (NCSE-02) y venezolana (Covenin 1756-98) los factores de reducción tienen un factor componente que depende exclusivamente de la ductilidad  $R_{\mu}$ , para la cual se fijan niveles de diseño que no son más que un marco de especificaciones mínimas que se deben cumplir en la etapa de proyecto. Los dos factores componentes del factor R del Eurocódigo 8 (EC-8) que dependen de la reserva de resistencia y del amortiguamiento, se incorporan mediante coeficientes multiplicadores que varían en función de la redundancia estructural  $R_R$  y del amortiguamiento de los materiales de la estructura  $R_{\zeta}$ . En la norma no se realiza una referencia directa a este último coeficiente pero sí se utilizan coeficientes de seguridad diferentes para las estructu-

**Tabla 2.23** Factores de reducción de respuesta para edificios de acero en la JBSL 2004.

Edificios de acero			
Ductilidad	Pórtico resistente a momentos	Otro tipo de pórtico	Pórtico con barras a compresión
Excelente	0,25	0,30	0,35
Buena	0,30	0,35	0,40
Regular	0,35	0,40	0,45
Pobre	0,40	0,45	0,50

**Tabla 2.24** Factores de reducción de respuesta para edificios de hormigón armado en la JBSL 2004.

Edificios de hormigón armado			
Ductilidad	Pórtico resistente a momentos	Otro tipo de pórtico	Pórtico con barras a compresión
Excelente	0,30	0,35	0,40
Buena	0,35	0,40	0,45
Regular	0,40	0,45	0,50
Pobre	0,45	0,50	0,55

ras de acero, porticadas de hormigón armado y con pantallas a cortante.

La NCSE-02 es la única de las normas revisadas que hace una referencia directa a la influencia del amortiguamiento en el cálculo de los factores de reducción. Sin embargo, recomienda el valor promedio para el comportamiento de las diferentes estructuras, clasificadas de acuerdo con sus materiales, sin hacer referencia a valores que dependan de los muros divisorios no estructurales, que se ha demostrado que alteran los valores esperados del amortiguamiento de las estructuras. En la Norma Covenin 1756-98 no se señala la participación del amortiguamiento estructural en la determinación de los factores de reducción **R**; sólo es posible seleccionar valores de **R** ligeramente superiores en el caso de las estructuras porticadas de acero.

La consideración de la amplificación de las acciones sísmicas cuando atraviesan distintos tipos de suelos se encuentra de forma explícita en el EC-8 y en la Norma Covenin 1756-98, al incluir ambos valores de factores de amplificación dinámica  $\beta$  que dependen

de las características geotécnicas, generalmente representadas por la velocidad de ondas de cizallamiento y por los espesores de los estratos. La NCSE-02 considera la misma amplificación independientemente del tipo de suelo, variando únicamente el rango de períodos para el cual el espectro es constante. Es decir, se varían los valores de  $T_A$  y  $T_B$  de la Figura 2.3, con el resultado que puede verse en la Figura 2.11.

En cuanto a los valores de los factores **R**, es interesante notar que sólo el EC-8 presenta limitaciones a las aceleraciones para las estructuras con períodos largos (superiores a los 2 s), limitando explícitamente la aceleración a considerar en el cálculo inelástico a un valor mínimo de 0,2 veces la aceleración espectral normalizada. Este último aspecto hace que el espectro de factores de reducción tenga cuatro ramas bien diferenciadas: la de los períodos cortos que se calcula a partir de la regla de igual energía; la de los períodos intermedios con aceleraciones constantes; una tercera rama decreciente, de desplazamientos constantes, proporcional a la rama decreciente del espectro elástico; y una última rama que no decrece de la misma forma que la tercera, consecuencia de la cota inferior de las aceleraciones de diseño.

El período característico para el cual se produce la transición entre la rama creciente dependiente del período y la rama horizontal dependiente de la ductilidad, presenta cierta uniformidad en los tres códigos analizados. Estos valores se encuentran entre 0,2 s y 0,4 s, y corresponden a períodos típicos de los espectros de respuesta obtenidos con registros sobre suelos rocosos o muy duros. Sin embargo, trabajos recientes han demostrado que el período característico depende del período del suelo.

Finalmente, se puede observar la importancia que se da en las normas analizadas a la relación que existe entre el valor de la ductilidad estructural y la exigencia del detalle de armado que debe considerarse en el proyecto de la estructura. Por ejemplo, la norma NCSE-02, por permitir ciertas irregularidades de la estructura y detalles de armado menos rigurosos para los elementos estructurales y los nudos, establece niveles máximos de ductilidad que se encuentran por debajo de los valores máximos especificados en el EC-8.

## 2.4 EFECTO DE LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL SOBRE LA DUCTILIDAD

En este apartado se explica el efecto de la tipología estructural sobre la ductilidad estructural desde el punto de vista de las recomendaciones que hacen las diferentes normas. En algunos casos, las normas se encargan explícitamente de recomendar o desaprobar la utilización de un sistema estructural específico en zonas de mediana y alta amenaza sísmica. En otros casos, las limitaciones impuestas a los sistemas estructurales menos adecuados hacen que su utilización no sea viable bien por razones de índole económica, o bien por razones de tipo tecnológico.

### 2.4.1 Dimensionamiento de las cimentaciones

El EC-8 contiene una serie de recomendaciones para el diseño conceptual, entre las que se incluye las siguientes recomendaciones:

- Se permite utilizar un sistema de cimentaciones mixto, sobre todo cuando el edificio está formado por tramos con diferentes características dinámicas.
- Las dimensiones de las cimentaciones deben ser tales que permitan disponer de la rigidez necesaria para transmitir las cargas desde la superestructura hacia el terreno.
- En el dimensionamiento de las cimentaciones deben considerarse los posibles desplazamientos horizontales que pueden producirse entre los elementos verticales de la superestructura.
- En el análisis de las cimentaciones se permite considerar la reducción del movimiento sísmico con la profundidad, siempre que exista un estudio que justifique tal reducción.

### 2.4.2 Criterios de diseño conceptual de las estructuras

Respecto a los edificios, el EC-8 considera indispensable que en el proyecto se consideren desde un principio los efectos de la amenaza sísmica en el emplazamiento. Partiendo de esta consideración, en

la norma se plantean criterios de proyecto que se resumen a continuación:

- Las estructuras deben ser sencillas, permitiendo una clara transmisión de las fuerzas desde el sistema de forjados hasta las cimentaciones.
- Las estructuras deben mantener una uniformidad general (en planta y en alzado, de rigidez y de masas) que les permita evitar la concentración de esfuerzos o de altas demandas de ductilidad.
- En el caso de los edificios no uniformes en planta, el proyectista debe subdividir el edificio en estructuras dinámicamente independientes, mediante la disposición de juntas estructurales. En todo caso, la respuesta de los cuerpos independientes resultantes deberá ser verificada para evitar los problemas asociados con el golpeteo.
- La distribución de masas en las plantas debe garantizar que no se generen grandes excentricidades para reducir, de esta manera, el efecto de la torsión global de la estructura.
- En la mayoría de los casos, los edificios que se proyectan de acuerdo con patrones de simetría, tienden a mantener los criterios de uniformidad en planta y alzado mencionados anteriormente.
- Se recomienda incorporar elementos que aseguren un alto grado de redundancia de las estructuras, para que tengan la capacidad de redistribuir los momentos sin pérdida de estabilidad.
- Las estructuras deben ser capaces de soportar acciones sísmicas que actúen en cualquier dirección. Para asegurar el cumplimiento de este precepto, el sistema estructural debe tener características resistentes similares en ambas direcciones.
- Si el proyectista decide reducir la acción sísmica que actúa sobre la estructura incrementando el período fundamental de ésta –lo que podrá conseguir reduciendo la rigidez lateral de la misma–, deberá garantizar que los desplomes se mantengan dentro del rango admitido por la norma.
- En aquellos edificios en los que los efectos de la torsión sean inevitables, se recomienda



prever elementos resistentes adicionales en la periferia de la planta o incrementar la resistencia de los elementos existentes, puesto que es dónde suelen concentrarse las mayores demandas por torsión.

- Los forjados, incluyendo el de cubierta, deben ser dimensionados para garantizar la uniformidad en la transmisión de las fuerzas sísmicas hacia los elementos resistentes verticales (pilares y/o pantallas a cortante). Para ello, dichos forjados deben comportarse como diafragmas de gran rigidez. Debe prestarse especial atención a los forjados que se colocan a diferentes niveles, puesto que pueden dar origen a torsión o a líneas de pilares cortos.
- Debe cuidarse el dimensionamiento de las secciones de los elementos de conexión entre los forjados y los elementos estructurales verticales, así como sus detalles de armado.
- Un cuidado especial requieren los forjados con grandes aberturas, sobre todo cuando éstas se encuentran ubicadas hacia las zonas de conexión con los elementos resistentes verticales.
- La contribución de la rigidez lateral de los elementos secundarios nunca debe superar el 15 % de la rigidez lateral del edificio.

Todas estas medidas tienen como objetivo garantizar, por una parte, la integridad del sistema estructural en general y, por otra parte, asegurar que la estructura se comporta de acuerdo con el modelo de cálculo utilizado. A pesar de los efectos indeseados que inducen las irregularidades, el EC-8 no desaconseja explícitamente el proyecto de estructuras irregulares. Sin embargo, aplica unos factores de penalización que son incluidos en la determinación de los factores de reducción que, en este caso, son los factores de reducción  $R$ .

En conclusión, los criterios relacionados con la tipología estructural afectan a los factores de reducción de la repuesta. Esto significa que a medida que la estructura es más irregular es de esperar que su comportamiento dúctil empeore, por lo que se aplica un factor de reducción menor, con el consecuente incremento de las fuerzas sísmicas de diseño.

### 2.4.3 Criterios aplicados a la regularidad en planta

- Se recomienda que la forma general de la planta sea un polígono convexo cerrado. Si existen entrantes cóncavos, debe examinarse cuidadosamente el efecto de éstos sobre el resto de la estructura. Se recomienda evitar plantas con formas abiertas en forma de L, H, C o X, tal como se muestran en la Figura 2.13, ya que los extremos de los diferentes cuerpos del edificio deben tener una rigidez en el plano que, al menos, iguale la rigidez del cuerpo central. De esta manera es posible garantizar el comportamiento del forjado como diafragma rígido.
- Tal como se ha visto anteriormente, la rigidez en planta correspondiente al nivel del forjado es mucho mayor que la rigidez lateral, por lo que cualquier deformación en el plano puede ser ignorada.
- Se limita la relación de esbeltez entre los lados que forma una planta, de manera que el cociente obtenido dividiendo el lado mayor por el lado menor no sea mayor que 4.
- Se limita la relación entre las excentricidades, de manera que éstas no sean mayores que el 30 % del radio de torsión. Especial cuidado debe prestarse a los edificios con núcleos de

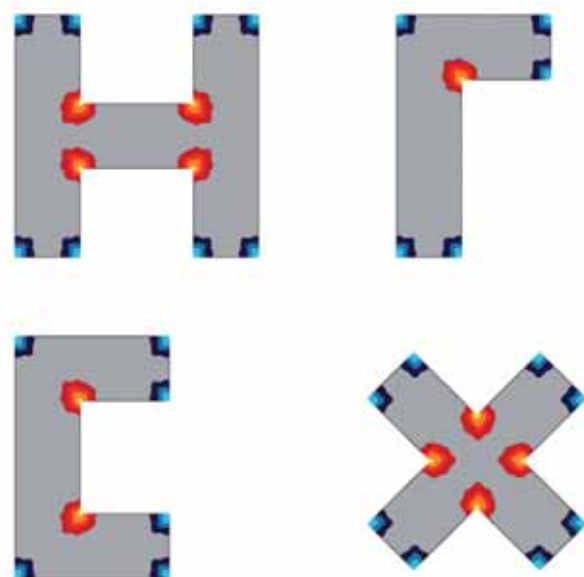


Figura 2.13 Configuraciones con entrantes, consideradas irregularidades en planta.

pantallas a cortante de hormigón, los cuales no deben originar excentricidades muy grandes. Además, dichas pantallas deben ser continuas desde la cimentación hasta la cubierta para no causar variaciones en la ubicación de los centros de rigidez de las diferentes plantas.

**2.4.4 Criterios aplicados a la regularidad en elevación**

- Se espera que los edificios mantengan o reduzcan su rigidez y sus masas con la altura. Configuraciones contrarias, como por ejemplo, las de los edificios cuya rigidez crece con la altura o cuya masa crece con la altura contravienen las recomendaciones de las normas, por lo que son penalizadas.
- La rigidez total de los pilares correspondientes a un nivel no debe diferir mucho de la rigidez correspondiente a los pilares de los niveles adyacentes. Es decir, no debe haber cambios bruscos de rigidez de los elementos verticales de un edificio.

- Existen casos de edificios cuyas dimensiones en planta se reducen con la altura. Aparentemente, este hecho no contraviene a ninguno de los criterios de proyecto anteriormente citados. Sin embargo, la práctica usual del proyecto de edificios ha demostrado que la reducción de las plantas está inevitablemente acompañada por la reducción del área de la sección resistente vertical (el área total de pilares de una planta). Este hecho, que puede llegar a producir una brusca reducción de la resistencia de un nivel respecto al inmediatamente inferior, requiere que se apliquen las recomendaciones que limiten dichas reducciones (véase la Figura 2.14).

**2.5 DEFECTOS DE DISEÑO CONCEPTUAL**

En el capítulo anterior se han revisado varios casos en los que una configuración inadecuada, que no cumpliera los preceptos de diseño conceptual, incidía en un comportamiento global inadecuado de la estructura, que era muy diferente al contemplado en el proyecto inicial. Son muchos, y de diferente naturaleza, los errores conceptuales que se pueden

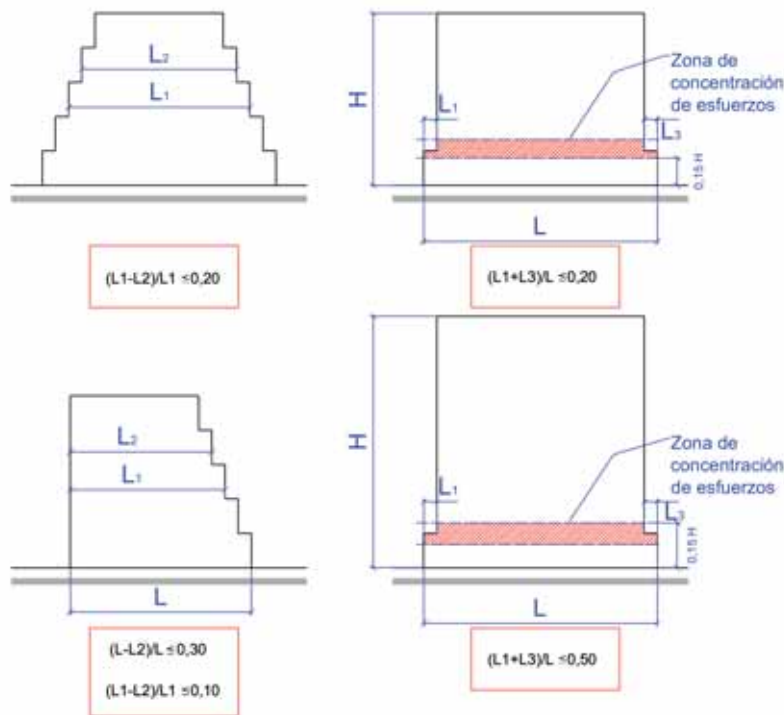


Figura 2.14 Irregularidades en alzado de los edificios.

cometer en la fase de proyecto. A continuación se describen y comentan algunos de los más usuales, encontrados en edificios que, si bien no han sufrido daños por acciones sísmicas, no están exentos de sufrirlos durante terremotos futuros.

La respuesta dinámica de los edificios puede alterarse cuando se incrementa la masa con la altura, caso que puede verse en la Fotografía 2.1. Este hecho hace que en los niveles de mayor masa se incrementen las fuerzas de piso, además de producir el incremento en los efectos torsionales sobre los pilares. Otro caso de variación de la masa de la planta con la altura se aprecia en la Fotografía 2.2. Es de hacer notar que la excentricidad en planta no sólo se incrementa con el crecimiento asimétrico de las dimensiones de ésta, hasta cierto punto controlable en las etapas de diseño de la edificación, sino también por la concentración de cargas debida al almacenamiento de materiales.

Otros errores de proyecto consisten en el uso de pilares cortos. El mecanismo de fallo por cortante que se produce en este caso se origina en el hecho de que los momentos en los extremos del pilar se deben equilibrar con los cortantes en la longitud efectiva del pilar, que es una distancia reducida. Esto hace que los cortantes en los extremos del pilar superen a los de proyecto, correspondientes al resto de los pilares del mismo nivel, que tienen una longitud normal. En la Fotografía 2.3 se observa un pilar construido entre una pantalla, que es un elemento muy rígido, y un forjado. Es evidente que los pilares con esta característica quedan expuestos al fallo por cortante anteriormente descrito.

Durante los reconocimientos post sísmicos es muy frecuente encontrar casos en los que se han producido daños por el efecto de pilar corto en edificios que han sido diseñados de forma adecuada, no sólo en lo que respecta a su configuración global, sino también en sus detalles de armado. Sin embargo, la no aplicación de criterios adecuados sobre la distribución de cerramientos, así como las posibles modificaciones de éstos realizadas durante la vida útil del edificio, pueden conducir al comportamiento de pilar corto,



**Fotografía 2.1** Irregularidad en planta: crecimiento de las plantas con la altura.



**Fotografía 2.2** Variación de la masa de las plantas y discontinuidad en líneas resistentes verticales.



**Fotografía 2.3** Pilares cortos en un edificio.

como el que se muestra en la Fotografía 2.4. Puede observarse que los cercos existentes (colocados a una distancia inadecuada y en número insuficiente) fallaron bajo la acción del cortante, produciéndose el consecuente pandeo de la armadura longitudinal.

En el caso particular de los edificios con sistema estructural de forjados reticulares, el efecto de pilar corto puede ser inducido por los cambios de nivel de los forjados contiguos, agravándose el problema debido al bajo grado de redundancia de estos sistemas, que no permite transmitir las cargas bajo



**Fotografía 2.4** Efecto de fallo por cortante en un pilar corto.



**Fotografía 2.5** Juntas pilar-forjado que inducen al comportamiento de corte directo.

el hipotético fallo de alguno de estos pilares. En la Fotografía 2.5 puede verse un caso extremo, en el que el pilar corto se reduce a una sección sometida a corte directo.

En la Fotografía 2.5 también se puede apreciar otro aspecto que suele ser poco cuidado en el proyecto, como el de los núcleos de escaleras o de ascensores, que son de vital importancia a la hora de realizar cualquier labor de evacuación de un edificio después de una catástrofe. La mayor parte de los problemas que se producen se deben al hecho de que las subestructuras de circulación suelen tener períodos de vibración muy diferentes a las del resto del edificio, lo que puede conducir a desplomes seguidos de fallos localizados en los elementos verticales (pilares o pantallas a cortante). Otro de los efectos indeseados que puede ser originado por los núcleos de ascensor es que dichos núcleos, que se resuelven habitualmente mediante pantallas a cortante que tienen mayor rigidez que los pilares de la planta, pueden alterar la ubicación de los centros de rigidez, provocando el incremento de la excentricidad de la planta y de la torsión global del edificio.



**Fotografía 2.6** Falta de arriostramiento del pilar al nivel de forjado.

El comportamiento inadecuado de los pilares puede provocar desplomes excesivos de éstos a nivel de forjados. Este comportamiento se puede atribuir a la falta de arriostramiento lateral del pilar en una dirección, como se muestra en la Fotografía 2.6, en la que uno de los pilares se encuentra arriostrado mediante viga en una sola dirección, pero en la otra dirección la viga fue suprimida por requisitos arquitectónicos.

Un defecto grave consiste en no prever un sistema sencillo de transmisión de las cargas, inclusive las sísmicas, hasta la cimentación. Por ejemplo, en la Fotografía 2.7 se muestra un pilar que no tiene continuidad en el nivel inferior, lo que puede llegar a crear problemas si el forjado que lo sostiene llega a dañarse, originando un mecanismo que puede desencadenar el colapso de la estructura entera.

En la Fotografía 2.8 se muestra un edificio con planta baja débil. Esta situación se debe a la necesidad de contar con espacios abiertos de mayor altura en la planta baja, destinados principalmente al uso comercial. En la misma fotografía puede observarse como los paneles de mampostería (elementos no estructurales) no están confinados por los elementos resistentes verticales que no son ni pilares ni pantallas, sino más bien un intermedio entre ambos, lo que de por sí es un error.

Frecuentemente se proyectan estructuras con pilares dimensionados con áreas suficientes para controlar eficientemente los desplomes en una de las dos direcciones ortogonales de un edificio. Sin embargo, es necesario tener en cuenta la direccionalidad del sismo, por lo que se deben proyectar soportes verticales con suficiente rigidez en dos direcciones ortogonales. En la Fotografía 2.9 se muestra un edificio cuyos pilares muestran una gran diferencia de rigidez en una y otra dirección. También puede observarse otro defecto: no se respeta la continuidad de los ejes resistentes del edificio, como consecuencia de la ubicación de los pilares en la planta sin que se permita la formación de pórticos ortogonales. El hecho de desplazar los pilares por razones de espacio hace que algunas



**Fotografía 2.7** Discontinuidad de un pilar en las plantas inferiores de edificio.



**Fotografía 2.8** Planta baja libre en edificio.



**Fotografía 2.9** Deficiente distribución de rigidez en los pilares.



**Fotografía 2.10** Apoyo inadecuado de un forjado.

vigas se apoyen sobre otras vigas, lo que no permite la redistribución de momentos cuando plastifica alguno de los extremos de las vigas. Puede observarse como uno de los pilares está colocado debajo de una vigueta y no debajo del “nudo” formado por la intersección de dos vigas planas.

En la Fotografía 2.10 se muestra el inadecuado apoyo de un forjado sobre una viga metálica – siendo las viguetas simplemente apoyadas sobre la misma –, lo que no asegura suficiente rigidez en plano del forjado.



**Fotografía 2.11** Estructura singular, forjado postensado sobre juntas de neopreno.

La construcción de estructuras singulares, llamadas así por su particular configuración, por solucionar casos poco usuales o por utilizar técnicas constructivas novedosas, no deben realizarse al margen de los principios de diseño sismorresistente. Por ejemplo, en la Fotografía 2.11 se observa un edificio con una losa postensada que se sustenta sobre apoyos de neopreno colocados en la parte superior de los pilares de la planta baja. Este sistema ha sido concebido para soportar exclusivamente cargas de gravedad, puesto que los mencionados apoyos no impiden los movimientos frente a acciones horizontales.

# Capítulo 3

## El confinamiento del hormigón como mecanismo que asegura la ductilidad

*De acuerdo con lo que se ha expuesto en los capítulos anteriores, es evidente que el comportamiento estructural está condicionado por el de sus elementos. Dichos elementos se pueden ver solicitados durante los terremotos hasta tal punto que, para que la estructura no falle, tendrán que desarrollar una ductilidad mucho mayor que la prevista en el proyecto de la estructura. En este capítulo se revisa el efecto especial que tiene el confinamiento sobre la ductilidad de los elementos tipo viga, pilar y sus conexiones; se explica el proceso de formación de rótulas plásticas en casos de cargas dinámicas y cuasi estáticas. Luego se destaca la importancia de los aceros de alta ductilidad en el proyecto de estructuras ubicadas en zonas de alta y baja amenaza sísmica. Tal como se ha indicado en el capítulo anterior, la ductilidad de la sección llega a ser, en algunos casos, varias veces mayor que la ductilidad estructural. Esto implica que, para garantizar un adecuado comportamiento de la estructura, es fundamental garantizar un comportamiento adecuado de cada uno de sus elementos y uniones. La manera de asegurar el cumplimiento de este requisito es mediante la adopción a nivel de proyecto de soluciones de armado adecuadas, capaces de garantizar el confinamiento, la adherencia, el anclaje y las cuantías necesarias para que se cumpla el principio de pilar fuerte-viga débil. Finalmente, se describen aquellos detalles de armado que contribuyen al comportamiento dúctil de los elementos y se comentan diferentes casos reales de armado satisfactorio y otros de armado incorrecto de estructuras que han conducido a daños durante la acción de los terremotos.*

### 3.1 EI CONFINAMIENTO DEL HORMIGÓN Y SU EFECTO SOBRE LA DUCTILIDAD

Cuando se proyectan secciones de hormigón armado sometidas a flexo-compresión, el hormigón es tratado como si no estuviese confinado. Sin embargo, a medida que el nivel de tensiones se aproxima a la máxima resistencia del hormigón, y éste último comienza a aplastarse y a deformarse lateralmente, se topa con las armaduras longitudinales y transversales que reaccionan contra esta deformación produciendo un incremento de resistencia. Este es el efecto del confinamiento: una resistencia a compresión superior a la nominal considerada en el diseño, que incrementa la reserva de resistencia del elemento. Esto quiere decir que si la zona comprimida de una sección de hormigón armado se confina mediante cercos distribuidos de forma correcta, el hormigón experimentará un incremento sustancial en su resistencia en dicha zona con lo que se puede obtener un comportamiento más dúctil del elemento.

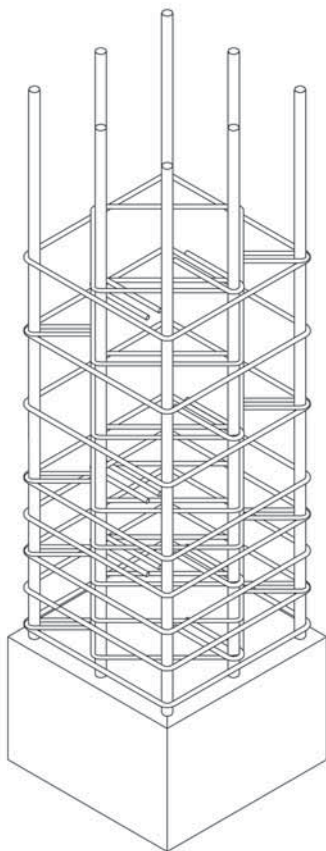
En las figuras 3.1 y 3.2 se muestran detalles típicos de armado para elementos de hormigón armado, adecuados para zonas de gran peligrosidad sísmica, que permiten desarrollar altas ductilidades estructurales y, consecuentemente, evitar el fallo frágil. Se puede observar que, en el caso del pilar de la Figura 3.1 los cercos se densifican hacia los extremos donde se concentran, generalmente, las tensiones tangenciales debidas a la transmisión de las cargas horizontales desde las vigas hacia los pilares y al mecanismo interno de transmisión de tensiones dentro de los nudos pilar-viga. En la misma figura se observa que el núcleo de hormigón efectivamente confinado está delimitado por las armaduras longitudinales y transversales, por lo que es evidente que en el incremento de resistencia y ductilidad de la sección influye la calidad del material y la distancia entre dichas armaduras. Los requisitos para la disposición de los cercos en pilares

recomiendan que la distancia entre éstos se reduzca casi a la mitad respecto a la que se recomienda para la zona intermedia del pilar. En la Figura 3.2 se muestra el detalle de armado correspondiente a una viga en una zona próxima a la conexión viga-pilar. Puede apreciarse la típica separación de los cercos, destinada a permitir un comportamiento dúctil de esta zona en la que se anticipa la posible formación de rótulas plásticas.

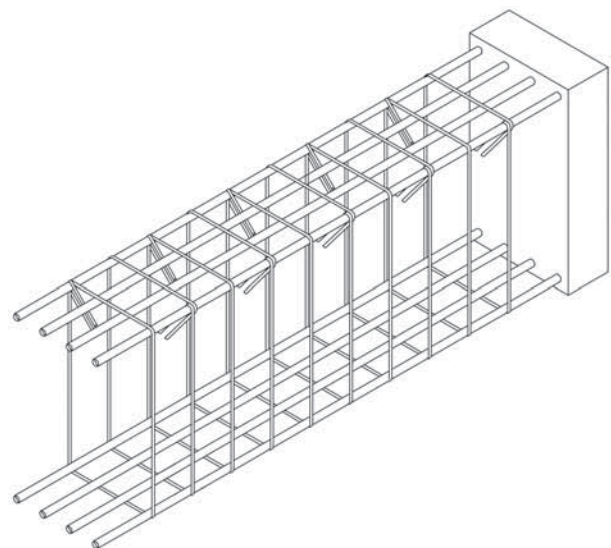
Otro de los efectos importantes del confinamiento es la mejora de la capacidad de evitar el fallo de la armadura debido al pandeo local. Dicha mejora se debe a la restricción de los movimientos laterales de la armadura longitudinal por el efecto de los cercos fijados por ganchos que están, además, firmemente anclados en el hormigón del núcleo.

En la Figura 3.3 se aprecia cómo el efecto del confinamiento sobre el núcleo de hormigón se debe tanto a la armadura longitudinal como a la transversal. Es evidente que la utilización de armaduras con diámetros menores, pero manteniendo las cuantías dentro de los rangos prescritos por las normas, mejora el confinamiento.

Una vez vista la necesidad de asegurar el confinamiento necesario para garantizar niveles satisfacto-

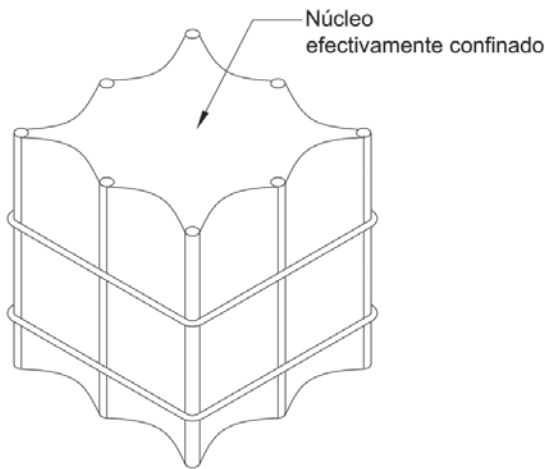


**Figura 3.1** Detalle del armado de un pilar de hormigón con cercos capaces de proporcionar confinamiento.



**Figura 3.2** Detalle típico de armado para vigas que permite un comportamiento dúctil.





**Figura 3.3** Esquema del área efectivamente confinada de un pilar de hormigón armado.

rios de resistencia y ductilidad, es preciso describir los diferentes tipos de confinamiento que usualmente se pueden encontrar en el proyecto de una estructura porticada de hormigón armado. Existen tres casos:

- Confinamiento de pilares
- Confinamiento de vigas
- Confinamiento de las conexiones viga-pilar.

### 3.2 DETALLES DE ARMADO DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

#### 3.2.1 Vigas

Las vigas cumplen dos funciones principales dentro de un sistema porticado: la primera es la de transmitir las cargas desde los forjados hacia los pilares; la segunda es la de arriostrar los extremos de los pilares limitando, de esta manera, los desplomes de los edificios. Dada esta doble función, su diseño se convierte en un paso crítico en el proyecto de un edificio porticado, puesto que su dimensionamiento y sus detalles de armado condicionan, en gran medida, al de los otros componentes de la estructura (pilares y nudos).

Existe la tendencia generalizada de calcular las vigas con una resistencia superior a la que realmente se requiere, bajo la creencia errónea de que tal decisión favorece el comportamiento sísmico global del pórtico. En realidad, esta decisión tiene como resultado la reducción de la capacidad dúctil del pórtico, puesto que

la alta resistencia de las vigas conduce a niveles bajos de ductilidad. La explicación es que en los pórticos con vigas fuertes es probable que se produzcan rótulas plásticas en los extremos de los pilares, lo que puede transformar la estructura en un mecanismo, antes de que se produzcan rótulas plásticas en las vigas.

En resumen, el proyecto de las vigas debe tener un doble objetivo: por una parte asegurar que la estructura tenga la resistencia suficiente para soportar las cargas de gravedad y, por otra, garantizar que los pórticos tengan la ductilidad estructural adecuada para que se comporten satisfactoriamente bajo la acción de las fuerzas sísmicas.

#### *Dimensionamiento de vigas*

Generalmente, el dimensionamiento de las vigas se puede efectuar verificando, primeramente, la capacidad de las secciones para soportar la acción exclusiva de las cargas de gravedad. Posteriormente, a estas secciones se les aplica la combinación normativa de cargas de gravedad y accidentales para verificar el armado; si éste no satisface las cuantías admisibles, se procede a incrementar la sección de la viga. Luego se recomienda realizar la verificación sísmica de la estructura. Ésta consiste en determinar los desplomes máximos probables debidos a la aplicación del espectro de proyecto correspondiente al emplazamiento del edificio. A partir de éstos es posible determinar los desplomes relativos máximos entre las plantas, que deben mantenerse dentro de ciertos límites. Si dichos desplomes superan el valor máximo admisible, es preciso redimensionar la estructura haciéndola más rígida, concretamente incrementando las dimensiones de los pilares y manteniendo las dimensiones de las vigas. De esta manera se garantiza que las secciones obtenidas cumplen con la recomendación de *pilar fuerte-viga débil*.

Otra de las recomendaciones a considerar en el dimensionamiento de vigas se refiere al canto de las mismas, tratándose de evitar la utilización de las vigas conocidas como planas. Éstas quedan embebidas dentro del forjado, lo que las convierte en atractivas desde el punto de vista arquitectónico y convenientes

desde el punto de vista constructivo. Sin embargo, su rigidez a flexión es muy baja, por lo que es necesario incrementarla ensanchando la sección. Esta medida hace que parte de la sección de la viga quede fuera del pilar, lo que no es recomendable puesto que no se garantiza el confinamiento y el anclaje necesarios en la zona del nudo. En la Figura 3.4 se muestran las recomendaciones de dimensionamiento para el caso de vigas planas que, evidentemente, dependen de las dimensiones máximas de los pilares sobre los que se apoyan.

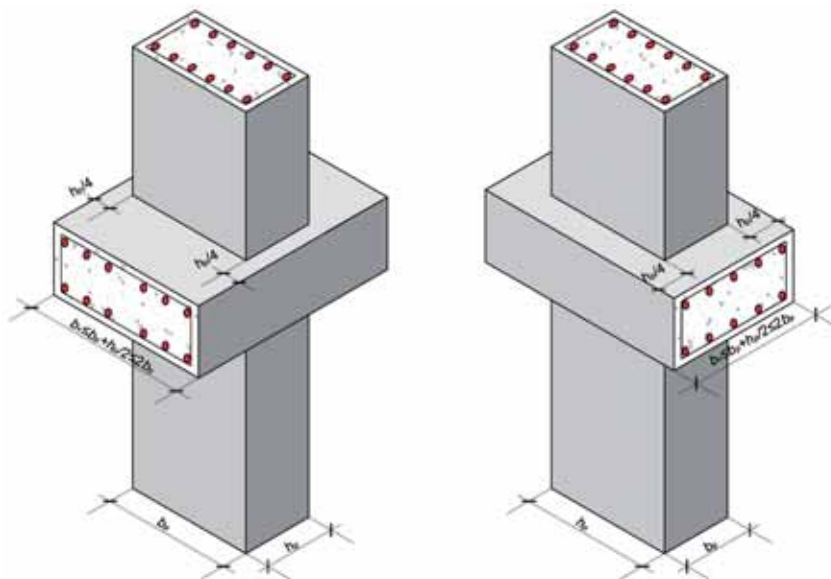
**Armadura longitudinal**

Una de las características de las vigas de los edificios proyectados aplicando normas sismorresistentes es que las cuantías del armado negativo son superiores debido a las combinaciones de acciones de gravedad y sísmicas, mientras que las cuantías del armado positivo se limitan de manera que la sección de la viga tenga capacidad de afrontar cargas cíclicas (cargas reversibles). Las cuantías mínimas de las armaduras longitudinales se determinan considerando también las limitaciones por fisuración. En cuanto a los solapes, las recomendaciones generales indican que la armadura positiva debe solaparse dentro de la zona confinada próxima a los nudos, mientras que la negativa en la zona no confinada (tramo central).

**Armadura transversal**

La armadura transversal de las vigas está condicionada primeramente por la predefinición de la zona en la que se espera que se formen rótulas plásticas. Dichas zonas no deben estar próximas a los nudos pero tampoco deben encontrarse en la zona central del vano; la ubicación deseable es la zona intermedia entre las anteriormente mencionadas. Para ello, es importante disponer de un buen confinamiento en las proximidades del nudo, que se logra densificando los cercos. Generalmente, esta misma disposición de cercos también asegura la armadura transversal necesaria que garantiza la capacidad a cortante de la viga. Sin embargo, siempre es necesario verificar dicha armadura y, si resulta insuficiente, se recomienda utilizar cercos con un número mayor de ramas.

La aplicación de los preceptos normativos sobre el armado de las vigas de hormigón armado pretende garantizar la transmisión de las cargas a pesar de que en el elemento se hayan formado rótulas plásticas. Por ejemplo, en la Figura 3.5 se resumen los detalles típicos de armado de vigas contenidos en la norma española NCSE-02 y en el EC-8. Se puede observar que se cuida especialmente el confinamiento de las zonas críticas, definidas en ambas normas como los tramos de vigas próximos a los



**Figura 3.4** Límites de las dimensiones de las vigas planas.

nudos, que tienen una longitud de dos veces el canto de las vigas. Sin embargo, existen dos diferencias entre ambas normas, especialmente cuando se trata del armado longitudinal. La primera es

que la norma NCSE-02 no exige la continuidad de la armadura longitudinal inferior de las vigas dentro de los nudos, lo que puede producir problemas si llegase a ocurrir la inversión de momentos. Sin

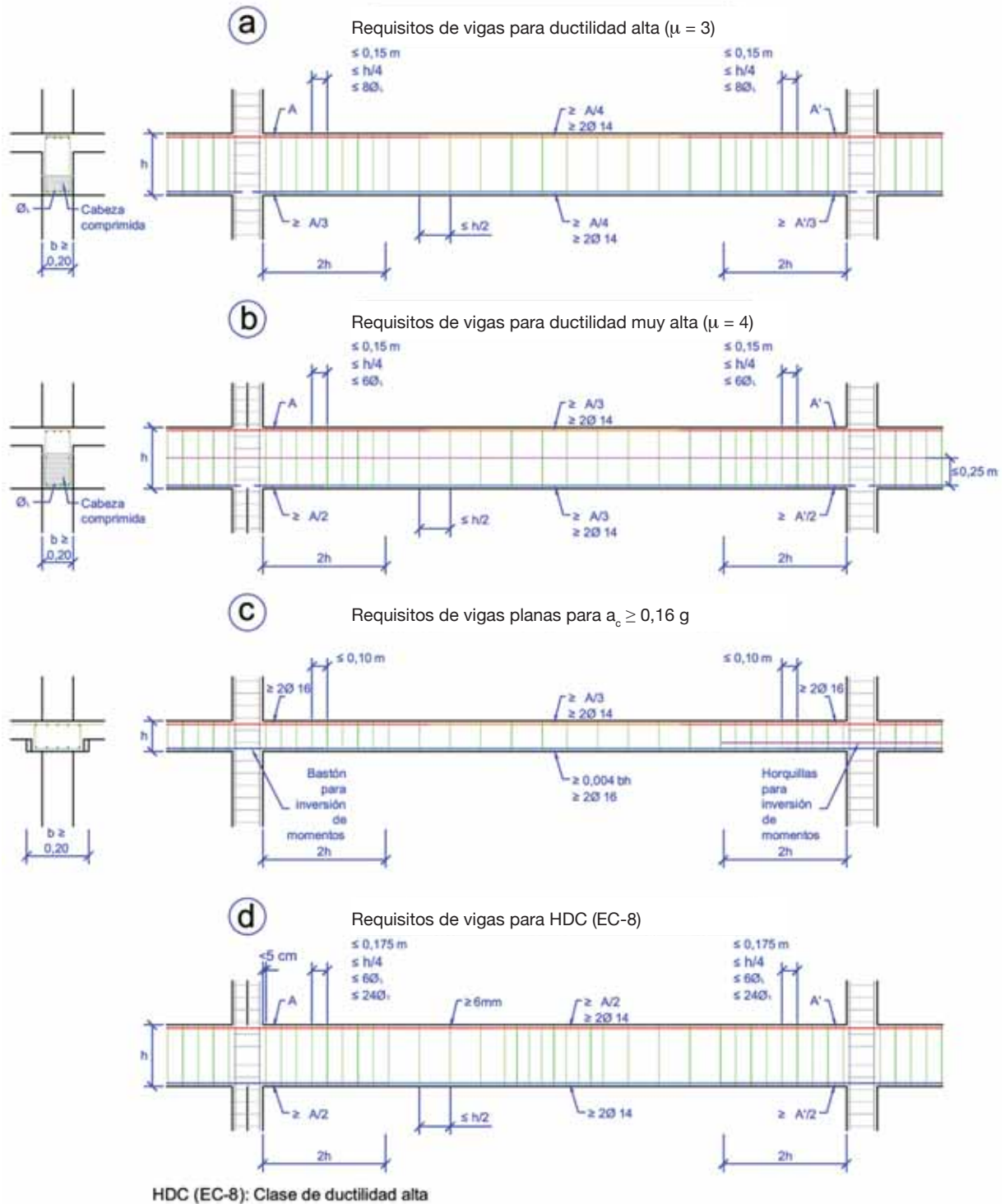
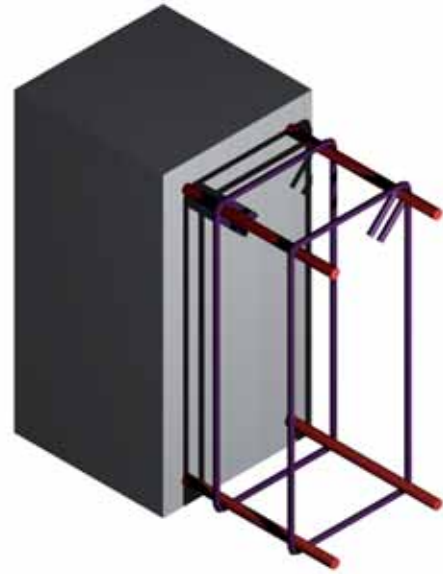


Figura 3.5 Recomendaciones de armado para las vigas según las normas NCSE-02 y EC-8.

embargo, este detalle mismo está bien definido en la norma en el caso de las vigas planas, para las que se recomienda colocar bastones para tener en cuenta dicha inversión (véase la Figura 3.5c). La segunda diferencia entre las dos normas es sobre las recomendaciones relativas a los solapes de las armaduras longitudinales. Mientras que en el EC-8 se permiten dichos solapes únicamente en las zonas sometidas a tensiones de compresión, en la NCSE-02 se permite efectuar solapes de las armaduras longitudinales superiores dentro de la zona crítica y no se hacen recomendaciones acerca de la longitud mínima del solape de las armaduras longitudinales inferiores. En la Figura 3.6 se muestra el detalle de armado de una viga, en el que debe resaltarse el intercalado de los ganchos de los estribos y su doblado en ángulo de  $135^\circ$ .



**Figura 3.6** Armadura longitudinal y transversal en una viga.

### 3.2.2 Pilares

#### *Dimensionamiento de los pilares*

Para proyectar pilares con un comportamiento sísmico eficiente, es preciso tener en cuenta los criterios que se resumen a continuación:

- La carga máxima correspondiente a las combinaciones prescritas por las normas, sin tener en cuenta las fuerzas sísmicas, debe producir una tensión máxima en la sección bruta del pilar que no supere el 30 % de la resistencia nominal a compresión del hormigón.
- La cuantía máxima de armadura longitudinal no debe sobrepasar el 3 % del área de la sección total. La razón para limitarla es que para cuantías muy altas se produce el fallo de la sección por aplastamiento del hormigón, la deformación última se reduce y, por tanto, el comportamiento es menos dúctil.
- Las dimensiones de la sección transversal de un pilar deben ser tales que permitan la adecuada disposición de la armadura longitudinal de la viga o vigas que convergen en él, así como alcanzar el desarrollo de la capacidad resistente necesaria a cortante tanto en el nudo viga-pilar como en las zonas de confinamiento.

#### *Armadura longitudinal*

En la disposición de la armadura longitudinal han de tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

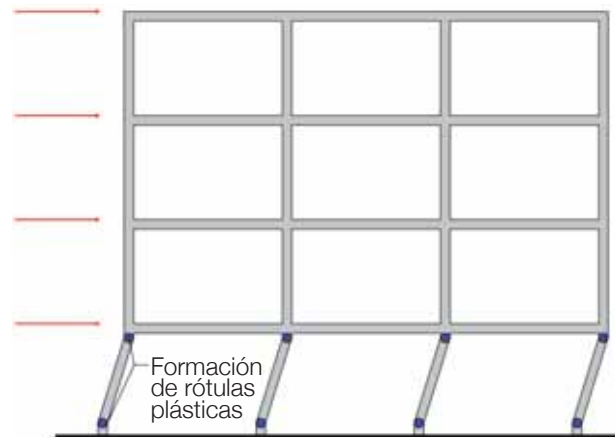
- La armadura longitudinal debe disponerse uniformemente espaciada y distribuida en el perímetro del pilar, con una separación inferior a 20 cm o a un tercio de la longitud de la cara en la que se coloca.
- El refuerzo longitudinal de los pilares también contribuye a la resistencia a cortante dentro del nudo, sustituyendo a la armadura transversal de las vigas que no puede colocarse dentro del nudo.
- Se recomienda la utilización de diámetros iguales para las armaduras longitudinales, evitando la aglomeración de grupos de barras en las esquinas que, si bien son eficientes en el caso de cargas de gravedad, no lo son para cargas cíclicas, pues no se aprovecha de manera eficiente la adherencia entre el acero y el hormigón.
- Se recomienda la utilización de armaduras completas a lo largo de toda la longitud de cada nivel. En caso de ser necesarios, los solapes deben realizarse con suficiente longitud de solapamiento y, preferiblemente, en el tercio central del pilar.

**Armadura transversal**

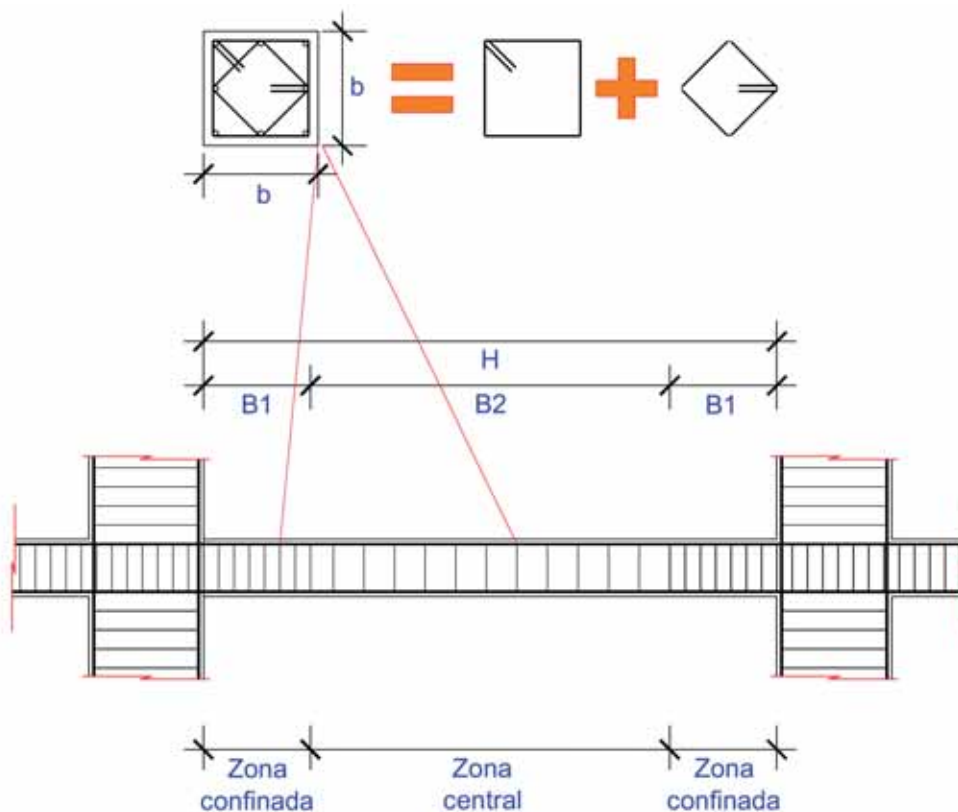
La armadura transversal obedece a cuatro criterios. El primero considera la resistencia al esfuerzo cortante; el segundo, la restricción de pandeo de la armadura longitudinal; el tercero, el confinamiento efectivo del núcleo de hormigón; y, el cuarto, la resistencia de las armaduras longitudinales que pudiesen ser solapadas en una sección. En la Figura 3.7 se muestra un detalle típico del armado transversal de los pilares de edificios emplazados en zonas de alta amenaza sísmica.

En resumen, el dimensionamiento de los pilares guarda similitud con el de las vigas de las estructuras porticadas sometidas a flexión. Fundamentalmente, su objetivo es el de lograr que la capacidad a flexión de los pilares sea superior a la demanda y de mantener su comportamiento elástico permanente ante esfuerzos cortantes. La aplicación de esta filosofía de dimensionamiento conduce frecuentemente a secciones con una elevada reserva de resistencia. Otro objetivo importante del dimensionamiento de los pilares es el de evitar la formación simultánea de rótulas plásticas en su parte superior y en su base. En caso contrario, todos los pilares de un mismo nivel podrían alcanzar la plastificación en sus extremos, formándose un mecanismo ante la acción de las fuerzas horizontales, tal como puede verse en la Figura 3.8.

res es el de evitar la formación simultánea de rótulas plásticas en su parte superior y en su base. En caso contrario, todos los pilares de un mismo nivel podrían alcanzar la plastificación en sus extremos, formándose un mecanismo ante la acción de las fuerzas horizontales, tal como puede verse en la Figura 3.8.



**Figura 3.8** Formación de rótulas plásticas en los extremos de los pilares de un mismo nivel, lo que produce un mecanismo de fallo.



**Figura 3.7** Confinamiento típico de los pilares proyectados para que aseguren un comportamiento dúctil del edificio.

Al igual que en el caso de las vigas, en la Figura 3.9 se presenta un resumen con las recomendaciones generales de las normas NCSE-02 y EC-8 relativas a los detalles de armado de los pilares de los edificios emplazados en zonas de alta simicidad. Se debe resaltar que en ambas normas se coincide en el tema del confinamiento, logrado mediante la distribución del acero transversal en las zonas críticas próximas a los nudos y mediante el arriostamiento de las armaduras longitudinales mediante cercos. Otro aspecto importante consiste en asegurar la dimensión mínima de las secciones transversales de los pilares que en la NCSE-02 es de 30 cm mientras que en el EC-8 es de 25 cm. Sin embargo, existe una diferencia notable entre las dos normas referente a la zona de so-

lapes de la armadura longitudinal: la NCSE-02 permite el solape dentro de la proximidad de los nudos (es decir, en la zona susceptible de que se formen las rótulas plásticas) mientras que el EC-8 no lo permite en esta zona. De esta forma, el EC-8 trata de evitar que al plastificar la sección el acero longitudinal pudiese ser arrancado del núcleo de hormigón confinado, situación que puede observarse en la Fotografía 3.11.

En la Figura 3.10 se muestran dos pilares con diferente armadura longitudinal y transversal. En el pilar de la izquierda se observa la alternabilidad en la disposición de los ganchos de los estribos, además de su doblado en ángulo de 135°. A la derecha se

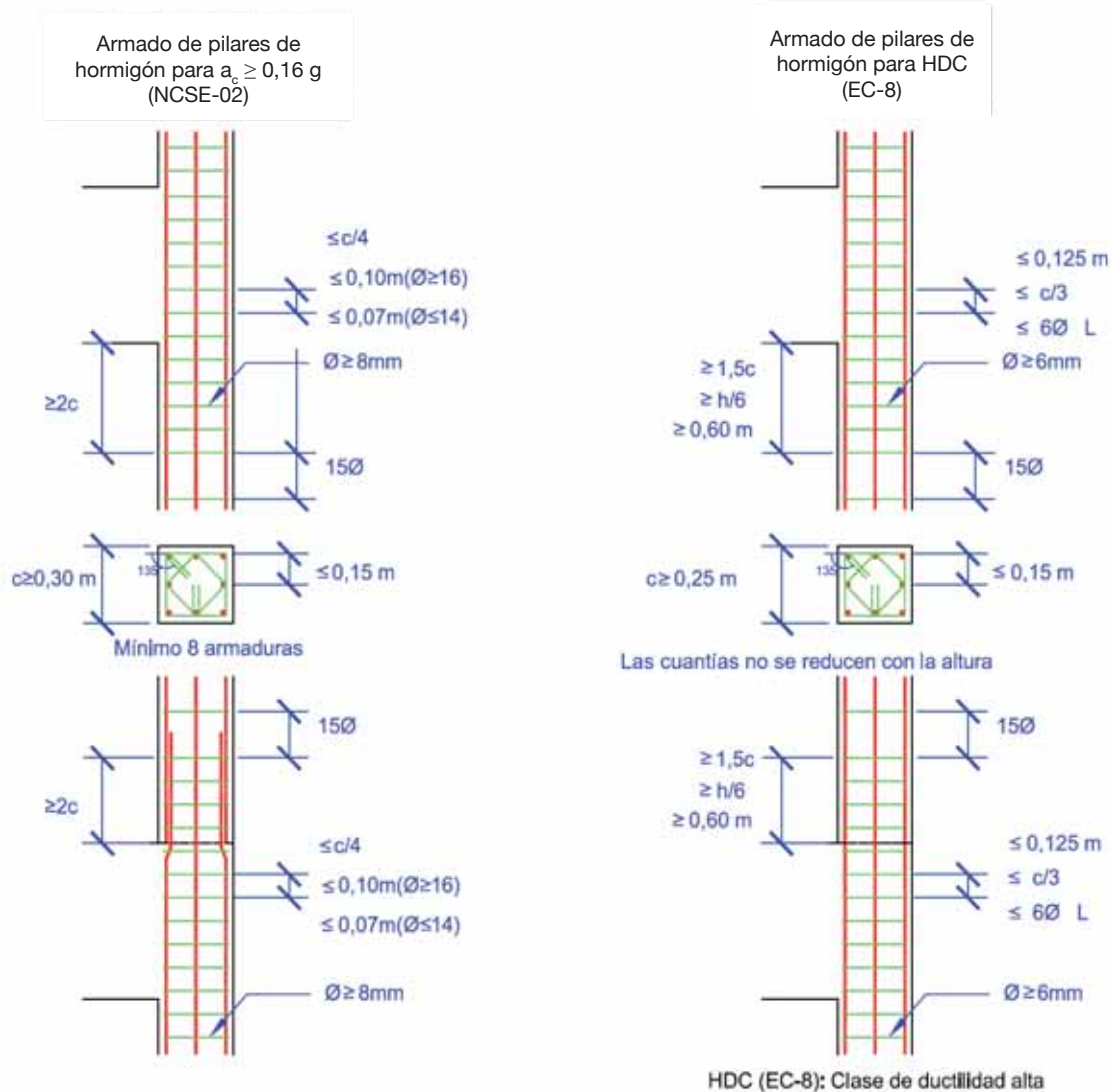
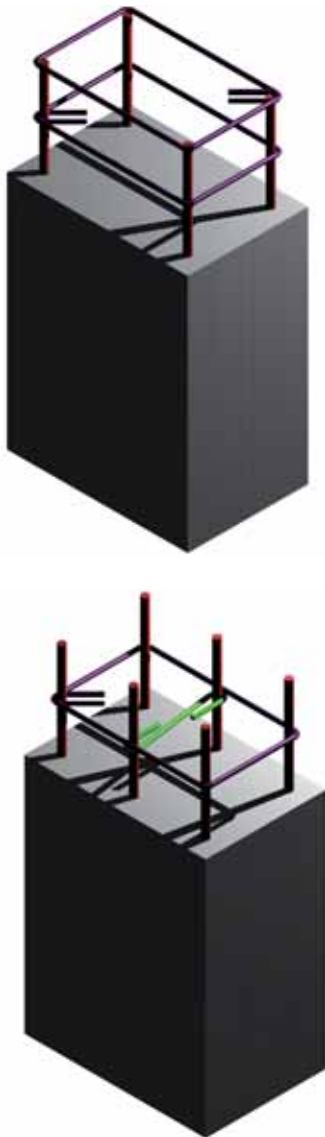


Figura 3.9 Recomendaciones de armado de los pilares según las normas NCSE-02 y EC-8.

aprecia un pilar en el que las armaduras centrales se arriostran mediante un gancho.

### 3.2.3 Nudos

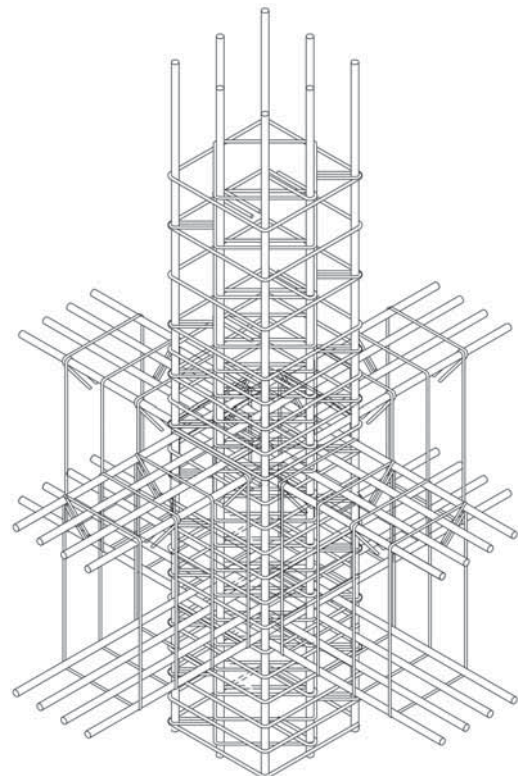
Las conexiones viga-pilar han de considerarse como zonas críticas en los pórticos sometidos a la acción de fuerzas sísmicas. Dichas fuerzas originan cortantes horizontales y verticales en las caras de los nudos, cuyas magnitudes suelen ser varias veces mayores que las que actúan sobre las vigas y los pilares adyacentes.



**Figura 3.10** Detalles de armadura longitudinal en el que se puede apreciar la orientación de los ganchos a 135° (arriba) y la presencia de ganchos intermedios (abajo).

Los momentos que se producen en las vigas y en los pilares hacen que la armadura longitudinal de ambos elementos se encuentre sometida a tracción en una cara y a compresión en la otra, por lo que debe disponer de la adherencia suficiente para resistir el gradiente de tensión. Por lo tanto, el dimensionamiento de los nudos debe ser muy cuidadoso dada su función de transmitir las cargas desde las vigas hacia los pilares. Existe evidencia del colapso de edificios de hormigón armado durante sismos fuertes debido, fundamentalmente, al fallo de las conexiones viga-pilar.

En la Figura 3.11 se muestra cómo la acumulación de armadura longitudinal procedente de las vigas y de los pilares que concurren en los nudos, así como del refuerzo transversal de los pilares, puede producir la acumulación de armaduras dentro del núcleo. En algunos casos, es posible que se llegue a la situación extrema en la que dichas armaduras no puedan situarse físicamente dentro del núcleo. También existe la posibilidad de que no se pueda realizar el hormigo-



**Figura 3.11** Detalle típico de las armaduras en un nudo viga-pilar diseñado para una zona de alta amenaza sísmica.

nado debido al tamaño máximo del árido y que sea necesario ampliar las secciones de los elementos.

Los criterios usualmente aplicados para proyectar adecuadamente los nudos son los siguientes:

- La capacidad del nudo debe ser, al menos, igual que la demanda existente en la zona de la viga adyacente en la que se prevé que aparezca la rótula plástica.
- El comportamiento del nudo no debe perjudicar la capacidad de los pilares que confluyen al mismo.
- Es necesario que bajo la acción de sismos moderados el nudo mantenga su comportamiento dentro del rango elástico.
- La deformación de los nudos no debe contribuir a incrementar el desplome del nivel al que pertenece.
- El refuerzo necesario para garantizar el comportamiento adecuado de los nudos no debe producir dificultades constructivas.

En resumen, el proceso de dimensionamiento tiene como objetivo obtener nudos cuyo comportamiento se mantenga en el rango elástico, sin detrimento del comportamiento de los pilares y vigas adyacentes. El dimensionamiento adecuado se consigue mediante la aplicación simultánea de criterios de comportamiento global y de criterios de armado adecuados para los elementos que convergen en el nudo, a fin de lograr que éste disponga del confinamiento necesario para que se puedan

transmitir las fuerzas. Esto es muy importante, debido a la especial atención que prestan las normas a los elementos estructurales en las zonas próximas a los nudos donde, por lo general, se tiene una alta concentración de armaduras tanto longitudinales como transversales.

El mecanismo de transmisión de las fuerzas dentro de las conexiones pilar-viga suele ser poco estudiado y las tensiones que se producen son verificadas pocas veces durante la fase de proyecto, posiblemente por considerarse que los elementos que convergen en los nudos están bien dimensionados y son capaces de resistir eficientemente las cargas. Sin embargo, el colapso de edificios debidamente proyectados, ocurrido durante sismos fuertes durante las dos últimas décadas, han puesto en evidencia la gran importancia del efecto del comportamiento de las conexiones viga-pilar sobre la respuesta global de los edificios. La transmisión de los esfuerzos en un nudo de un pórtico sometido a cargas laterales se muestra en la Figura 3.12.

### 3.3 MECANISMO DE FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Al alcanzarse en una sección de hormigón armado el valor crítico del momento flector, se produce la plastificación del acero de refuerzo y aparece una rótula plástica. El momento crítico se calcula como el valor umbral a partir del cual se forma una rótula plástica en una sección determinada del elemento estructural sometido a flexión. Sin embargo, la generalización del criterio de formación de rótulas plásticas al caso

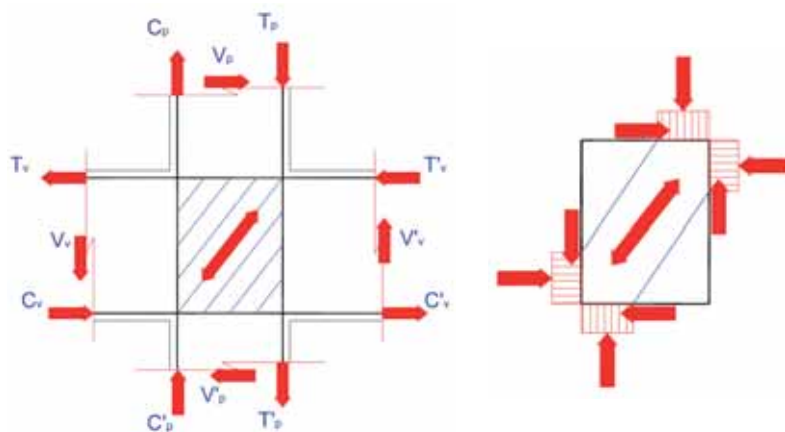


Figura 3.12 Mecanismo de transmisión de las cargas en un nudo viga-pilar.



de los pilares requiere la combinación del momento flector con la fuerza axial.

Si se considera la viga de la Figura 3.13 sometida a la acción de una carga distribuida en toda su luz y se incrementa dicha carga con el tiempo, en la sección de momento máximo se produce la siguiente secuencia:

- Bajo cargas de intensidad insuficiente para producir la plastificación de la armadura longitudinal inferior, la respuesta de la sección es elástica. En el caso particular de la sección sometida a compresión, la ley de tensiones no es lineal y es posible idealizarla de forma rectangular (véase la Figura 3.13a).

- A medida que las cargas se incrementan, se alcanza el momento crítico que plastifica el acero traccionado. A partir de este instante, la deformación del elemento se incrementa sin que la carga se incremente significativamente (véase la Figura 3.13b).
- El incremento de la deformación implica una progresiva reducción del área comprimida. La fibra neutra se desplaza hacia la parte superior de la sección, por lo que un área menor soporta al menos la misma compresión. Esto implica un incremento de la tensión de compresión en el hormigón hasta que alcanza un valor crítico y finalmente se alcanza el fallo a compresión (véase la Figura 3.13c).

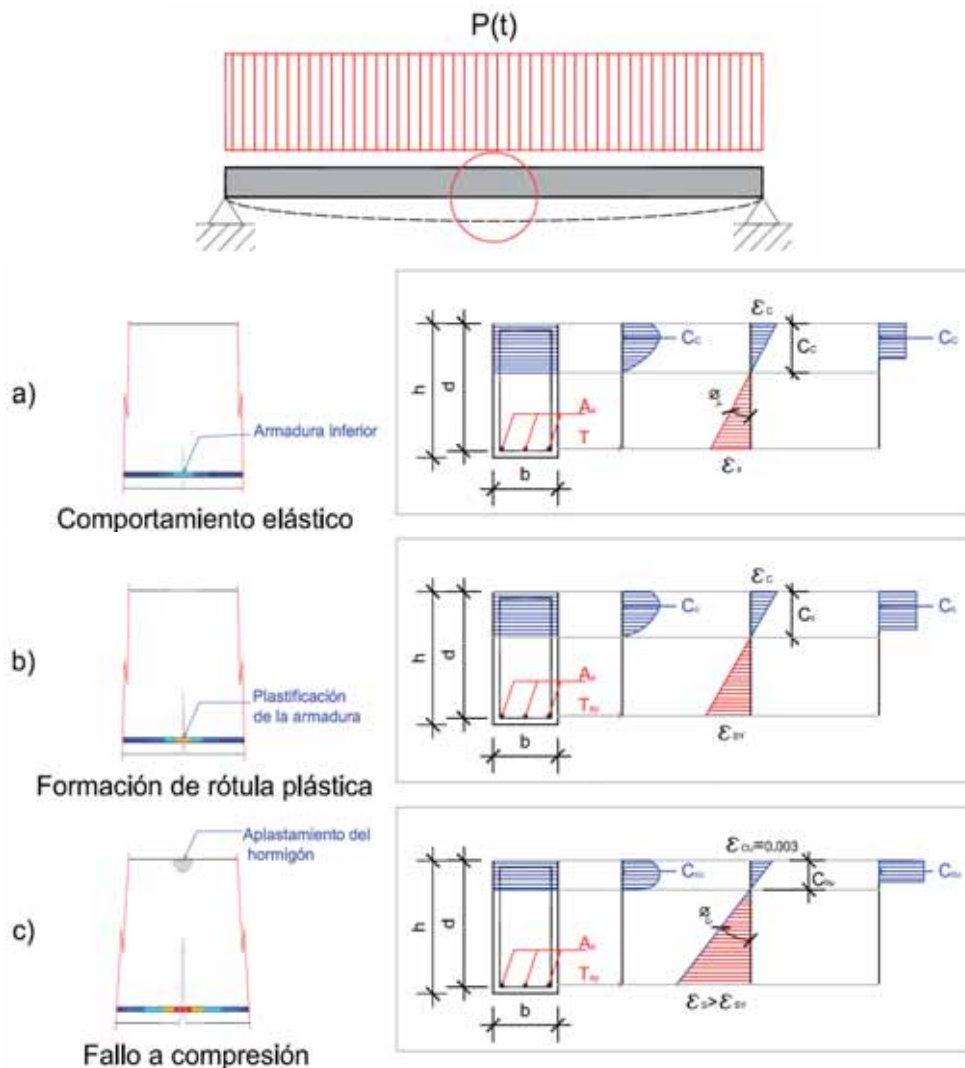


Figura 3.13 Secuencia de formación de una rótula plástica en una viga sometida a una carga distribuida creciente.



**Fotografía 3.1** Efecto de pilar corto no intencionado que induce a la aparición de rótulas plásticas por fallo a cortante.

La formación de rótulas plásticas en los elementos de hormigón armado se produce por la combinación de momento flector y esfuerzo axial. El esfuerzo cortante no suele contribuir de forma directa o combinada a la aparición de rótulas plásticas, salvo en algunos casos de *pilar corto* no intencionado, en los que es determinante la interacción del pilar con los cerramientos adyacentes, tal como puede verse en la Fotografía 3.1. Este tipo de pilar corto se considera no intencionado por el hecho de que su longitud está limitada no por otros elementos

estructurales de acuerdo con las especificaciones del proyecto sino por elementos no estructurales, en este caso un muro de cerramiento, cuya rigidez excesiva se debe, posiblemente, a defectos de construcción o de reparación del edificio.

Para ilustrar el efecto de la combinación de esfuerzos seccionales en la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales, se considera la viga de sección homogénea de la Figura 3.14.

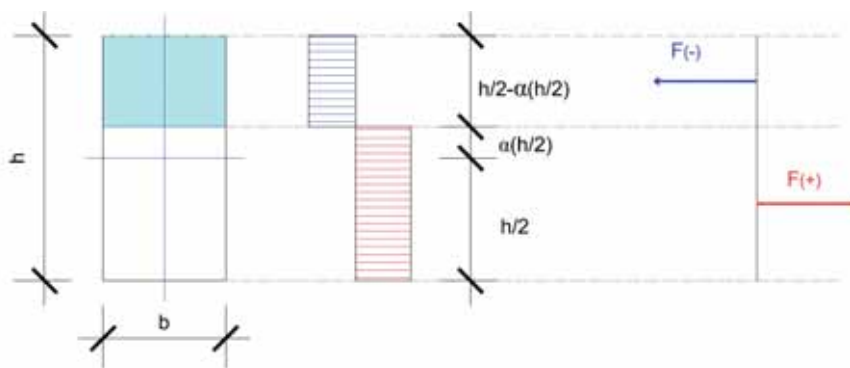
La sección, sometida a la acción combinada de tensiones, puede caracterizarse de la siguiente manera (véase la Figura 3.14):

- Caso  $0 < \alpha < 1$ . La sección está sometida a flexo-tracción.
- Caso  $-1 < \alpha < 0$ . La sección está sometida a flexo-compresión.
- Caso  $\alpha = 1$ . La sección está sometida únicamente a esfuerzo axial de tracción.
- Caso  $-1 < \alpha < 0$ . La sección está sometida a flexo-compresión.
- Caso  $\alpha = -1$ . La sección está comprimida; no hay tensiones debidas a flexión.
- Caso  $\alpha = 0$ . La sección está sometida únicamente a flexión.

El esfuerzo axial y el momento flector se pueden expresar de forma paramétrica

$$F = -F_0 \alpha \quad \text{Para } -1 \leq \alpha \leq 1 \quad (3.1)$$

$$M = M_0 (1 - \alpha^2)$$



**Figura 3.14** Sección homogénea sometida a esfuerzos de flexión.

y corresponde a una sección cuya fibra superior está comprimida y la inferior traccionada. Eliminando el parámetro  $\alpha$  se obtiene

$$\frac{M}{M_0} = 1 - \left( \frac{F}{F_0} \right)^2 \quad \text{Con } -1 \leq \frac{F}{F_0} \leq 1 \quad (3.2)$$

La expresión correspondiente al caso de compresión de la fibra inferior y tracción en la fibra superior es

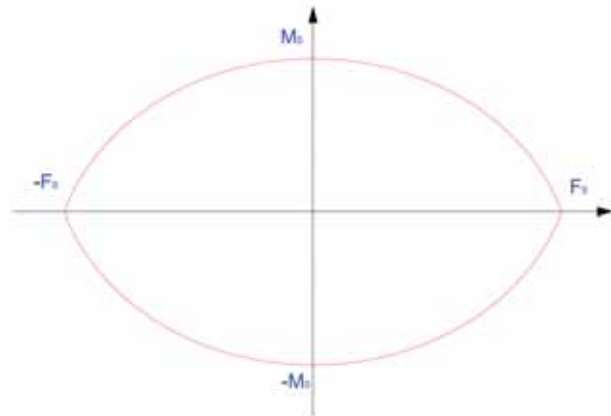
$$\left| \frac{M}{M_0} \right| + \left( \frac{F}{F_0} \right)^2 = 1 \quad (3.3)$$

El gráfico de esta función es la parábola de la Figura 3.15.

Cualquier sección cuya combinación de solicitaciones se encuentre dentro de la parábola se mantiene elástica. Cuando un punto se mueve sobre la curva, significa que se alcanza la plastificación de la sección y que se ha formado una rótula plástica.

### 3.4 VENTAJAS DE LA DUCTILIDAD EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

La importancia de la ductilidad se refleja en las prestaciones que las estructuras deben asegurar más allá de las de proyecto, bien por criterio práctico o bien por referencia normativa. Además, la ductilidad permite que las limitaciones impuestas por las hipótesis simplificadas de cálculo de estructuras puedan ser superadas, guardando cierto margen de seguridad. Sin duda, el caso extremo es la importancia que adquiere la ductilidad en el caso de las estructuras sometidas a cargas sísmicas, cuando su capacidad de disipar energía se convierte en una condición indiscutible para su supervivencia. Al producir las cargas sísmicas efectos extremos en las estructuras ha condicionado, en gran medida, el hecho de que el término de ductilidad se relacione más con el campo del diseño sismorresistente. Sin embargo, su importancia es relevante también en otros campos, en los que la disipación de energía no es el objetivo principal del diseño. A continuación se señalan algunos de los beneficios que aporta la



**Figura 3.15** Efecto de pilar corto no intencionado que induce a la aparición de rótulas plásticas por fallo a cortante.

ductilidad al comportamiento de las estructuras de hormigón armado:

- La ductilidad permite adoptar precauciones antes del fallo frágil de las estructuras o de los elementos que la integran.
- Bajo condiciones normales de fisuración, las secciones de las estructuras deben tener cierta capacidad de giro para poder redistribuir los momentos.
- En el caso de que en el cálculo se tenga en cuenta la redistribución de momentos, se justifica directamente la necesidad de contar con la capacidad adecuada de giro de las secciones de hormigón armado.
- Cuando se utiliza un modelo de cálculo elasto-plástico perfecto, la capacidad de deformación plástica de la estructura es teóricamente infinita. Por este motivo se requiere contar con un valor alto de deformación que permita cubrir todas las posibles combinaciones de carga que se puedan presentar durante la vida útil de la estructura.
- Para aplicar métodos de cálculo con base en la condición de compatibilidad de desplazamientos, ciertos elementos de la estructura deben tener la capacidad de deformarse lo suficiente para permitir el cumplimiento de dicha condición.
- Para garantizar el comportamiento adecuado de la estructura frente a deformaciones o desplazamientos impuestos tales como: asentamientos diferenciales, altos cambios de temperatura y retracción.

- Para garantizar la redistribución de esfuerzos en las estructuras sometidas a la acción del fuego.
- Para mantener la estabilidad de la estructura frente a acciones accidentales tales como el impacto.
- Para asegurar la capacidad de las estructuras de disipar energía al ser sometida a cargas cíclicas o a cargas sísmicas.

### 3.4.1 Ventajas del acero dúctil en zonas de baja peligrosidad sísmica

La utilización de acero dúctil en zonas de alta sismicidad presenta unas ventajas evidentes, de acuerdo con los conceptos anteriormente expuestos, y es necesaria para garantizar la supervivencia de los edificios sometidos a la acción de los terremotos fuertes. Sin embargo, la ventaja del acero dúctil en zonas de baja sismicidad no es tan evidente y es conveniente recordar algunos casos en los que contar con acero dúctil permite mejorar el comportamiento de las estructuras. Una de las aplicaciones de la ductilidad en el proyecto de estructuras ubicadas en zonas de baja peligrosidad sísmica es la redistribución de momentos aprovechando su hiperestatismo.

Para estudiar la influencia del acero sobre la demanda de ductilidad de los elementos de hormigón armado con redistribución de momentos sometidos a la acción de cargas estáticas, conviene considerar varios niveles de redistribución. El rango usual de dicha redistribución se encuentra entre  $\pm 15\%$  y  $35\%$ . Los

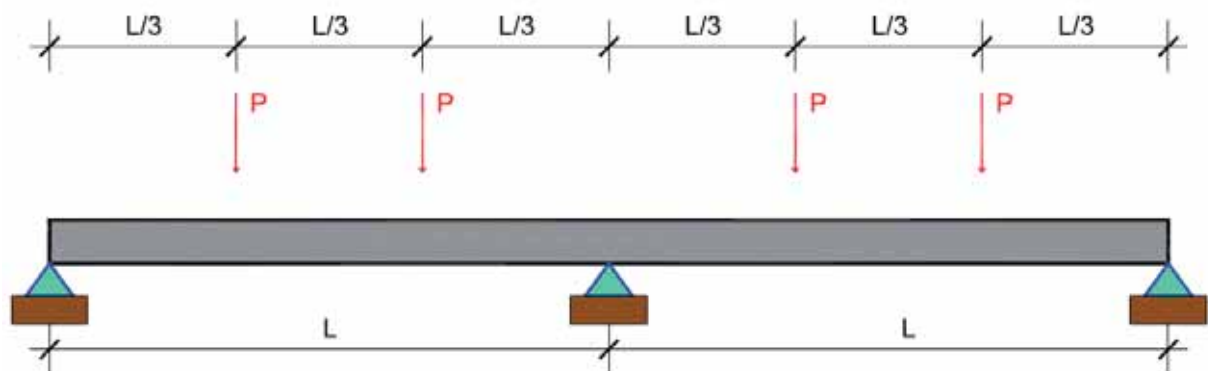
estados límite que interesan son el de la aparición de la primera rótula plástica en un elemento y el de fallo del elemento. Estos valores se obtienen a partir de ensayos sobre vigas sometidas a cargas puntuales, como la que se muestra en la Figura 3.16.

Los estudios que se realizan sobre vigas de hormigón hacen posible establecer que la demanda de ductilidad de la sección que satisface los requisitos normativos de redistribución de momentos se encuentra entre 5 y 6. Los aceros de alta ductilidad permiten alcanzar valores dentro de este rango e incluso mayores. Respecto a la capacidad dúctil de las estructuras de hormigón armado debe destacarse que en el caso estático, de acuerdo con las definiciones introducidas en el Capítulo 1, interesa más conocer la ductilidad seccional, mientras que en el caso sísmico el parámetro que más interesa es la ductilidad estructural.

## 3.5 EJEMPLOS DE DETALLES DE ARMADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 3.5.1 Ejemplos de buen armado

En la Fotografía 3.2 se muestra el detalle del armado de un pilar. Es interesante observar que la distribución de la armadura longitudinal es simétrica en las cuatro caras del pilar de sección cuadrada. Esta distribución obedece principalmente a la necesidad de tener en cuenta la direccionalidad de la acción sísmica; es necesario considerar en el cálculo la acción simultánea de dos componentes ortogonales de la acción, en una dirección el  $100\%$  de la acción sísmica y en la otra el



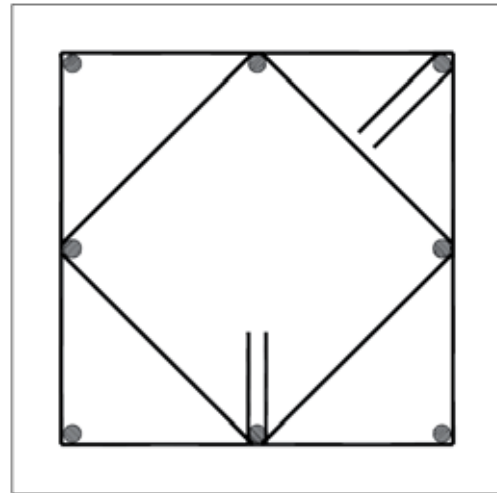
**Figura 3.16** Modelo de viga utilizado para determinar la capacidad de rotación necesaria para redistribuir momentos.

30 % de la misma. La otra razón es la necesidad de disponer armaduras longitudinales en las caras de la sección transversal del pilar con una separación que no supere cierta longitud (por ejemplo, 35 cm). Esto se logra colocando la armadura de forma simétrica, con lo que también es posible evitar la aglomeración de armaduras en una sola cara que pudiese complicar la colocación y posterior vibrado del hormigón.

En cuanto a la armadura transversal, en la Fotografía 3.2 puede apreciarse que la distancia entre los cercos se reduce hacia el extremo del pilar. Esto asegura una mayor capacidad de confinamiento en la zona en que más se requiere, es decir, en la que generalmente aparecen las rótulas plásticas. Es necesario recordar que los cercos también cumplen la función de evitar el pandeo de la armadura longitudinal. Por esta razón, es muy importante que los pilares de los pórticos sometidos a acciones horizontales tengan toda la armadura longitudinal adecuadamente arriostrada mediante cercos. Uno de los beneficios adicionales de una correcta disposición de los cercos es que se garantiza la posición de la armadura lo que, por un lado, asegura la distancia mínima de cálculo para poder desarrollar el momento resistente y, por el otro, evita los desplazamientos de la armadura longitudinal que pudiese exponerla a la acción de agentes corrosivos al no contar con el recubrimiento mínimo necesario.



**Fotografía 3.2** Detalle de armado de un pilar de un edificio emplazado en una zona de alta amenaza sísmica.



**Figura 3.17** Detalle de los ganchos de cerco  $135^\circ$ .

Otro aspecto que vale la pena resaltar es que los cercos deben disponer de ganchos a  $135^\circ$ , tal como pueden verse en la Figura 3.17. Tales ganchos cumplen también la importante función de garantizar un eficiente anclaje del cerco dentro del núcleo confinado, evitando que éste se abra y se desprenda del conjunto de la armadura del pilar una vez que el recubrimiento haya saltado como consecuencia de la acción de cargas sísmicas. Este tipo de cercos contribuyen a mantener la integridad del núcleo de hormigón gracias al confinamiento que suministran junto con el acero longitudinal e incluso a incrementar la capacidad dúctil y resistente de la sección.

En la Fotografía 3.3 se observa el armado de un pilar de sección circular. En las primeras normativas sis-



**Fotografía 3.3** Refuerzo de un pilar de sección transversal circular con cerco de forma helicoidal.

morresistentes era usual la recomendación de que estos pilares se armaran transversalmente mediante cercos helicoidales, lo que permitía cubrir casi todo el pilar mediante tramos continuos. Esto tenía como beneficio disponer de mayor cantidad de puntos de fijación para el cerco helicoidal y, sobre todo, no generar planos débiles en la dirección horizontal (plano definido por el cerco usual) sensibles a la acción del esfuerzo cortante. Dado que la práctica de armar transversalmente mediante estribos helicoidales ha sido siempre complicada desde el punto de vista técnico, se permite actualmente trabajar con estribos circulares siempre y cuando éstos cumplan con las disposiciones normativas relativas a espaciado y anclaje de los ganchos (véase la Fotografía 3.4).

Para las vigas, el detalle de armado exige que los cercos se dispongan con una separación inferior hacia la proximidad de la conexión. Sin embargo, no se requiere la presencia de éstos dentro del núcleo confinado debido a que el refuerzo longitudinal proporciona el confinamiento necesario. Además, la presencia de cercos dentro del núcleo crearía dificultades en el proceso de hormigonado. En la Fotografía 3.5 se muestra el armado típico de una viga, en el que, por razones de densidad de la armadura, no se ha podido realizar el anclaje correcto de los ganchos a 135°.

Anteriormente se había comentado el especial cuidado que se debe dar a las conexiones pilar-viga. En la Fotografía 3.6 se puede apreciar la gran cantidad de armaduras longitudinales y transversales que se disponen en un nudo, además de la armadura de los pilares y vigas que confluyen en él.

### 3.5.2 Ejemplos de armado inadecuado

Existen muchos casos de elementos de hormigón armado en los que las disposiciones normativas no se cumplen, bien por desconocimiento o bien por falta de cuidado por parte de los proyectistas. En los casos que a continuación se muestran, los defectos en el despiece han incidido en el fallo localizado de elementos.

Entre los daños más comunes de estructuras observados como consecuencia de los terremotos se



**Fotografía 3.4** Detalle de armado de un pilar circular mediante cercos de una sola pieza.



**Fotografía 3.5** Armado típico de una viga.



**Fotografía 3.6** Concentración de armaduras en la zona de un nudo pilar-viga.



**Fotografía 3.7** Fallo de un nudo y de un pilar por la falta de cercos en las proximidades del nudo.



**Fotografía 3.8** Cercos insuficientes en la proximidad de un nudo, el uso de armaduras lisas y armaduras ancladas en la zona de momento máximo.



**Fotografía 3.9** Pandeo del acero longitudinal como consecuencia de la plastificación de cercos excesivamente espaciados.

encuentra el fallo de nudos pilar-viga, generalmente debido a un inadecuado confinamiento del hormigón. En la Fotografía 3.7 se observa el caso de un nudo y del pilar conectado a él que fallaron por la falta de confinamiento del hormigón pero que, aparte de esta causa, tiene una notoria falta de calidad. Es interesante observar que la armadura está realizada mediante barras lisas, que tienen una adherencia muy baja.

En la Fotografía 3.8 se observa que el pilar falla al producirse el pandeo de la armadura longitudinal debido a la insuficiencia de cercos. Otro defecto del pilar es el uso de armaduras lisas, pudiéndose apreciar, además, que una armadura longitudinal no tiene continuidad dentro del nudo pilar-viga, por lo que su extremo quedó extraído del hormigón. En otras ocasiones, el pandeo de la armadura longitudinal se produce como consecuencia de que los cercos plastifican e incluso se rompen o abren, presumiblemente por no tener ganchos adecuadamente anclados dentro del núcleo confinado de hormigón, de un diámetro suficiente y de un espaciado adecuado, tal como puede verse en la Fotografía 3.9.

Los cercos no sólo deben satisfacer los requisitos de separación mínima, sino también deben tener un diámetro y una forma que les permita una buena capacidad de adherencia. En la Fotografía 3.10 se muestra un pilar cuyos cercos de barras lisas se en-



**Fotografía 3.10** Pandeo de las armaduras longitudinales de un pilar, después de la rotura de los cercos por insuficiente sección.

cuentran en número insuficiente y no tienen la sección adecuada.

En la Fotografía 3.11 se muestran juntos dos de los defectos que es fundamental evitar cuando se proyectan pilares en zonas de alta peligrosidad sísmica. El primero de ellos es el solape de las armaduras dentro de la zona del pilar próxima al nudo. Por ser ésta una zona en la que se transmiten los esfuerzos de cortante, es especialmente susceptible a que las armaduras longitudinales se desprendan del núcleo. El segundo defecto consiste en la falta de armadura transversal en las proximidades del nudo. Es importante observar también que la pobre calidad del hormigón que contribuyó a que ni siquiera se formase una pieza monolítica de hormigón. Como consecuencia, en la sección no se formó una rótula plástica en el extremo inferior del pilar: esta ya existía antes del terremoto.

De la Fotografía 3.12 se puede resaltar otro defecto: el anclaje de las armaduras longitudinales está inadecuadamente resuelto. Al haber saltado el recubrimiento, que no cumplía con el mínimo espesor requerido, puede verse que las patillas están prácticamente libres, sin estar arriostradas por la armadura del nudo y sin tener ningún tipo de adherencia con el hormigón del núcleo.



**Fotografía 3.11** Fallo de un pilar por inadecuado solape de las armaduras, por carecer de cercos y por una mala calidad del hormigón.



**Fotografía 3.12** Defecto de anclaje del acero longitudinal de las vigas.



# Capítulo 4

## Comportamiento sísmico de los edificios existentes en España

*En este capítulo se aborda la aplicación de los conceptos y criterios expuestos a lo largo de esta monografía al proyecto de edificios de hormigón armado y a la evaluación de su comportamiento sísmico. Se consideran tres de las tipologías estructurales descritas en el Capítulo 1: el edificio porticado, el edificio porticado con vigas planas y el edificio con forjados reticulares. Los edificios que se estudian tienen características geométricas en planta y alzados similares y se han proyectado con hormigón y acero de iguales características mecánicas. En los tres casos, el cálculo se realiza para zonas con un nivel alto de amenaza sísmica. Se proporcionan los criterios de armado aplicados a cada tipo de edificio y se aplican procedimientos de cálculo no lineal para obtener la respuesta estructural, especialmente los desplazamientos que permitan fijar criterios de comportamiento global de las estructuras. Finalmente, se comparan los resultados obtenidos para los diferentes casos.*

### 4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

Para explicar mejor las implicaciones que tiene la tipología y el proyecto de las estructuras en la respuesta global de éstas, se estudian en este capítulo tres edificios con características diferentes. Los dos primeros edificios, uno con vigas planas y el otro con forjados reticulares, se pueden clasificar como edificios de ductilidad limitada, puesto que se proyectan con factores de reducción bajos y se espera que su respuesta no lineal muestre un valor de ductilidad estructural reducido. El tercer edificio es porticado y con vigas de canto, y sus valores de ductilidad se ubican entre intermedios y altos.

#### 4.1.1 Edificio con forjados reticulares

El primer edificio de hormigón armado que se analiza tiene la estructura formada por pilares y forjados reticulares con nervios orientados según las líneas que unen los extremos de los pilares. Debe mencionarse que dichas líneas no forman ejes rectos puesto que algunos pilares se encuentran desplazados, constituyendo líneas resistentes no alineadas ni ortogonales entre sí, tal como puede verse en las figuras 4.1 y 4.2.

El edificio tiene tres niveles, el primero de los cuales tiene una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Esta configuración corresponde al caso usual de los edificios que se proyectan para albergar locales comerciales en la planta baja que, por tanto, requiere una mayor altura. El número de vanos es de cuatro en la dirección paralela al eje  $x$  y de tres en la dirección paralela al eje  $y$ . Algunos pilares están desviados 1,0 m en dirección  $x$  e  $y$ , tal como puede verse en la Figura 4.2. Este hecho se ha previsto para estudiar el efecto de los pilares que no forman líneas resistentes. Como consecuencia se tiene el inconveniente de no poder definir como unidad estructural básica los pórticos, tal como se hace con el resto de edificios analizados. En la Figura 4.3 se muestra un pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares. El sistema de forjados es de tipo bidireccional, con nervios ortogonales entre sí. El canto total de los forjados es de 30 cm.

El predimensionamiento de los pilares se ha efectuado aplicando inicialmente sólo las cargas de gravedad distribuidas sobre los forjados, considerando la simplificación de áreas contribuyentes. De esta forma, las cargas puntuales se distribuyen a los pilares, evitando que las mismas superen el criterio preestablecido del 30 % de la resistencia del área bruta del hormigón. En la Tabla 4.1 se muestran las secciones definitivas de los pilares para los tres niveles del edificio.

#### 4.1.2 Edificio con vigas planas

La tipología seleccionada para este segundo ejemplo es la de un edificio porticado formada por pilares y vigas planas, con un sistemas de forjados unidireccionales que se apoyan sobre estas últimas (véase las figuras 4.4 y 4.5). Las vigas planas se utilizan tanto en la dirección que recibe las viguetas del forjado unidireccional como en la dirección que no los recibe y que, de ahora en adelante se denominará dirección de arriostramiento.

El edificio tiene dimensiones en planta similares a las del edificio con forjados reticulares, pero los pi-

lares se han alineado con lo que se definen líneas resistentes de pórticos ortogonales entre sí, tal como puede verse en la Figura 4.5. Se mantienen las consideraciones de planta baja débil por su mayor altura, con el resto de los niveles conservando la misma altura y los mismos números de vanos en ambas direcciones. En la Figura 4.6 se muestra el alzado típico de uno de los pórticos que forman este edificio.

En este caso, el predimensionamiento se ha realizado tanto para las vigas de carga como para las vigas de arriostramiento. Las secciones de los elementos de los pórticos, así como sus características geométricas resultantes, se muestran en la Tabla 4.2.

#### 4.1.3 Edificio de pórticos resistentes a momentos

Este edificio tiene características geométricas similares a las del edificio de vigas planas, las cuales se muestran en las figuras 4.7 y 4.8. La diferencia se encuentra en que las vigas son de canto, con la dimensión mayor orientada verticalmente. El sistema de forjado es del tipo unidireccional.

Los criterios de predimensionamiento se mantienen. Se añade el criterio de obtener las dimensiones a partir del predimensionamiento sísmico, incrementando únicamente las dimensiones de los pilares para proyectar la estructura de acuerdo con el criterio de pilares fuertes y vigas débiles.

La planta del edificio es regular, cuenta con ejes bien definidos y alineados, formando pórticos resistentes en las direcciones  $x$  e  $y$ , tal como se muestra en la Figura 4.8. En la Figura 4.9 se muestra un alzado de un pórtico típico del edificio.

Las secciones que se obtienen para este edificio se resumen en la Tabla 4.3. Debe indicarse que las cargas se distribuyen uniformemente a lo largo de los elementos de la estructura y que se transforman posteriormente en masas uniformemente distribuidas a la hora de aplicar el análisis modal.

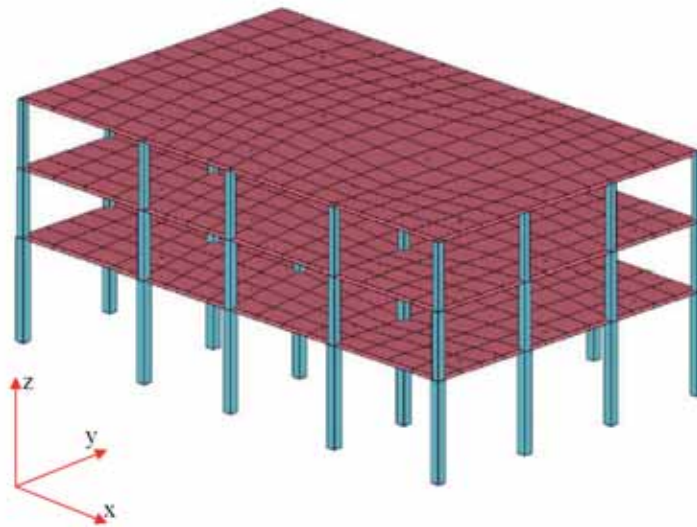


Figura 4.1 Perspectiva del edificio con forjados reticulares.

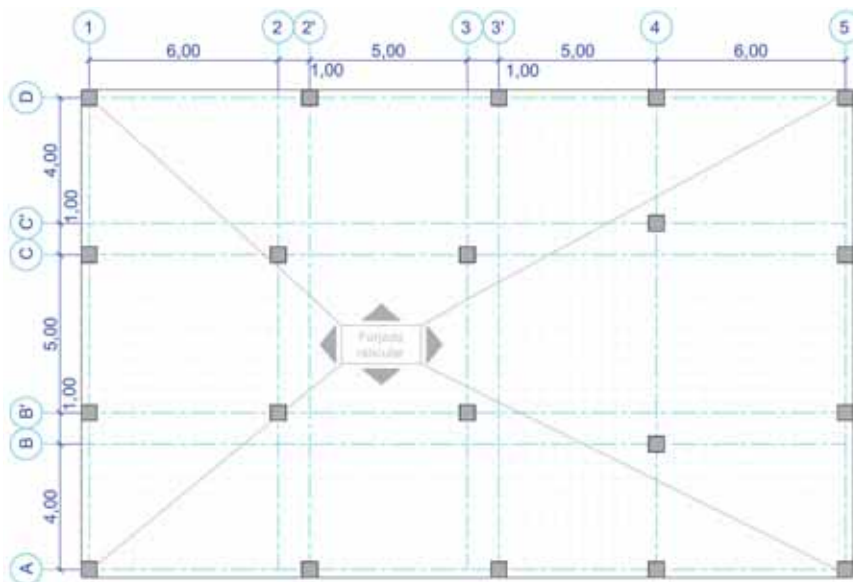


Figura 4.2 Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles).

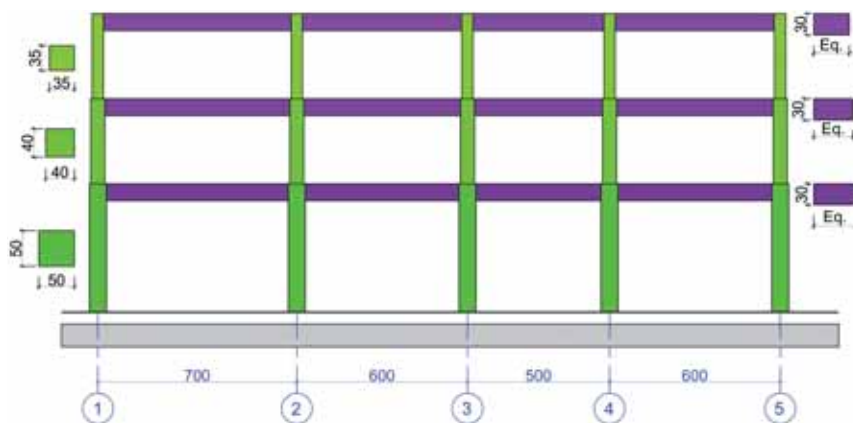


Figura 4.3 Pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares.

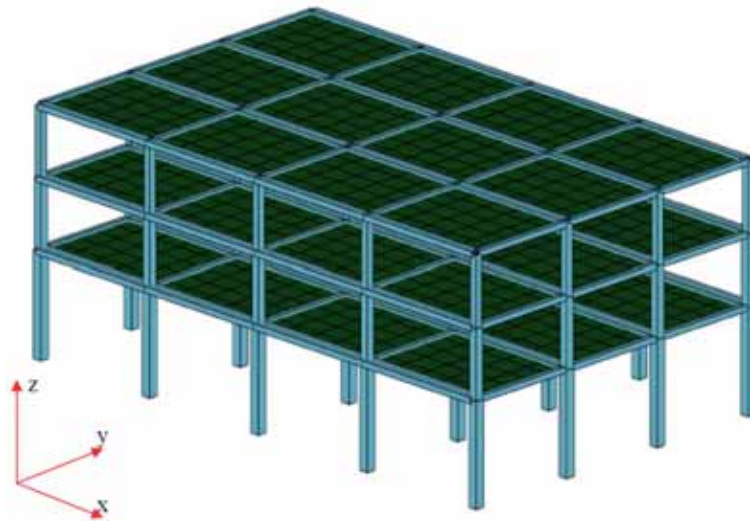


Figura 4.4 Perspectiva del edificio porticado de vigas planas y forjado unidireccional.

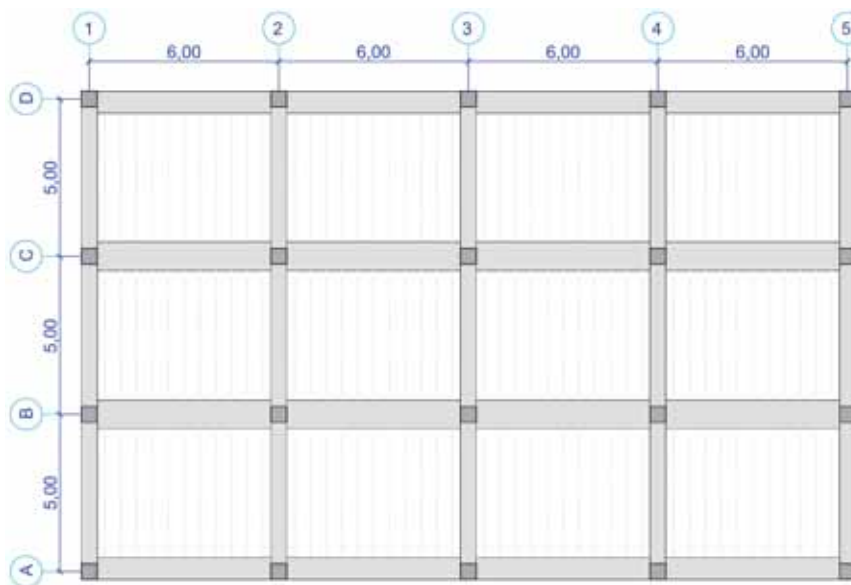


Figura 4.5 Planta típica del edificio con vigas planas (igual en todos los niveles).

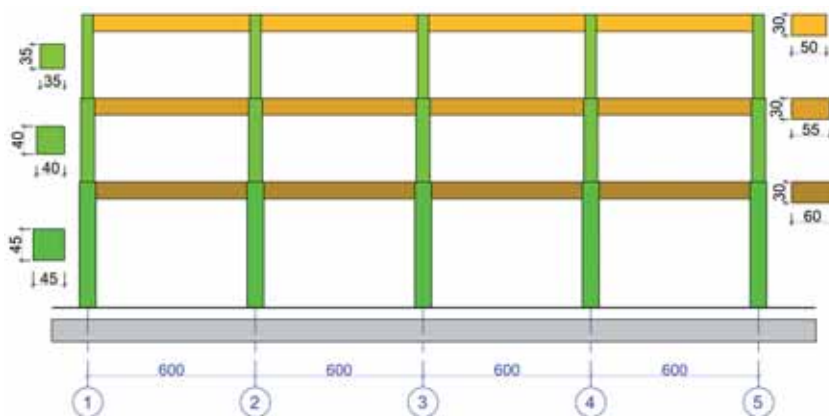


Figura 4.6 Pórtico del edificio con vigas planas.

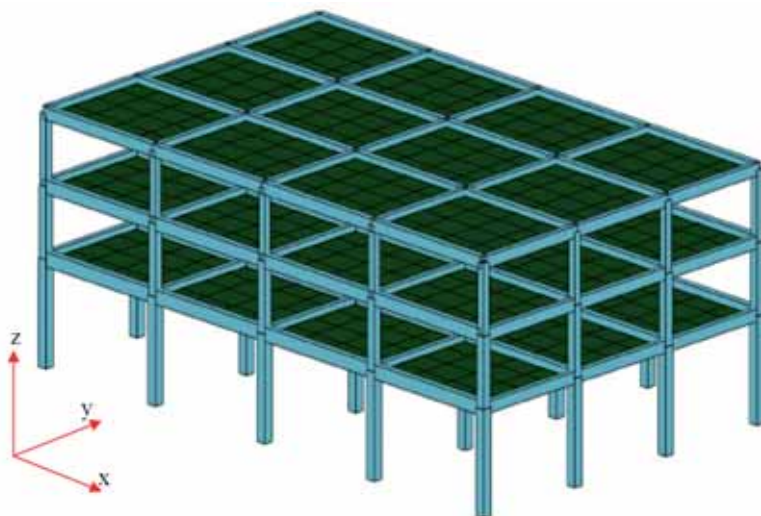


Figura 4.7 Perspectiva axonométrica del edificio porticado con vigas de canto y forjado unidireccional.

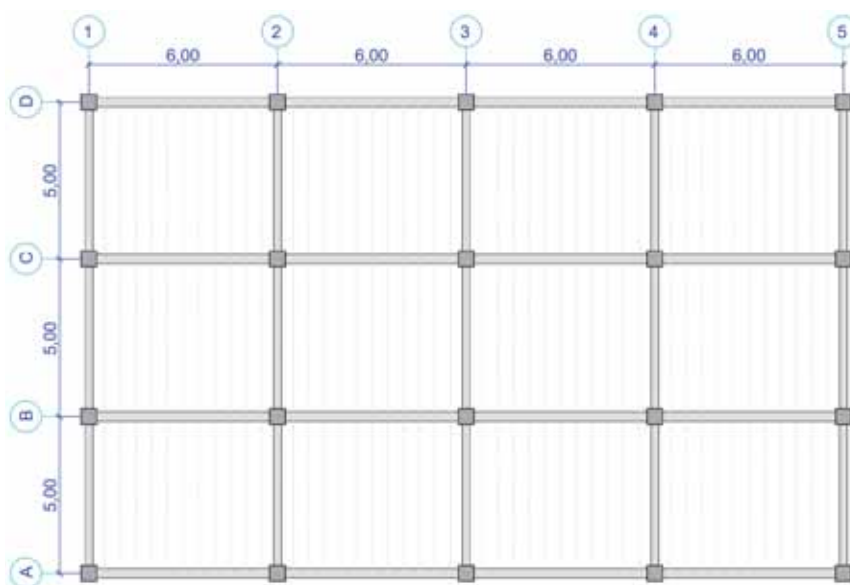


Figura 4.8 Planta típica del edificio de pórticos resistentes a momentos (igual en todos los niveles).

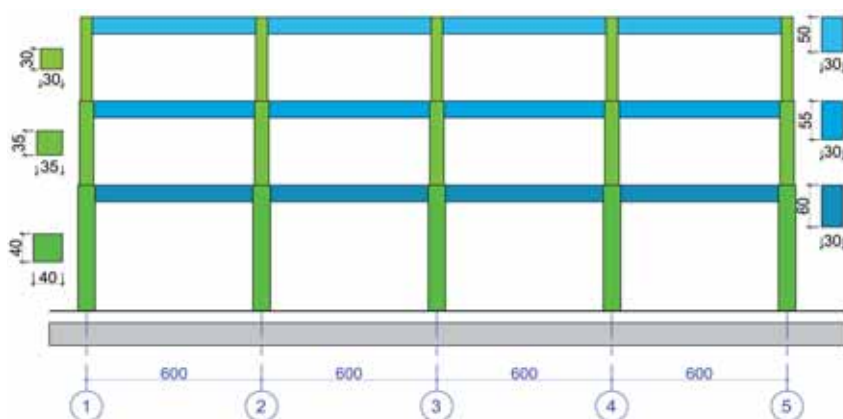


Figura 4.9 Pórtico típico del edificio con pórticos resistentes a momentos.

**Tabla 4.1** Propiedades de las secciones utilizadas en el edificio con forjados reticulares.

Dimensiones (cm)	Ubicación	SX (cm <sup>2</sup> )	SY (cm <sup>2</sup> )	SZ (cm <sup>2</sup> )	IX (cm <sup>4</sup> )	IY (cm <sup>4</sup> )	IZ (cm <sup>4</sup> )
50x50	Pilares PB	2.500.000	2.083.333	2.083.333	878.644.298	520.833.333	520.833.333
40x40	Pilares P1	1.600.000	1.333.333	1.333.333	359.892.705	213.333.333	213.333.333
35x35	Pilares P2	1.225.000	1.020.833	1.020.833	210.962.496	125.052.083	125.052.083

**Tabla 4.2** Propiedades de las secciones utilizadas en el edificio de vigas planas.

Dimensiones (cm)	Ubicación	SX (cm <sup>2</sup> )	SY (cm <sup>2</sup> )	SZ (cm <sup>2</sup> )	IX (cm <sup>4</sup> )	IY (cm <sup>4</sup> )	IZ (cm <sup>4</sup> )
50x50	Pilares N1	2.500.000	2.083.333	2.083.333	878.644.298	520.833.333	520.833.333
40x40	Pilares N2	1.600.000	1.333.333	1.333.333	359.892.705	213.333.333	213.333.333
35x35	Pilares N3	1.225.000	1.020.833	1.020.833	210.962.496	125.052.083	125.052.083
60x25	Vigas N1	1.500.000	1.250.000	1.250.000	230.525.510	78.125.000	450.000.000
50x25	Vigas N2	1.250.000	1.041.667	1.041.667	178.659.932	65.104.167	260.416.667
40x25	Vigas N3	1.000.000	833.333	833.333	127.337.120	52.083.333	133.333.333

**Tabla 4.3** Características de las secciones utilizadas en el edificio porticado.

Dimensiones (cm)	Ubicación	SX (cm <sup>2</sup> )	SY (cm <sup>2</sup> )	SZ (cm <sup>2</sup> )	IX (cm <sup>4</sup> )	IY (cm <sup>4</sup> )	IZ (cm <sup>4</sup> )
40x40	Pilares N1	1.600.000	1.333.333	1.333.333	359.892.705	213.333.333	213.333.333
35x35	Pilares N2	1.225.000	1.020.833	1.020.833	210.962.496	125.052.083	125.052.083
30x30	Pilares N3	900.000	750.000	750.000	113.872.301	67.500.000	67.500.000
30x60	Vigas N1	1.800.000	1.500.000	1.500.000	370.469.236	540.000.000	135.000.000
30x55	Vigas N2	1.650.000	1.375.000	1.375.000	325.902.410	415.937.500	123.750.000
30x50	Vigas N3	1.500.000	1.250.000	1.250.000	281.631.134	312.500.000	112.500.000

## 4.2 ANÁLISIS ELÁSTICO

A continuación se presenta el procedimiento de cálculo y los resultados de los tres edificios descritos en la sección 4.1. Los procedimientos de cálculo que comúnmente se aplican de acuerdo con las prescripciones de las normas, utilizan modelos con comportamiento elástico. Sin embargo, esto implica que la respuesta de las estructuras se mantenga en el rango elástico, lo que obligaría al proyectista a proponer so-

luciones estructurales cuyas dimensiones y requisitos de armado harían inviable el proyecto por los excesivos costos que esto implica. Por esta razón, y aprovechando la capacidad dúctil de las estructuras de hormigón armado bien proyectadas, se admite que éstas entren en el rango plástico. Esto tiene como inconveniente que el análisis estructural es más costoso, tanto desde el punto de vista de la preparación del modelo y del tiempo ejecución, como de la interpretación de los resultados obtenidos.

**4.2.1 Análisis elástico del edificio con forjados reticulares**

El análisis elástico del edificio con forjados reticulares se ha realizado aplicando el método de elementos finitos. La definición de los casos de carga considerados en el cálculo se hace de acuerdo con los estados de carga definidos en la instrucción EHE para los Estados Límite de Servicio y el Estado Límite Último. En la Tabla 4.4 se muestran las cargas aplicadas sobre el edificio.

Las dimensiones de la estructura se verifican para una demanda sísmica determinada mediante la norma NCSE-02. En la Figura 4.10 se muestra un ejemplo de los resultados obtenidos para las cuantías de acero del forjado ubicado en el primer nivel del edificio. El forjado se ha subdividido en paneles, de acuerdo con la ubicación de los pilares; cada uno de los paneles puede distinguirse por tener el contorno definido mediante doble línea. Cada color representa un área de armadura por unidad de longitud del forjado reticular. En la Figura 4.11 se muestra el resumen del dimensionamiento y armado de los pilares del edificio con forjados reticulares.

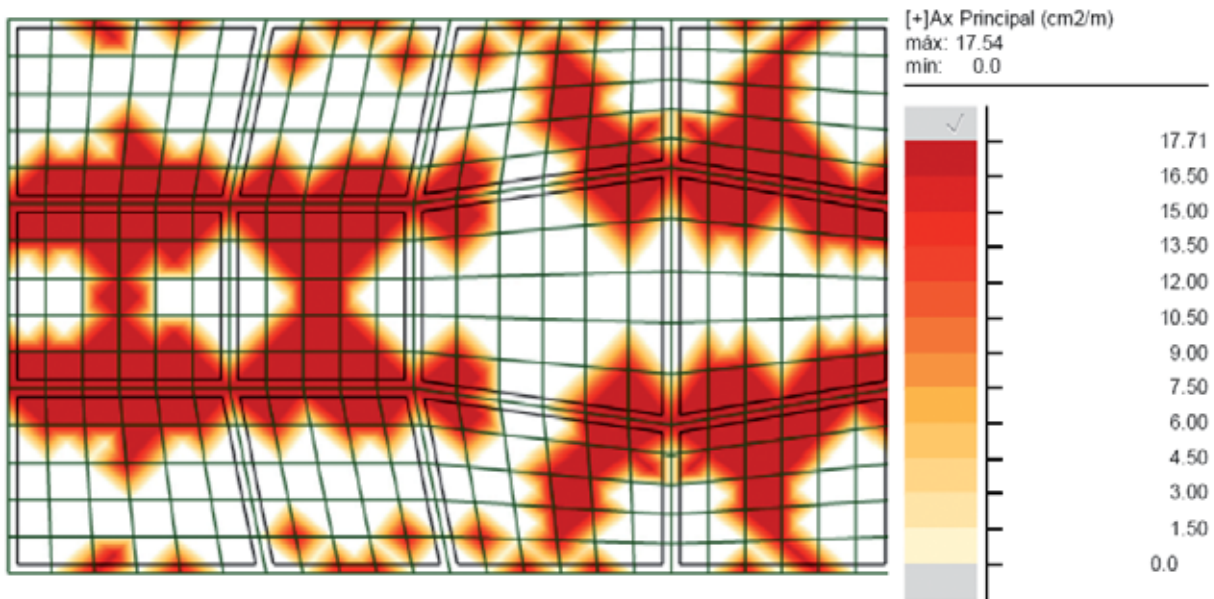
En la Tabla 4.5 se muestra el resumen de las cuantías de armadura longitudinal de los pilares del pórtico analizado.

**Tabla 4.4** Cargas aplicadas al edificio con forjados reticulares.

Caso	Tipo de carga	Valores de carga
1	Peso propio	PZ = -1,00
2	Permanente (uniforme)	PZ = -2941,99 (N/m <sup>2</sup> )
2	Permanente (uniforme)	PZ = -2941,99 (N/m <sup>2</sup> )
2	Permanente (uniforme)	PZ = -1471,00 (N/m <sup>2</sup> )
3	Variable (uniforme)	PZ = -1961,33 (N/m <sup>2</sup> )
3	Variable (uniforme)	PZ = -980,66 (N/m <sup>2</sup> )
4	Nieve (uniforme)	PZ = -490,33 (N/m <sup>2</sup> )

**Tabla 4.5** Cuantía de armadura longitudinal en pilares del edificio con forjados reticulares.

	Cuantías de armaduras longitudinales en pilares (%)				
	Eje				
	1	2	3	4	5
N3	1,31	2,05	2,05	2,05	1,31
N2	1,01	1,57	1,57	1,57	1,01
N1	2,74	2,26	2,26	2,26	2,74



**Figura 4.10** Cuantías de acero calculadas para el armado superior, dirección x del primer nivel del forjado reticular.

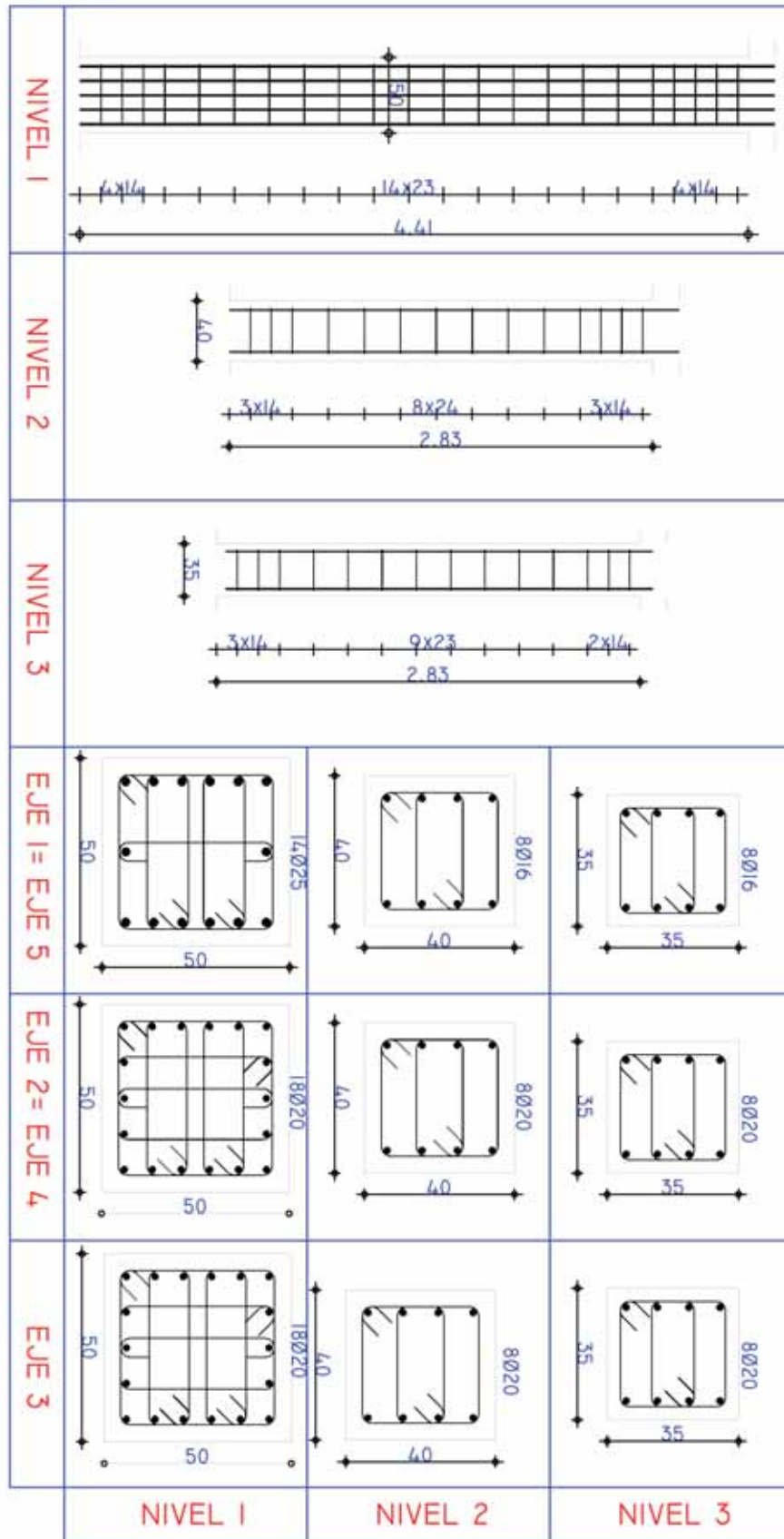


Figura 4.11 Detalles de armado de los pilares del pórtico exterior, eje 3.



### 4.2.2 Análisis elástico del edificio con vigas planas

De manera similar que en el caso anterior, el cálculo elástico del edificio con vigas planas se ha realizado con la aplicación de las cargas normativas. En la Tabla 4.6 se muestran dichas cargas. En el análisis se ha utilizado un modelo tridimensional de elementos finitos, con tres grados de libertad por cada nivel del edificio.

Se ha determinado el período de cada uno de los nueve modos de vibración y en la Tabla 4.7 se resumen los resultados obtenidos. Para cada nivel se han considerado dos traslaciones, una paralela a  $x$ , otra paralela a  $y$ , además de una rotación alrededor del eje  $z$ .

Efectuando el análisis modal se han determinado las fuerzas sísmicas de cálculo a aplicar en los nudos de los pórticos del edificio. Para ello se utiliza el espectro inelástico que puede verse en la Figura 4.12, que se calcula de manera simplificada reduciendo el espectro de proyecto elástico por un factor correspondiente a la ductilidad y al amortiguamiento. Dicho espectro inelástico es el mismo que ha sido utilizado en el cálculo de las fuerzas sísmicas del edificio con forjados reticulares. Posteriormente, se han calculado las fuerzas sísmicas máximas probables mediante la aplicación del método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

Para calcular el armado del edificio se han organizado sus elementos (pilares y vigas planas) de acuerdo con el pórtico al que pertenecen. De esta forma se han obtenido detalles de armado para los elementos pertenecientes a los pórticos internos y externos, así como para los pórticos de arriostramiento, constituidos igualmente por pilares y vigas planas.

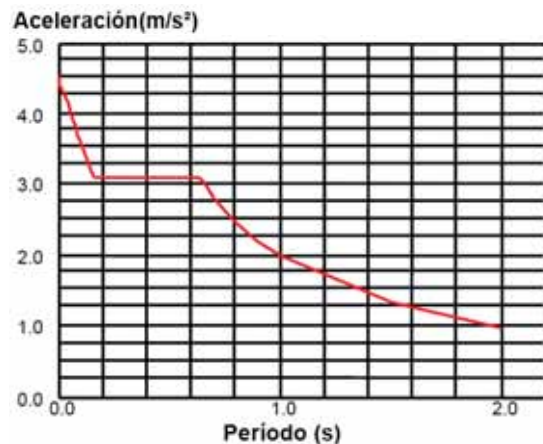
A continuación se muestran los detalles de armado establecidos para el edificio con vigas planas que corresponden a los pilares y vigas del pórtico externo. Dicho pórtico será sometido posteriormente al análisis inelástico. En la Figura 4.13 se muestran los detalles de dimensionamiento y armado de los pilares y en la Figura 4.14 se muestra el armado de las vigas para los tres niveles del pórtico externo.

**Tabla 4.6** Cargas aplicadas sobre el edificio con vigas planas.

Caso	Tipo de carga	Valores de carga
1	Peso propio	PZ = -1,00
2	Permanente (uniforme)	PZ = -2941,99 (N/m <sup>2</sup> )
2	Permanente (uniforme)	PZ = -2941,99 (N/m <sup>2</sup> )
2	Permanente (uniforme)	PZ = -1471,00 (N/m <sup>2</sup> )
3	Variable (uniforme)	PZ = -1961,33 (N/m <sup>2</sup> )
3	Variable (uniforme)	PZ = -980,66 (N/m <sup>2</sup> )
4	Nieve (uniforme)	PZ = -490,33 (N/m <sup>2</sup> )

**Tabla 4.7** Características modales correspondientes al edificio con vigas planas.

Modo	Frecuencia (Hz)	Período (s)
1	1,80	0,56
2	1,98	0,50
3	2,21	0,45
4	6,02	0,17
5	6,57	0,15
6	7,31	0,14
7	13,13	0,08
8	13,66	0,07
9	15,58	0,06



**Figura 4.12** Espectro inelástico obtenido de acuerdo con la norma NCSE-02.

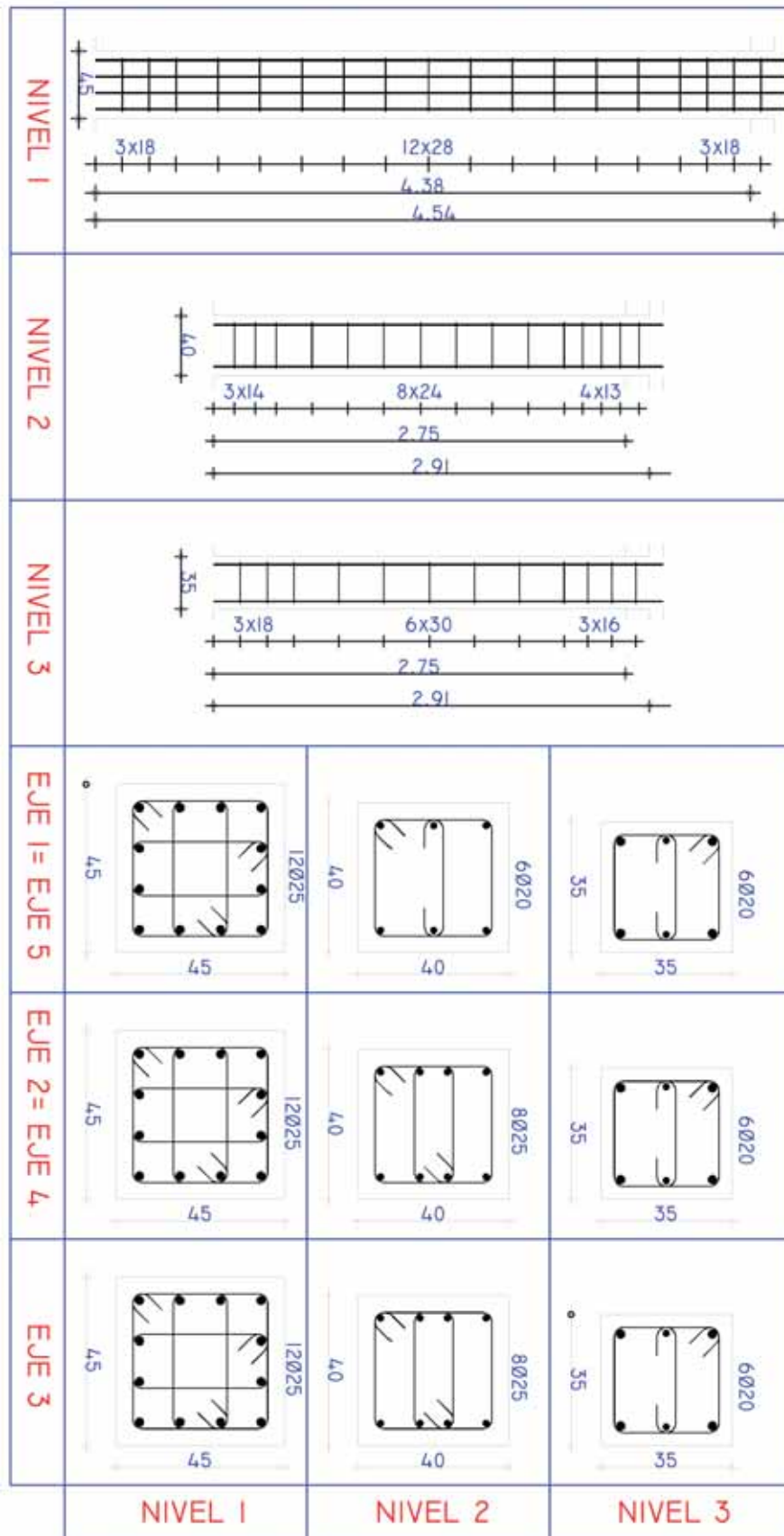


Figura 4.13 Detalles de armado de los pilares del pórtico exterior.

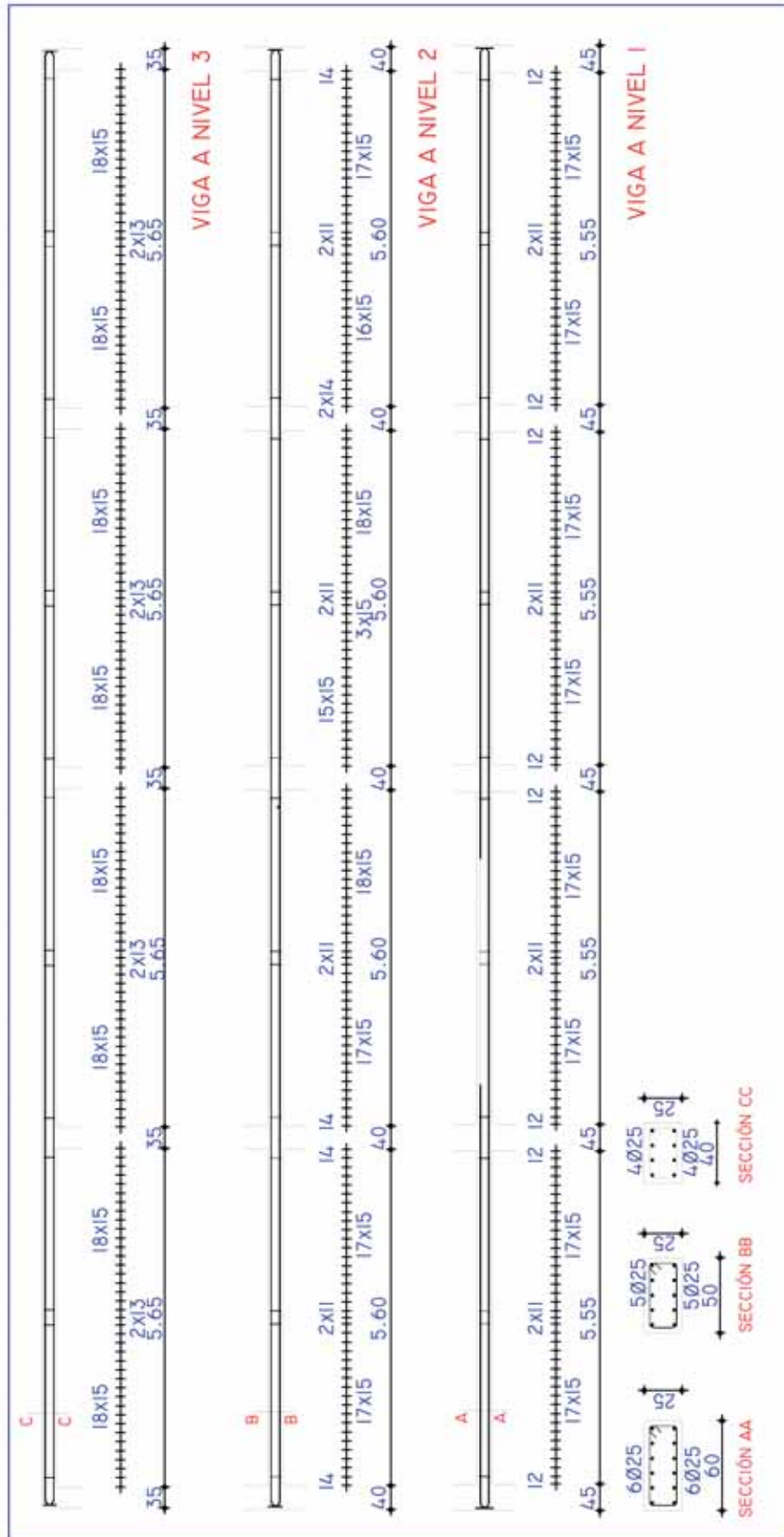


Figura 4.14 Detalles de armado de las vigas del pórtico exterior.

**Tabla 4.8** Resumen de las cuantías de armadura longitudinal de pilares y vigas del edificio porticado con vigas planas.

	Cuantías de armaduras longitudinales en pilares (%)					Cuantías de armaduras en vigas de carga (%)	
	Eje					Ubicación de la armadura	
	1	2	3	4	5	Superior	Inferior
N3	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,64	1,64
N2	1,18	2,45	2,45	2,45	1,18	1,64	1,64
N1	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	1,64	1,64

En la Tabla 4.8 se muestran las cuantías de armadura longitudinal de los pilares y de las vigas del pórtico analizado.

#### 4.2.3 Análisis elástico del edificio de pórticos resistentes a momentos

El análisis elástico del edificio con pórticos resistentes a momentos se realiza aplicando el mismo procedimiento que el seguido en el análisis de los otros edificios. El resumen de las cargas aplicadas sobre el edificio se muestra en la Tabla 4.9.

En la Tabla 4.10 se muestran las combinaciones de cargas sísmicas, en las que se aprecia que se aplica el criterio de considerar la acción simultánea en dos direcciones ortogonales.

En la Tabla 4.11 se resumen los resultados del cálculo de los valores propios para el edificio de vigas de canto. Se observa que el número de modos considerados es de nueve: tres modos por cada nivel, correspondientes a una traslación paralela a  $x$ , otra paralela a  $y$ , y a una rotación alrededor del eje  $z$ .

Para efectuar el análisis sísmico se utilizan los datos procedentes del análisis modal, a partir de los cuales se calculan las aceleraciones de diseño que corresponden a los períodos de cada uno de los modos. Se divide el espectro de diseño elástico correspondiente al nivel de amenaza sísmica y al tipo de suelo del emplazamiento del edificio por el factor de reducción que depende del tipo de estructura, de la ductilidad esperada y del amortiguamiento. El espectro inelástico obtenido, que se muestra en la Figura 4.15,

**Tabla 4.9** Cargas que actúan sobre los pórticos del edificio resistente a momentos.

Caso	Tipo de carga	Valores de carga
1	Peso propio	PZ = -1,00
2	Permanente (uniforme)	PZ = -2941,99 (N/m <sup>2</sup> )
2	Permanente (uniforme)	PZ = -2941,99 (N/m <sup>2</sup> )
2	Permanente (uniforme)	PZ = -1471,00 (N/m <sup>2</sup> )
3	Variable (uniforme)	PZ = -1961,33 (N/m <sup>2</sup> )
3	Variable (uniforme)	PZ = -980,66 (N/m <sup>2</sup> )
4	Nieve (uniforme)	PZ = -490,33 (N/m <sup>2</sup> )

ha sido utilizado en la determinación de las aceleraciones de cada modo de vibración. Posteriormente, con estas aceleraciones se calcularon las fuerzas máximas probables aplicando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

En la Figura 4.16 se observa el dimensionamiento y los detalles de armado de los pilares del edificio porticado con vigas de canto. Es importante notar que las dimensiones de pilares son menores que las correspondientes a los otros dos edificios, debido a la reducción aplicada al espectro elástico de proyecto y a la consecuente reducción de las fuerzas sísmicas. En la Figura 4.17 se muestran las vigas de este edificio. En la Tabla 4.12 se muestra el resumen de las cuantías de armadura longitudinal empleadas en el proyecto de la estructura porticada con vigas de canto.

Combinación	Nombre	Naturaleza de combinación	Definición
9 (c) (SRSS)	1.*X 0,3*Y 0,3*Z	ELU	6*1,00+(7+8)*0,30
10 (c) (SRSS)	1.*X 0,3*Y -0,3*Z	ELU	6*1,00+7*0,30+8*-0,30
11 (c) (SRSS)	1.*X -0,3*Y 0,3*Z	ELU	6*1,00+7*-0,30+8*0,300
12 (c) (SRSS)	1.*X -0,3*Y -0,3*Z	ELU	6*1,00+(7+8)*-0,30
13 (c) (SRSS)	0,3*X 1.*Y 0,3*Z	ELU	(6+8)*0,30+7*1,00
14 (c) (SRSS)	0,3*X 1.*Y -0,3*Z	ELU	6*0,30+7*1,00+8*-0,30
15 (c) (SRSS)	0,3*X -1.*Y 0,3*Z	ELU	(6+8)*0,30+7*-1,00
16 (c) (SRSS)	0,3*X -1.*Y -0,3*Z	ELU	6*0,30+7*-1,00+8*-0,30
17 (c) (SRSS)	0,3*X 0,3*Y 1.*Z	ELU	(6+7)*0,30+8*1,00
18 (c) (SRSS)	0,3*X 0,3*Y -1.*Z	ELU	(6+7)*0,30+8*-1,00
19 (c) (SRSS)	0,3*X -0,3*Y 1.*Z	ELU	6*0,30+7*-0,30+8*1,00
20 (c) (SRSS)	0,3*X -0,3*Y -1.*Z	ELU	6*0,30+7*-0,30+8*-1,00

ELU: Estado límite último.

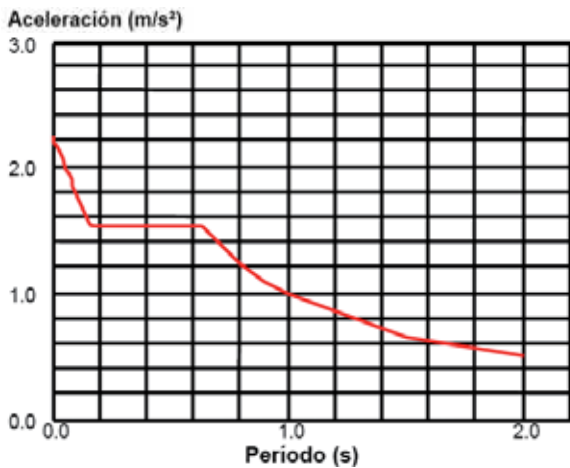


Figura 4.15 Espectro inelástico obtenido de acuerdo con la normativa NCSE-02.

Tabla 4.11 Valores modales correspondientes al edificio con pórticos resistentes a momentos.

Modo	Frecuencia (Hz)	Período (s)
1	2,25	0,44
2	2,43	0,41
3	2,49	0,40
4	3,18	0,31
5	3,38	0,30
6	4,28	0,23
7	4,36	0,23
8	5,05	0,20
9	5,70	0,18

Tabla 4.12 Resumen de las cuantías de armadura longitudinal de pilares y vigas del edificio porticado con vigas de canto.

	Cuantías de armaduras longitudinales en pilares (%)					Cuantías de armaduras en vigas de carga (%)	
	Eje					Ubicación de la armadura	
	1	2	3	4	5	Superior	Inferior
N3	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	0,54	0,54
N2	1,54	1,54	1,26	1,54	1,54	1,00	0,73
N1	1,84	1,84	2,45	1,84	1,84	1,04	0,70

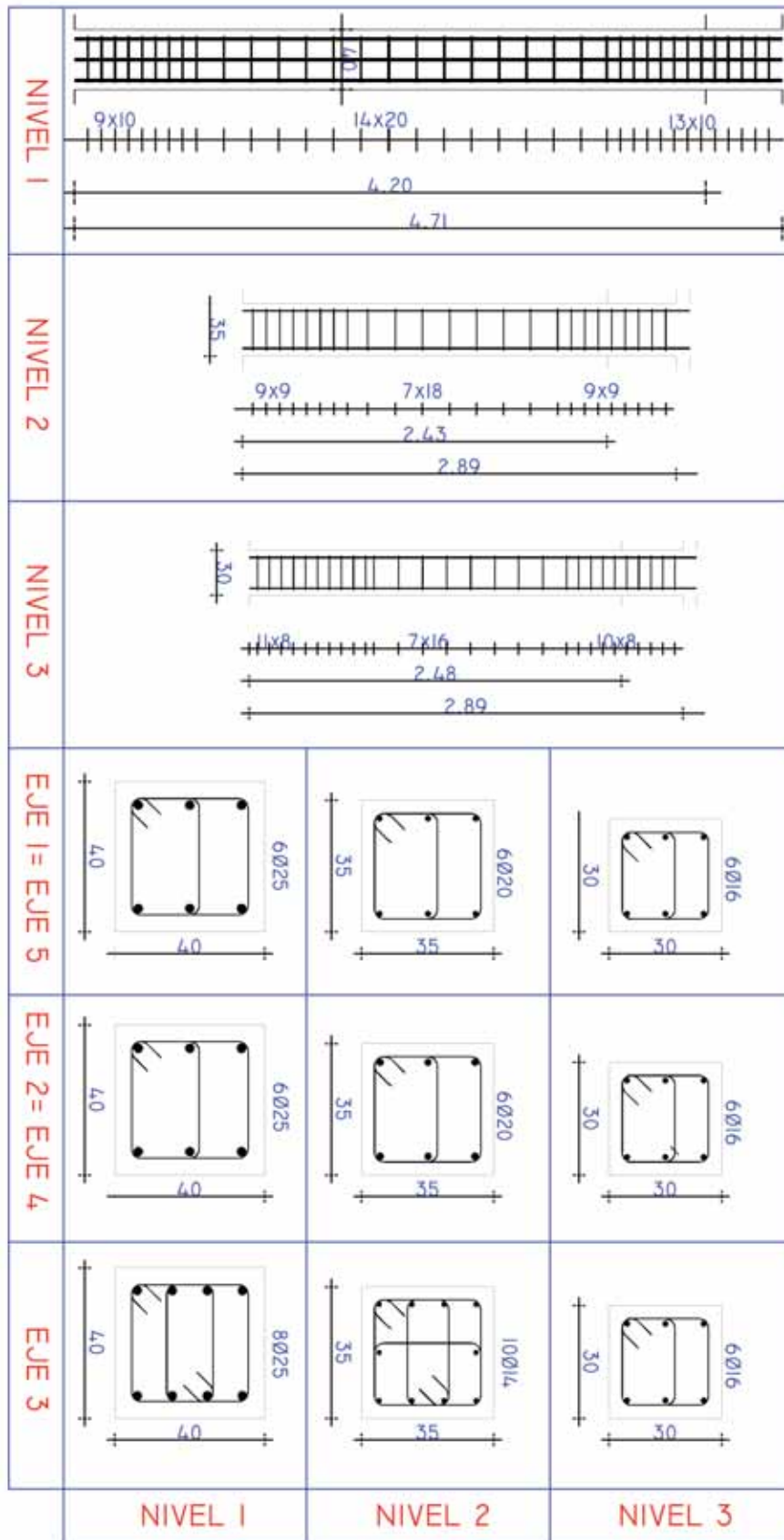


Figura 4.16 Detalles de armado de los pilares del pórtico exterior.

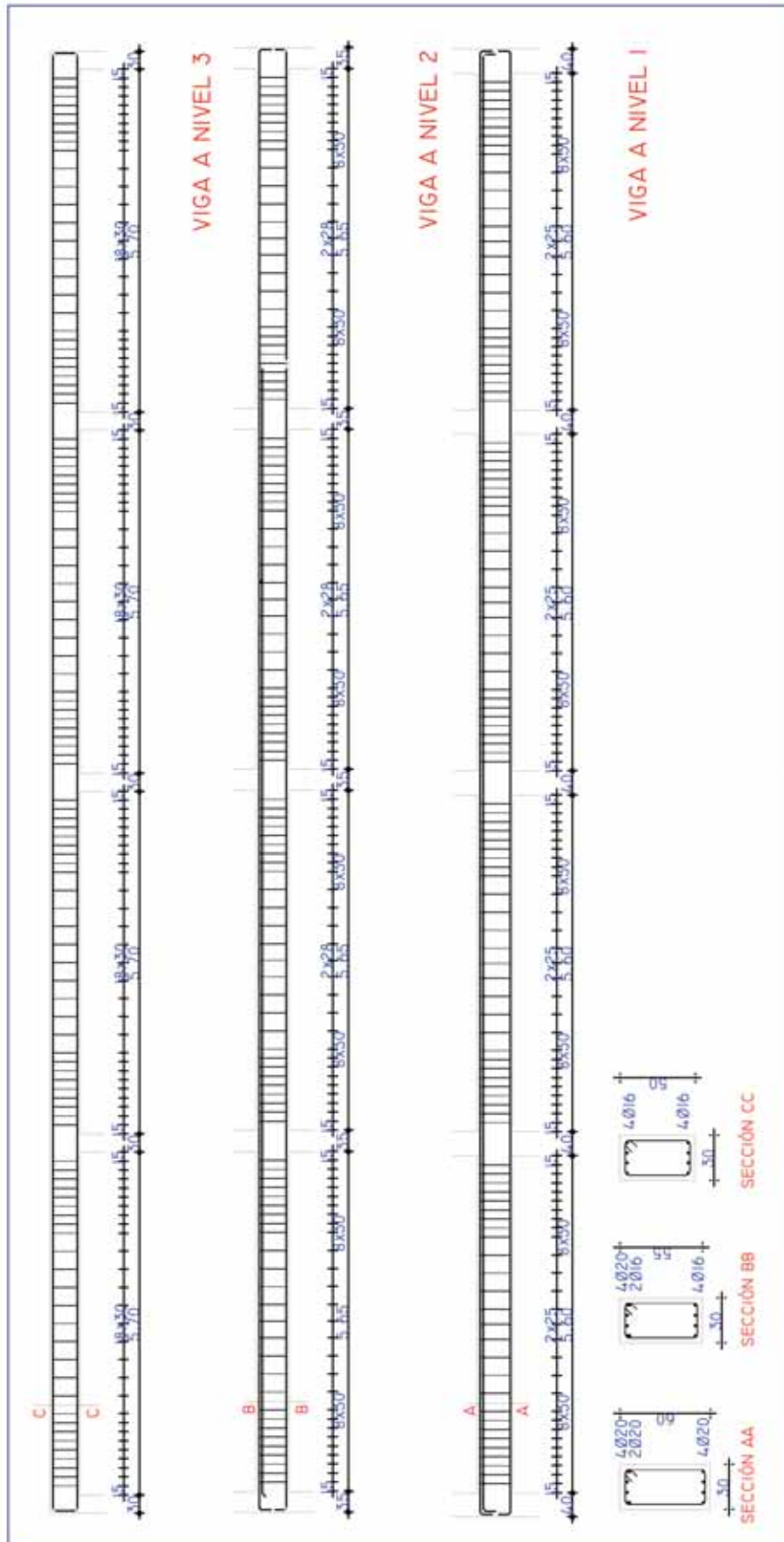


Figura 4.17 Detalles de armado de las vigas del pórtico exterior.

### 4.3 ANÁLISIS NO LINEAL

El análisis no lineal tiene como principal objetivo el de hacer una evaluación más ajustada a la realidad de la respuesta de los edificios proyectados de acuerdo con el método de cálculo lineal elástico previsto en la norma NCSE-02. De esta manera se podrá ilustrar, por una parte, la manera en que el proyecto sismorresistente mejora la capacidad dúctil de las estructuras y, por otra, de qué manera la respuesta no lineal cuestiona ciertas simplificaciones que se efectúan en el análisis elástico. Se debe mencionar también que dichas simplificaciones no siempre tienen un significado del todo claro para el proyectista de estructuras.

#### 4.3.1 Procedimiento de cálculo

Para evaluar la respuesta de las tres estructuras proyectadas se aplica un procedimiento de cálculo estático no lineal, habitualmente conocida como *pushover analysis*. Dicho procedimiento consiste en someter la estructura a un patrón de fuerzas laterales, representativas de la acción sísmica, distribuidas en altura de acuerdo a diferentes criterios, e incrementarlas hasta que se produce el colapso estructural. Entre los criterios mencionados el más popular es el criterio de distribución de acuerdo con la forma del primer modo de vibración, debido a que representa de forma bastante correcta la respuesta de las estructuras regulares en planta y elevación. En la Figura 4.18 se muestran posibles patrones de distribución de fuerzas, como la distribución constante, la distribución

del primer modo y la distribución correspondiente a los modos superiores de vibración.

Las fuerzas laterales se incrementan progresivamente, desde el valor nulo, pasando por las que producen el cambio del comportamiento elástico de la estructura en plástico, hasta alcanzar el valor del desplome último, a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar ningún incremento de carga, por pequeño que este sea, y su colapso es inminente. En el esquema de la Figura 4.19 se muestra todo este proceso para una estructura porticada dúctil. En dicha figura se representa gráficamente el cortante en la base de la estructura,  $V$ , en función del desplome en el nivel superior de la misma,  $\Delta$ , para obtener la así llamada curva de capacidad.

Antes de aplicar las cargas laterales representativas de la acción sísmica, la estructura es sometida a la acción de las cargas de gravedad, de acuerdo con las combinaciones aplicadas en el análisis elástico. El método descrito de cálculo no lineal estático no permite considerar los efectos torsionales.

Es necesario tener presente que bajo las premisas normativas de un proyecto sismorresistente se permite que las estructuras tengan un comportamiento plástico. Sin embargo, para ello es necesario que las estructuras sean capaces de sostener una respuesta dúctil estable, que garantice que no se sobrepasan los estados límites de diseño, correlacionados con terremotos de diferente magnitud, tal como se muestra en la Figura 4.20.

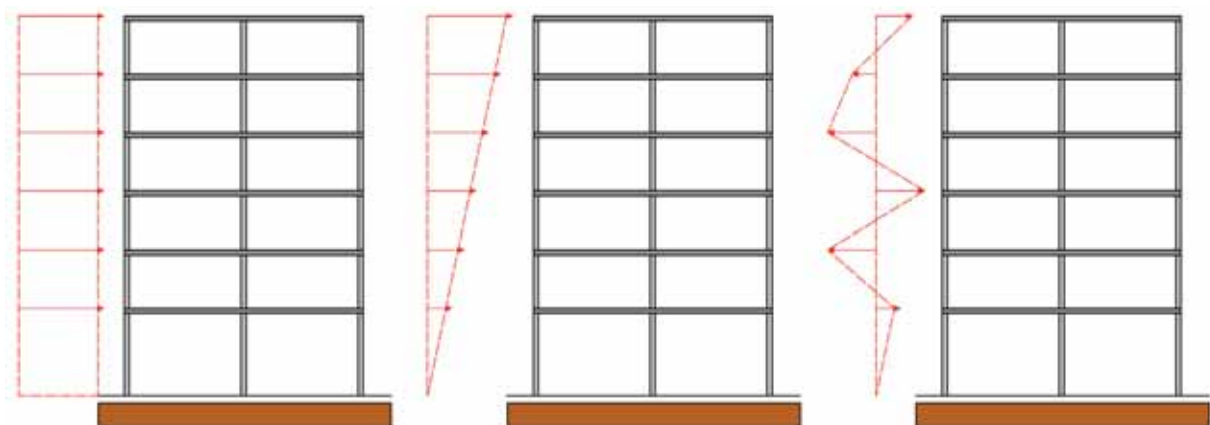


Figura 4.18 Patrones de distribución de fuerzas utilizadas en el análisis estático no lineal.



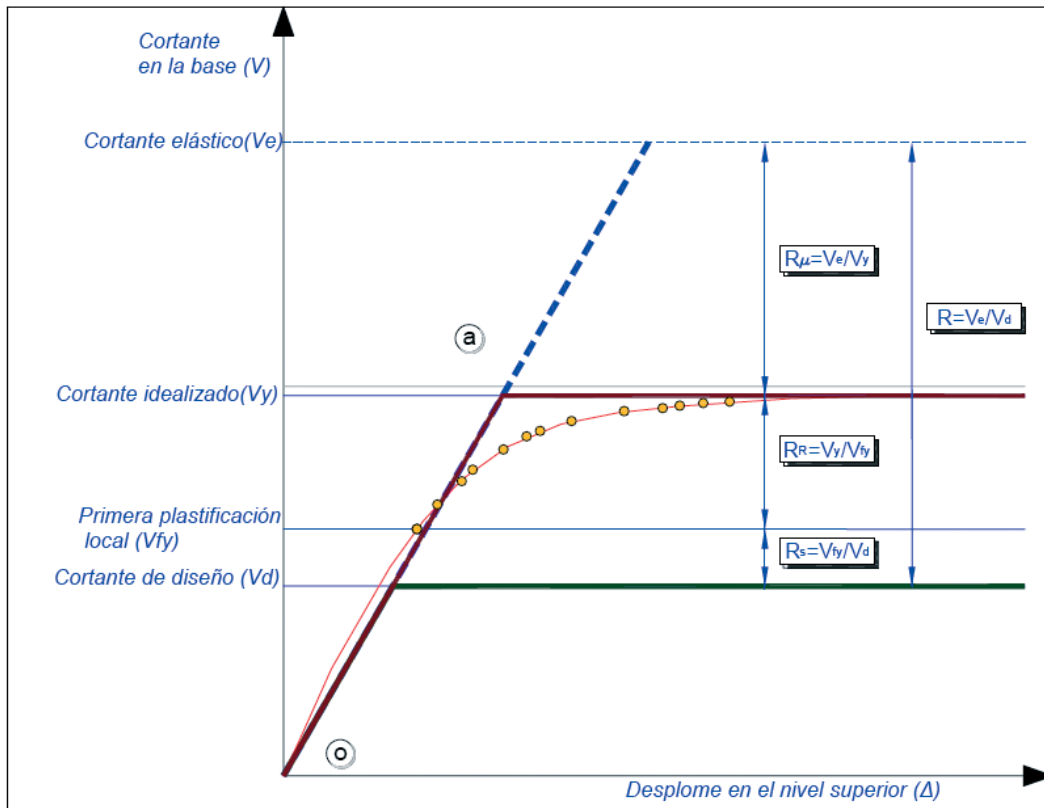


Figura 4.19 Determinación de las resistencias características para el cálculo de los factores de reducción por redundancia y por reserva de resistencia.

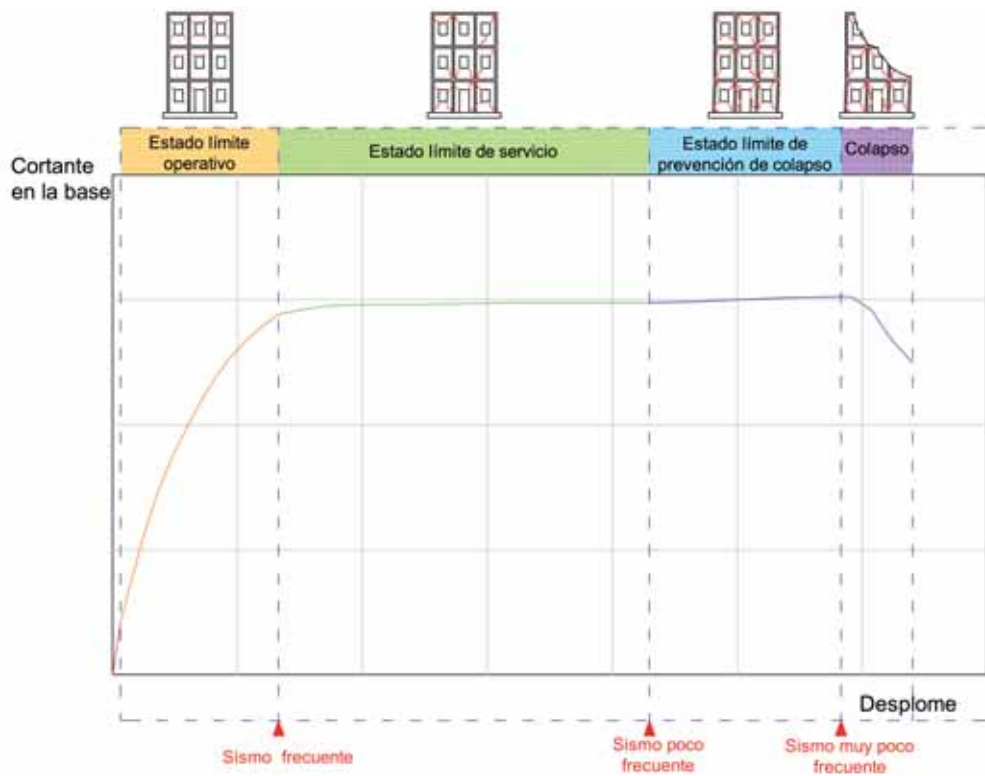


Figura 4.20 Curva de capacidad con los estados límite de la estructura.

### 4.3.2 Modelización de los edificios

Los resultados se han calculado mediante los modelos 2D de los edificios descritos en el apartado 4.2, definiéndose pórticos representativos para cada uno de los modelos estructurales analizados. Dada la presencia de pilares no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha decidido modelizar uno de los pórticos exteriores de este edificio, ya que el resto de los elementos no constituyen un sistema estructural que se pueda modelizar como plano en sentido estricto.

Respecto al análisis no lineal, se ha utilizado un programa de elementos finitos que permite modelizar el hormigón armado como un material compuesto y se ha aplicado la teoría de mezclas. En la Figura 4.21 se muestra una discretización típica de los pórticos, cuyos elementos tienen longitudes variables que dependen de las zonas de pilares y de vigas con un mayor confinamiento. Las zonas de confinamiento se han proyectan de acuerdo con las dimensiones generales de los elementos estructurales, de los diámetros del acero longitudinal y de las luces de los vanos o de las alturas de los pisos.

A continuación se presenta un resumen de los aspectos más relevantes de la respuesta no lineal de los edificios analizados, recordando que se trata de edificios proyectados para zonas de alta amenaza sísmica.

### 4.3.3 Respuesta no lineal del edificio con forjados reticulares

Cabe destacar que para el cálculo de la respuesta no lineal de este tipo de edificio no abundan las orientaciones en la literatura especializada, dada la naturaleza especial del sistema estructural. En este caso se ha adoptado un modelo mecánico similar al de *pórtico equivalente* sugerido en la Norma ACI-318 del año 2005.

Este tipo de estructuras se proyecta para un nivel de ductilidad muy bajo en comparación con el permitido para otros sistemas estructurales como, por ejemplo, el porticado. En la Figura 4.22 se muestra la curva de capacidad calculada para este edificio. A partir de ésta se obtiene la expresión idealizada bilineal de la Figura 4.23, que tiene un segmento representativo del comportamiento elástico que va desde el origen hasta el valor que corresponde al 75 % del cortante máximo en la base. Para obtener la segunda recta, ha sido necesario encontrar la intersección de este segmento con uno horizontal, correspondiente al valor máximo del cortante en la base. Mediante este procedimiento se logra garantizar que la energía disipada por el sistema real y el ideal sean iguales, tal como puede verse en la Figura 4.23. Se observa que la ductilidad obtenida para este tipo de estructuras es muy baja, incluso inferior a la contemplada en las nor-

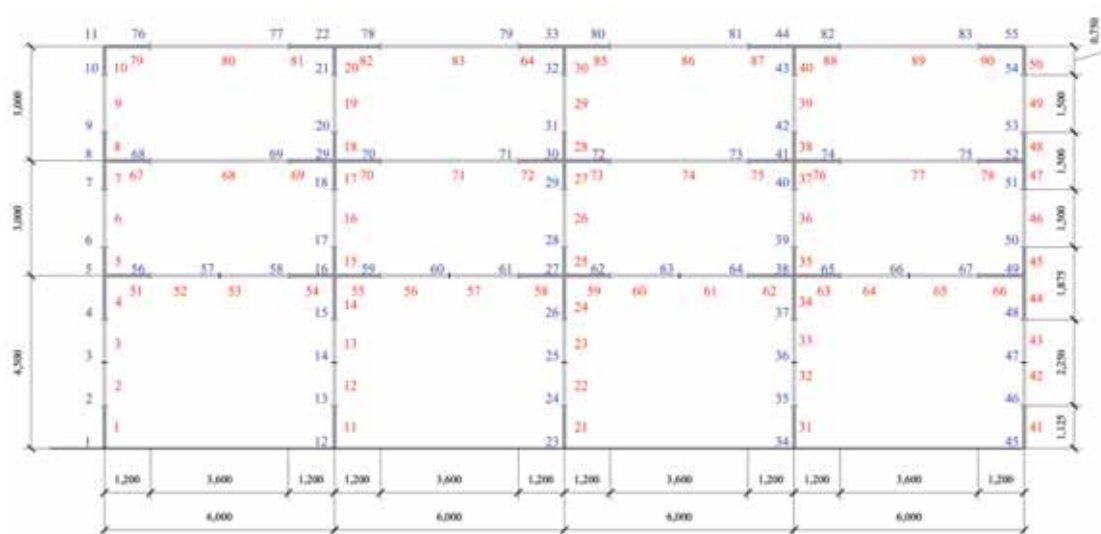


Figura 4.21 Discretización típica de los pórticos analizados.

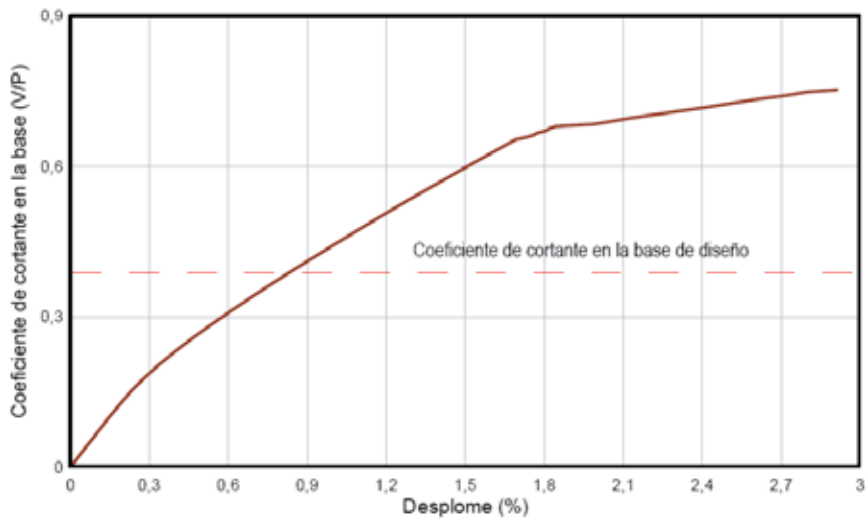


Figura 4.22 Curva de capacidad de un pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

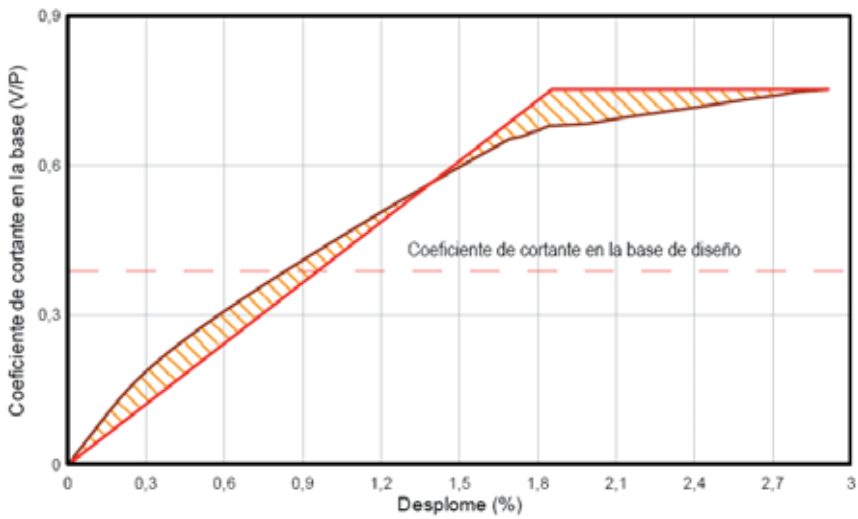


Figura 4.23 Idealización bilineal de la curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

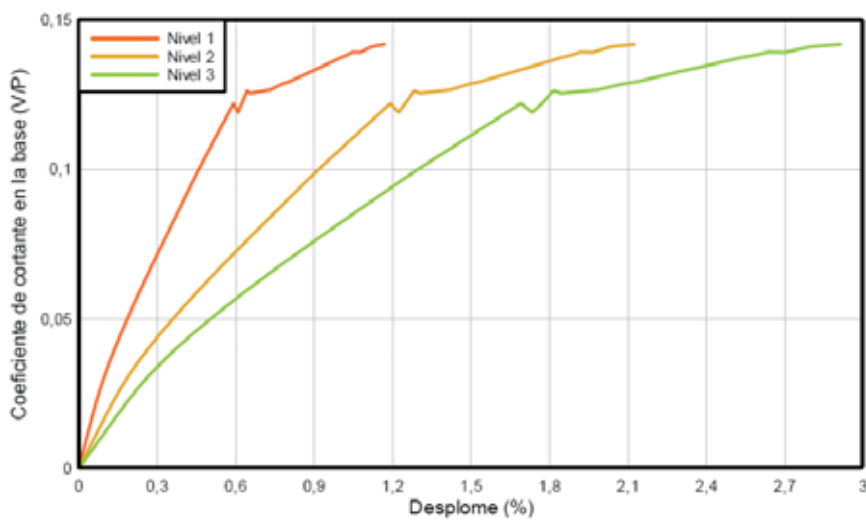


Figura 4.24 Curvas de capacidad para los tres niveles del edificio.

ma española NCSE-02 para este tipo de estructuras, que es igual a 2. En este caso en particular, el valor obtenido para la ductilidad es de 1,57.

En la Figura 4.24 se muestran las curvas de capacidad, obtenidas al considerar los desplomes de los nudos ubicados en cada uno de los niveles del edi-

ficio. A partir de estas curvas es posible calcular los desplomes relativos y las ductilidades por nivel, que muestran la tendencia general del edificio de tener un valor mayor para el primer nivel, tal como se aprecia en la Figura 4.25.

Los desplomes relativos muestran que el edificio no es capaz de mantener una respuesta estable cuando estos desplomes son grandes. En la Figura 4.26 se observa que los desplomes no llegan al valor de 2,5 % de la altura máxima del edificio. Esto indica que el valor del desplome relativo máximo del nivel superior no es un indicador que se pueda aplicar de manera concluyente a todos los tipos estructurales.

En la Figura 4.27 se muestra la evolución del índice de daño sísmico que cuantifica la pérdida de rigidez del conjunto de elementos estructurales encargados de resistir la carga o conjunto de cargas que conducen al fallo de la estructura. Dicho índice permite correlacionar el daño con los desplomes para poder delimitar, a partir de un criterio numérico objetivo, los umbrales que definen los estados límite. Este criterio puede facilitar la toma de decisiones sobre la conveniencia o no de reparar una estructura dañada por un terremoto.

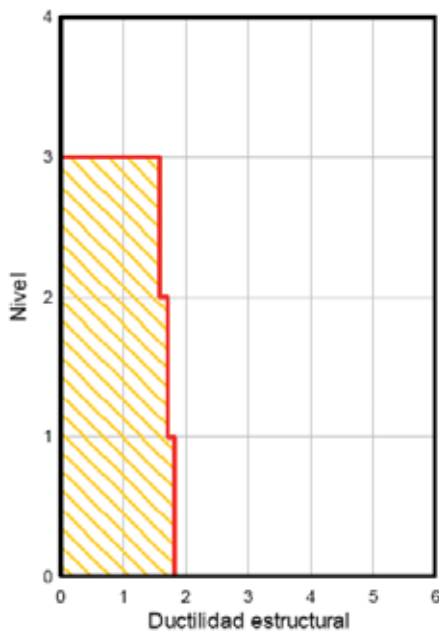


Figura 4.25 Ductilidad del edificio por niveles.

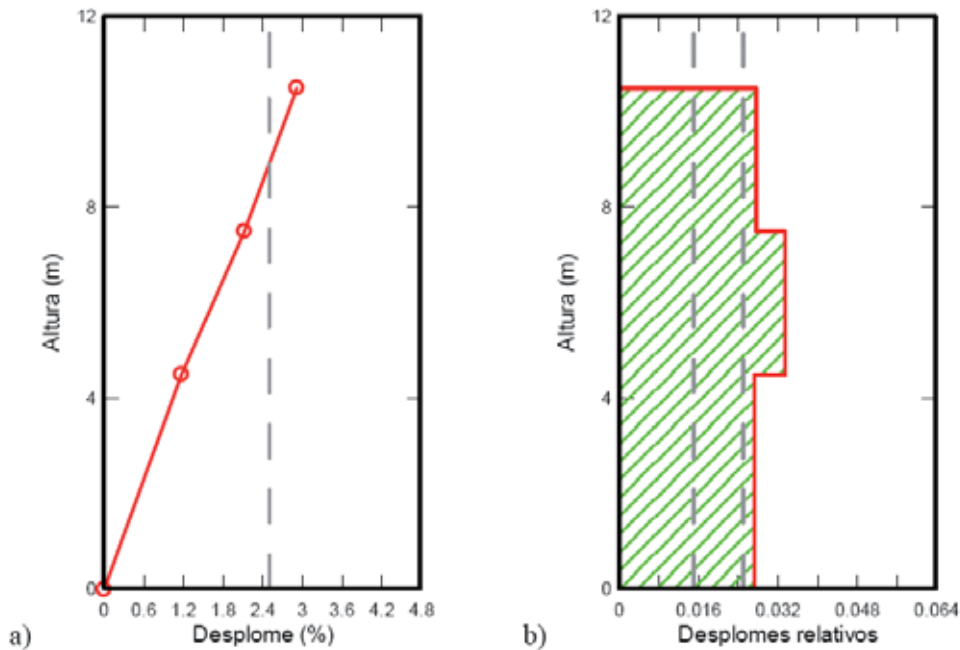
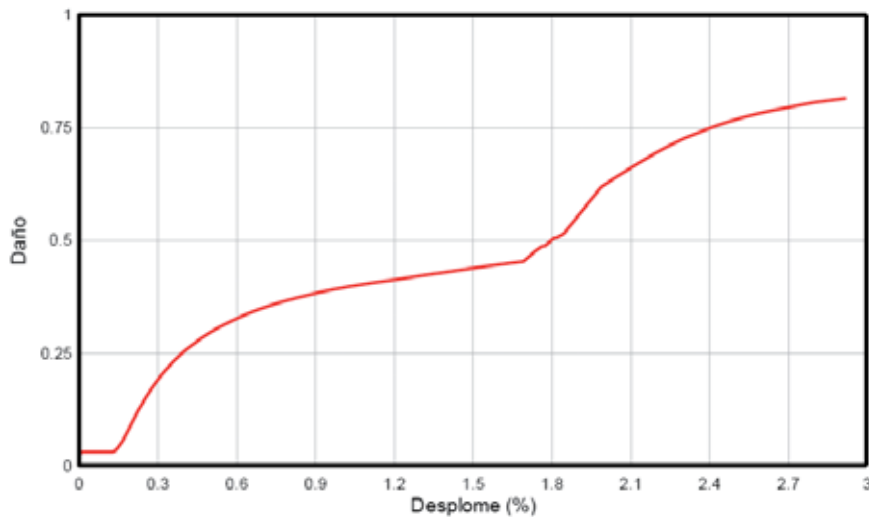


Figura 4.26 Desplomes del pórtico: a) desplome; b) desplome relativo.



**Figura 4.27** Evolución del índice de daño global en el pórtico.

La respuesta poco dúctil del edificio con forjados reticulares puede atribuirse a la aparición de rótulas plásticas en los puntos de transición entre los ábacos y los nervios del forjado del primer nivel. Debe recordarse que al estar los elementos de los forjados sometidos a flexión inducida por cargas de gravedad, además de la debida a las fuerzas sísmicas de cálculo, las zonas que requieren un especial armado son las próximas a los nudos y las del centro del vano, en donde frecuentemente se producen los mayores momentos. Es reseñable que resulte complicado poder llevar a cabo un eficiente confinamiento en la zona central de los forjados, lo que en cierto sentido explica su posible mecanismo de fallo en el caso sísmico y, por ende, el bajo nivel de ductilidad de la estructura.

#### 4.3.4 Respuesta no lineal del edificio con vigas planas

Los edificios cuyos pórticos tienen vigas planas reciben en la norma española NCSE-02 una consideración diferente a la del resto de los edificios porticados con vigas de canto, en lo que a ductilidad se refiere. Además, es destacable la dificultad técnica de llevar a cabo las disposiciones normativas de armado para garantizar una respuesta dúctil de los elementos del pórtico. En la Figura 4.28 se muestra la respuesta global de la estructura hasta alcanzar el desplome último (desplome previo al colapso to-

tal) que, junto con el valor del desplome de plastificación, permite calcular el valor de la ductilidad de desplazamiento.

La Figura 4.28 indica que el comportamiento se mantiene elástico hasta un valor relativamente bajo del coeficiente de cortante en la base (inferior a un valor de 0,10). Sin embargo, no es este valor el que se considera en el cálculo de la ductilidad, ya que se utiliza el valor de plastificación obtenido de la forma bilineal idealizada que se muestra en la Figura 4.29. En esta figura también puede verse el cálculo de la ductilidad del edificio a partir de la forma bilineal idealizada.

Tal como puede verse en la en la Figura 4.29, la ductilidad que se obtiene para el edificio con vigas planas es de 1,55 lo que, sin duda alguna, llama la atención debido a que el valor utilizado como factor de reducción de respuesta, de acuerdo con las recomendaciones normativas, es igual a 2. También resulta interesante comparar los valores del coeficiente de cortante en la base de diseño, representado en la Figura 4.29 por la línea interrumpida horizontal, con el coeficiente de cortante en la base de la curva de capacidad. La relación entre ambas ordenadas define la reserva de resistencia del edificio (concepto expuesto en el apartado 1.4.1) que, para efectos de proyecto, representa una especie de factor de seguridad. Si bien el anterior comentario parece ser una sugerencia a revisar los valores de la reducción de

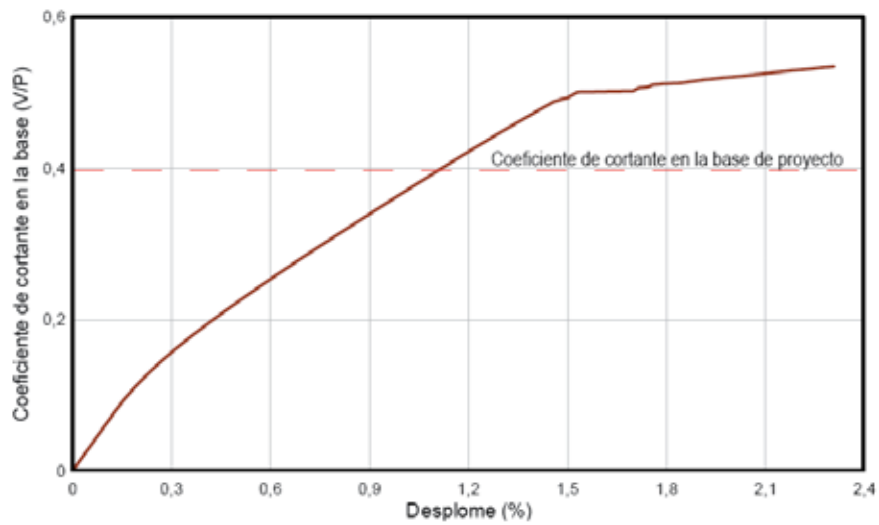


Figura 4.28 Curva de capacidad del pórtico externo del edificio con vigas planas.

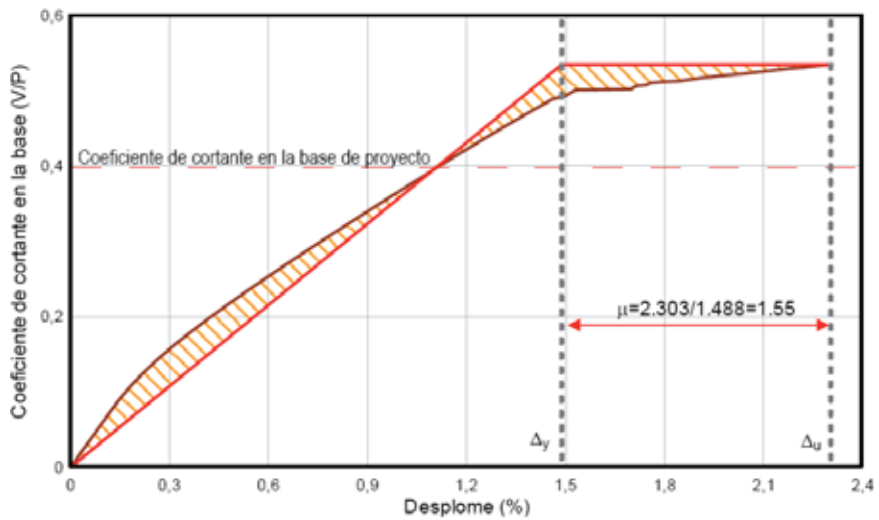


Figura 4.29 Curva de capacidad idealizada del pórtico exterior del edificio con vigas planas.

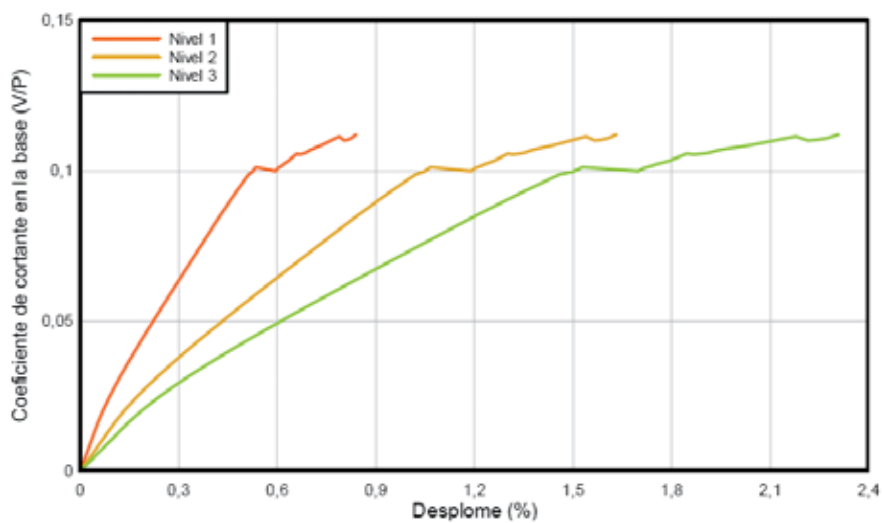


Figura 4.30 Curvas de capacidad por niveles.

las acciones sísmicas, también es cierto que los resultados muestran que este edificio exhibe una alta reserva de resistencia.

La ductilidad correspondiente a los distintos niveles del edificio puede calcularse utilizando las curvas de capacidad para los tres niveles del edificio, mostradas en la Figura 4.30. A partir de la respuesta elasto-plástica del edificio, es posible determinar los valores de los desplomes de plastificación y último, con lo que es posible calcular la ductilidad. En la Figura 4.31 se muestran los resultados para cada nivel, siendo importante resaltar que las mayores ductilidades se alcanzan en los dos niveles inferiores, como suele ocurrir en los edificios de baja altura. Los resultados obtenidos son congruentes con el valor de la ductilidad de la estructura.

El desplome correspondiente a la curva de capacidad es una medida del daño global que experimenta la estructura cuando es sometida a cargas laterales. Sin embargo el desplome lateral relativo es un valor adimensional que es fácilmente comparable con los prescritos en las normativas y que indican los umbrales de daño de elementos estructurales y no estructurales y el nivel en el cual se pueden llegar a concentrar estos daños. En la Figura 4.32a se muestran los desplomes para los diferentes niveles y en la Figura

4.32b los desplomes relativos, que indican una concentración de daños en el segundo nivel del edificio.

Finalmente, en la Figura 4.33 se muestra la evolución del índice de daño global del pórtico, en función del incremento del desplome que se produce al aplicar las cargas horizontales. Dicha evolución muestra que la rigidez del

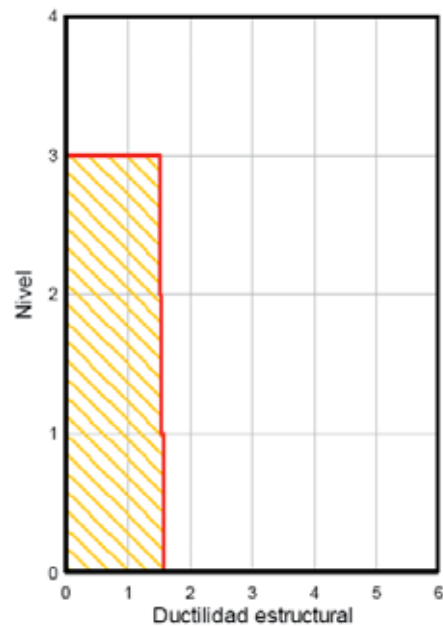


Figura 4.31 Ductilidad del edificio por niveles.

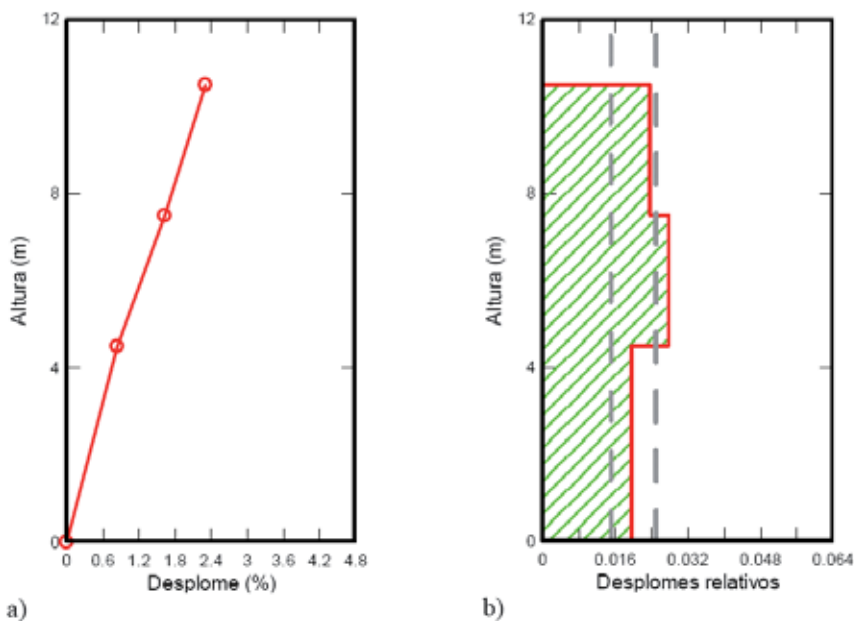


Figura 4.32 Desplomes del pórtico: a) desplome b) desplome lateral relativo.

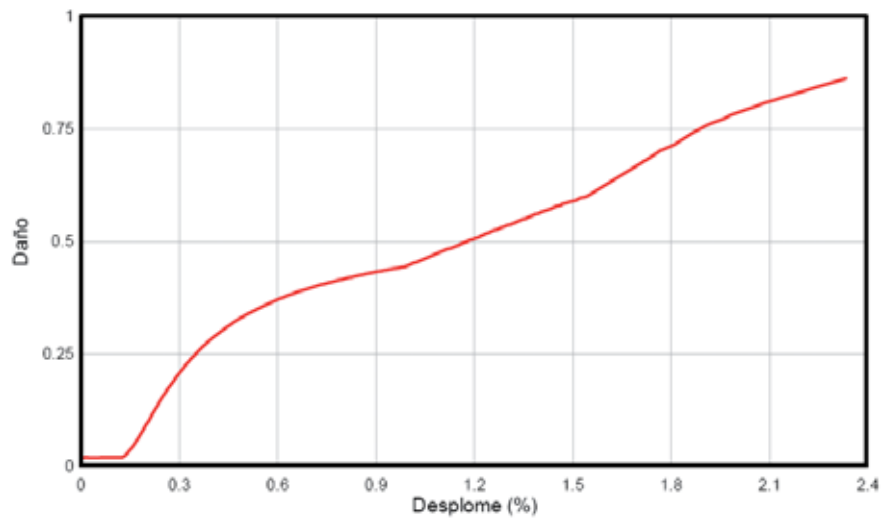


Figura 4.33 Evolución del índice de daño global en el pórtico.

pórtico se degrada rápidamente, incluso para desplomes relativamente pequeños. Este hecho condiciona fuertemente la respuesta no dúctil de estos edificios.

La respuesta del edificio con vigas planas muestra que la estabilidad de la estructura depende del fallo de dichas vigas. Esta observación es importante a la hora de decidir entre la selección de un sistema con vigas de canto o uno con vigas planas, puesto que este último dispone de una ductilidad inferior a la de proyecto y, por ende, de un factor de reducción de respuesta  $R$  menor.

#### 4.3.5 Respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos

A continuación se muestran los resultados de la respuesta no lineal del edificio cuya estructura principal está constituida por pórticos resistentes a momento. Al igual que en los dos edificios anteriores, se ha analizado el pórtico externo del edificio de manera que sea posible comparar los resultados obtenidos en cada caso. En la Figura 4.34 se muestra la curva de capacidad en la que se puede apreciar que este tipo de edificio es capaz de sostener una respuesta dúctil estable, evidenciada por el alto valor del desplome último.

De la curva bilineal idealizada de la Figura 4.35 se obtiene una ductilidad de 5,25, por encima del valor considerado en el proceso de proyecto sismorresistente de la estructura, que es de 4. Esto significa que

los edificios con vigas de canto disponen de suficiente capacidad de respuesta dúctil ante la acción de fuerzas sísmicas, además de una adecuada reserva de resistencia. Las curvas de capacidad calculadas para cada nivel se muestran en la Figura 4.36.

A partir de estas curvas se calculan las ductilidades para cada nivel, las cuales se grafican en la Figura 4.37.

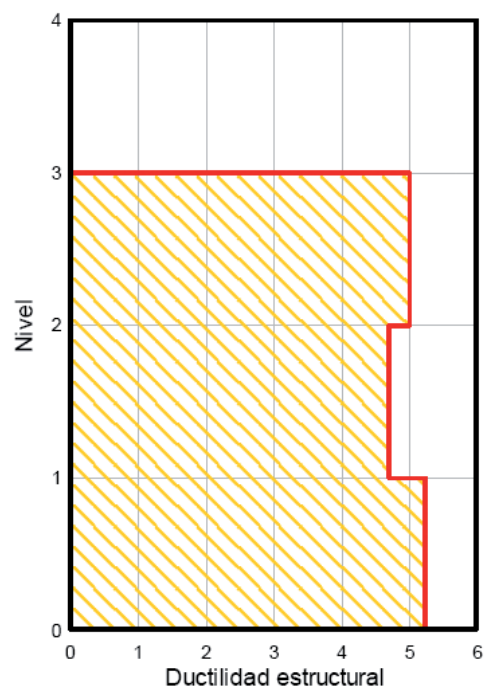


Figura 4.37 Ductilidad del edificio por niveles.



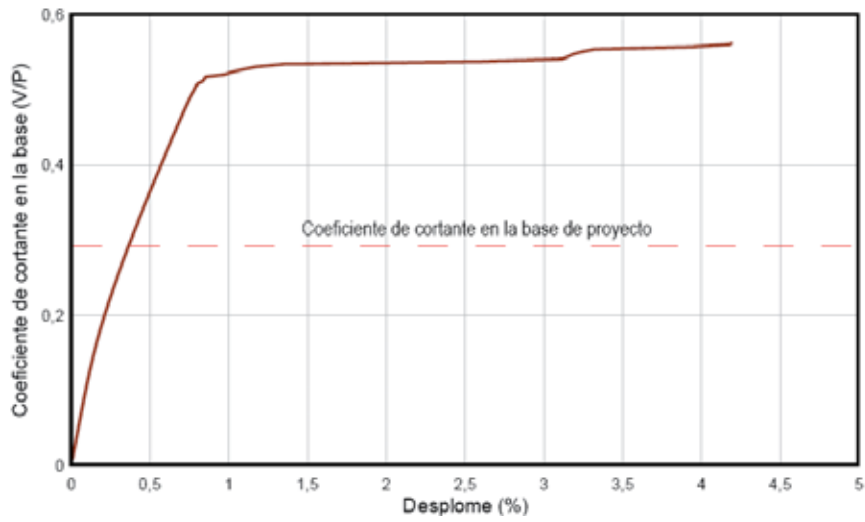


Figura 4.34 Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio de pórticos resistentes a momentos.

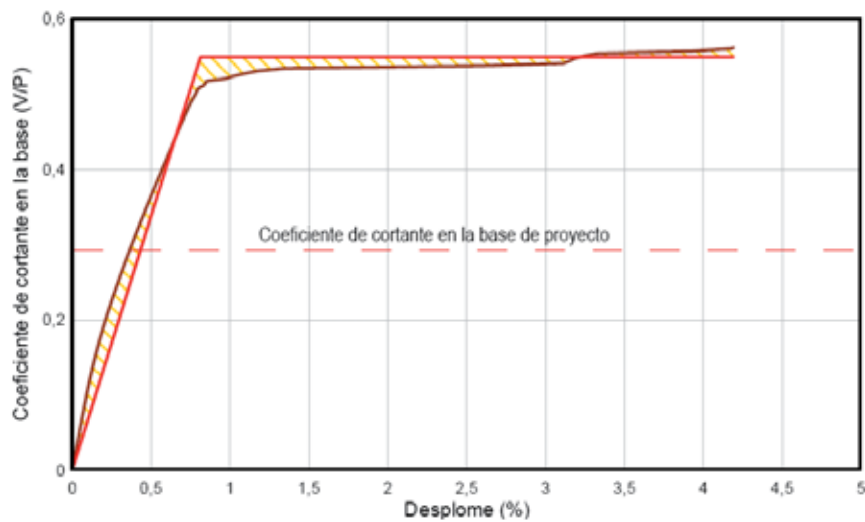


Figura 4.35 Curva de capacidad idealizada del pórtico externo del edificio con pórticos resistentes a momentos.

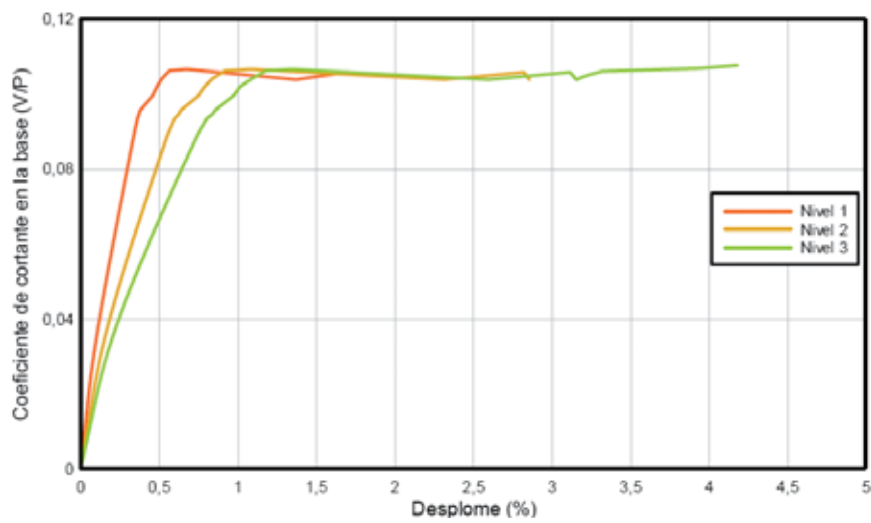


Figura 4.36 Curvas de capacidad por niveles.

Los desplomes que se muestran en la Figura 4.38a y los desplomes relativos en la Figura 4.38b ilustran la concentración de daño por niveles en el edificio. En la Figura 4.38 se observan dos aspectos.

1) El desplome máximo correspondiente al nivel de cubierta del edificio sobrepasa largamente el valor del desplome máximo supuesto para este tipo de estructuras, al que normalmente se le atribuye un valor que no debería superar el 2,5 %. Sin embargo, la ductilidad de este sistema estructural permite tal incremento manteniendo estable la respuesta.

2) Los desplomes relativos indican que para el estado límite último se superan los valores de 0,015, lo que indica que se producen daños importantes en los elementos de fachada y en los otros cerramientos.

Estos resultados muestran claramente que, si bien la respuesta de la estructura es dúctil y razonablemente estable, el daño que ocurre en los elementos estructurales y arquitectónicos puede alcanzar tal magnitud que hace inviable la rehabilitación del edificio tanto desde el punto de vista técnico como económico. Fi-

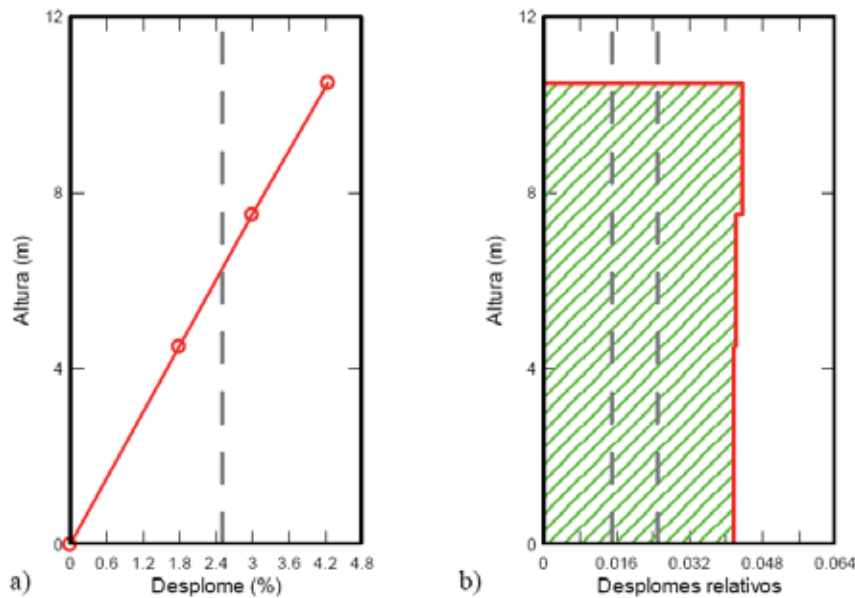


Figura 4.38 Desplomes del pórtico: a) desplome y b) desplome relativo.

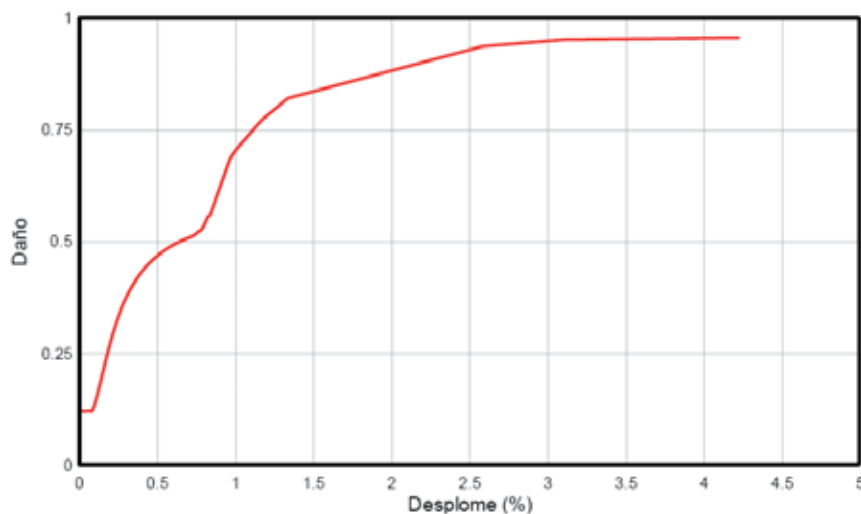


Figura 4.39 Evolución del índice de daño global en el pórtico.

nalmente, en la Figura 4.39 se muestra la evolución del daño en la estructura en función del desplome ocurrido al nivel de la cubierta del edificio.

La respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos corresponde a la típica respuesta que exhiben los edificios bajos de hormigón armado, en los que el comportamiento general incluye la formación de rótulas plásticas en las bases de los pilares del primer nivel. Este comportamiento general se debe a que la propuesta de proyectar edificios con *pilar fuerte-viga débil*, no es fácil de llevar a la realidad, fundamentalmente por el predominio de las acciones de gravedad sobre las vigas, que requieren secciones que finalmente resultan mayores que en el caso de pilares.

#### 4.3.6 Comparación de la respuesta no lineal de los tres edificios

Una vez obtenidos los resultados del análisis no lineal de los tres edificios, es provechoso destacar los aspectos generales que caracterizan la respuesta de cada tipología estructural. Para ello se han calculado y representado gráficamente las respuestas de los mencionados edificios en la Figura 4.40, en la que puede observarse que los tres alcanzan un cortante en la base superior al de diseño. Esto indica que los tres edificios satisfacen este objetivo inicial del proyecto, aunque es notoria la diferencia entre las reservas de resistencia de cada uno

de ellos. También se puede observar que los edificios porticados con vigas de canto son los que disponen de mayor capacidad dúctil y que ésta es varias veces superior a la de los edificios con vigas planas o con forjados reticulares. En resumen, los edificios porticados con vigas de canto son los únicos capaces de garantizar un comportamiento dúctil y tener, al mismo tiempo, una reserva de resistencia satisfactoria.

#### 4.4 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS CON DUCTILIDAD LIMITADA

Al observar los resultados de la respuesta no lineal de los edificios de ductilidad limitada, cabe preguntarse si es posible que el proyectista pueda mejorar dichas respuestas adecuándolas a los valores mínimos de ductilidad prescritas en las norma sismorresistente NCSE-02. En este apartado se estudian las posibles alternativas para mejorar el comportamiento sísmico de los edificios con forjados reticulares y con vigas planas y se comparan con el caso de los edificios con vigas de canto.

##### 4.4.1 Comportamiento del edificio con forjados reticulares

Para tratar de mejorar la respuesta de este edificio se aplican dos alternativas: la primera consiste en utilizar un acero con límite elástico menor; la segunda consiste en utilizar una estructura en la que en el sistema

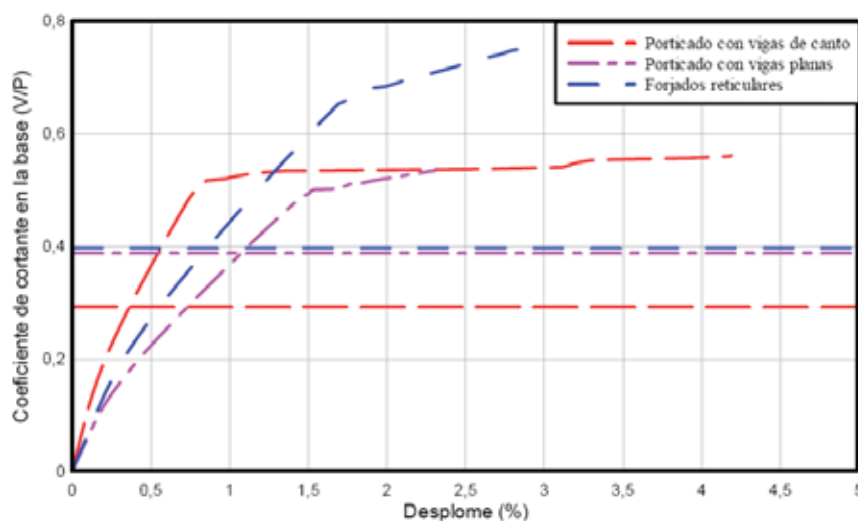


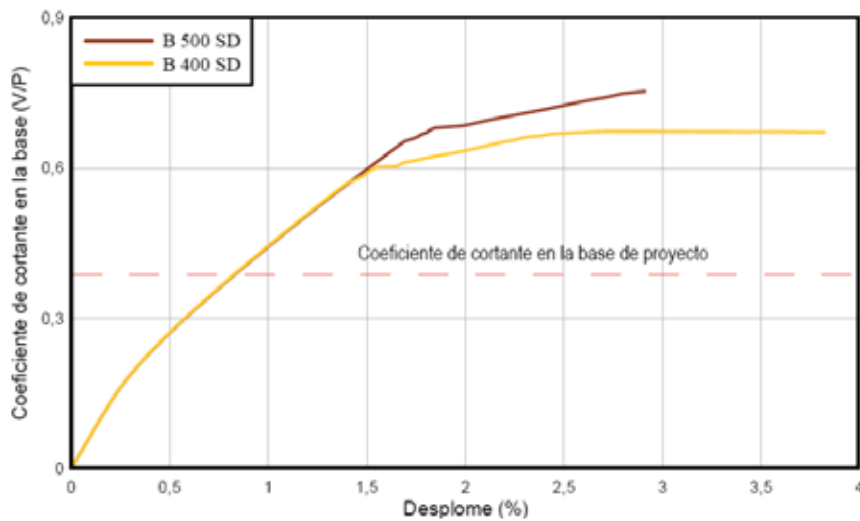
Figura 4.40 Comparación de la respuesta no lineal de los tres edificios analizados.

de forjados reticulares se introducen vigas de canto de dimensiones  $b = 30$  cm y  $h = 50$  cm que arriostren la estructura según líneas resistentes que unen la parte superior de los pilares. Dichas vigas cumplirán la función de resistir parte de los momentos y de limitar los desplomes de la estructura.

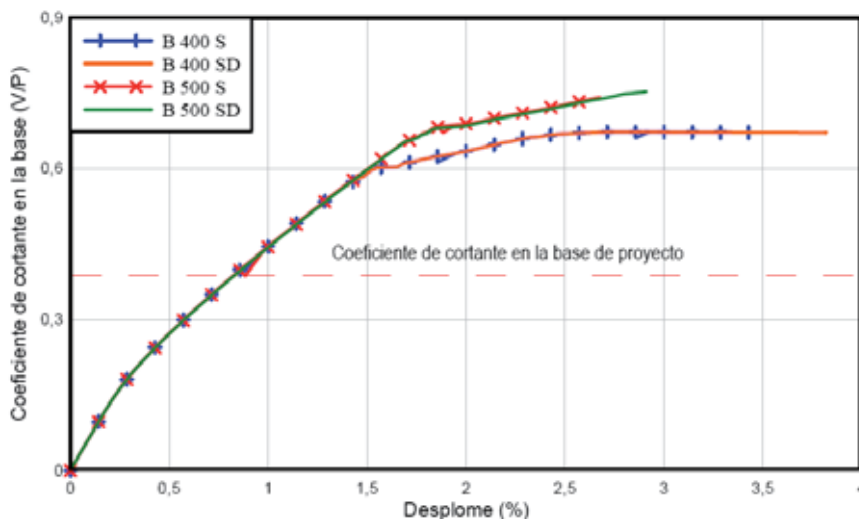
En la Figura 4.41 se muestra la comparación de las curvas de capacidad para distintas calidades de acero. Es evidente que el edificio cuya estructura es de hormigón armado con acero B 500 SD tiene una mayor reserva de resistencia, si bien el edificio arma-

do con acero B 400 SD, que es más dúctil, también muestra una reserva de resistencia satisfactoria.

Con el propósito de estudiar la influencia del tipo de acero sobre el comportamiento del edificio con forjados reticulares se ha calculado la respuesta no lineal para los casos en que dicho edificio se proyecta con acero dúctil SD y no dúctil S y para tensiones de plastificación de 400 y 500. En la Figura 4.42 puede observarse que las estructuras armadas con aceros dúctiles tienen una respuesta ligeramente más dúctil que las armadas con acero no dúctil.



**Figura 4.41** Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares, para dos tipos diferentes de armadura.

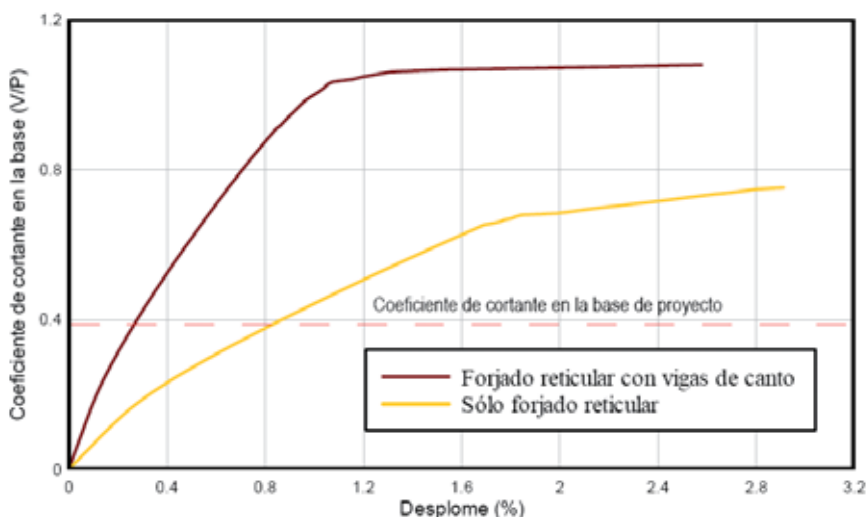


**Figura 4.42** Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares, armados con aceros de diferente ductilidad.

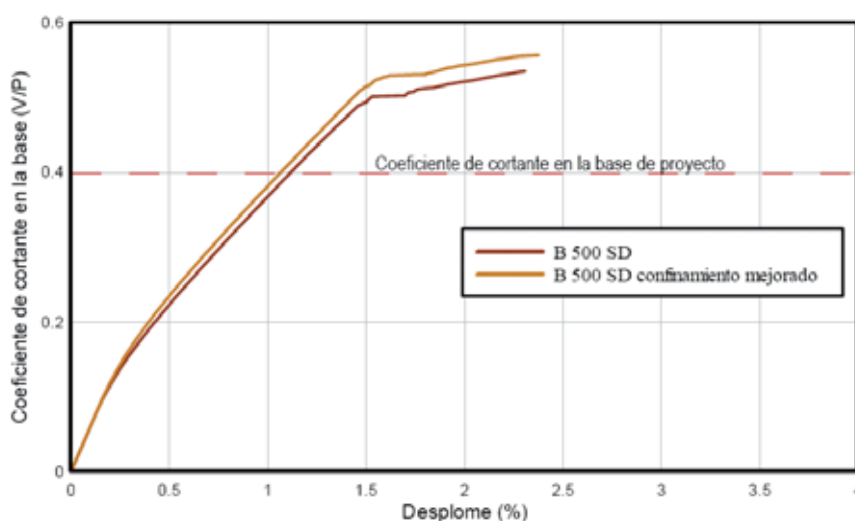
En cuanto a la alternativa de edificio con vigas de arriostramiento de canto, la curva de capacidad muestra un rasgo común al de los edificios porticados convencionales. Dicho rasgo es el de tener una mayor rigidez inicial, proporcionada por las vigas de canto. Sin embargo, la acción conjunta del forjado y de las vigas de arriostramiento hace que la estructura disponga de una considerable reserva de resistencia, es decir, que disponga de un coeficiente de cortante en la base que prácticamente triplica el coeficiente de cortante en la base correspondiente a las fuerzas sísmicas de proyecto (ver la Figura 4.43).

#### 4.4.2 Comportamiento del edificio con vigas planas

Una de las posibilidades consideradas para mejorar el comportamiento del edificio con vigas planas es la de reducir la tensión de plastificación del acero, escogiendo la correspondiente al acero tipo B 400 SD. La otra variante consiste en la mejora del confinamiento, incrementando la resistencia del hormigón de las secciones confinadas. Finalmente, se considera en el diseño del edificio un factor de reducción de 4, propio de los edificios de ductilidad intermedia,



**Figura 4.43** Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares, con vigas de arriostramiento de canto.



**Figura 4.44** Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas, para dos tipos diferentes de confinamiento.

según la norma EC-8. En la Figura 4.44 se muestran los resultados obtenidos en el caso del edificio con vigas planas, para el confinamiento inicial y para un confinamiento mejorado.

En la Figura 4.45 se muestra la curva de capacidad correspondiente a una ductilidad de 4. Puede observarse que, a grandes rasgos, la respuesta muestra mayor ductilidad estructural que en el caso del diseño del edificio con un nivel de ductilidad bajo. Sin embargo el valor de esta ductilidad no alcanza el valor del factor de reducción de respuesta previsto en la norma NCSE-02. Por tanto, si bien la respuesta del edificio es más dúctil, esta ductilidad no satisface los requisitos de proyecto. Tal como era de esperar, la curva de capacidad de esta

estructura muestra una mayor reserva de resistencia global del edificio que en el caso correspondiente al edificio con ductilidad limitada.

Es importante resaltar el caso de la respuesta no lineal del edificio con vigas planas, dado que es posible que dichas estructuras se proyecten como estructuras de ductilidad media ( $\mu$  entre 2 y 4), puesto que en el EC-8 existen restricciones en cuanto a la forma de las secciones de las vigas únicamente en el caso de las estructuras de ductilidad alta. La curva de capacidad obtenida (Figura 4.45) permite establecer que, a pesar de que el edificio se proyecta para un valor de ductilidad de 4, la respuesta no llega a alcanzar el valor de la ductilidad que se espera. En este caso el valor alcanzado es de 3,5.

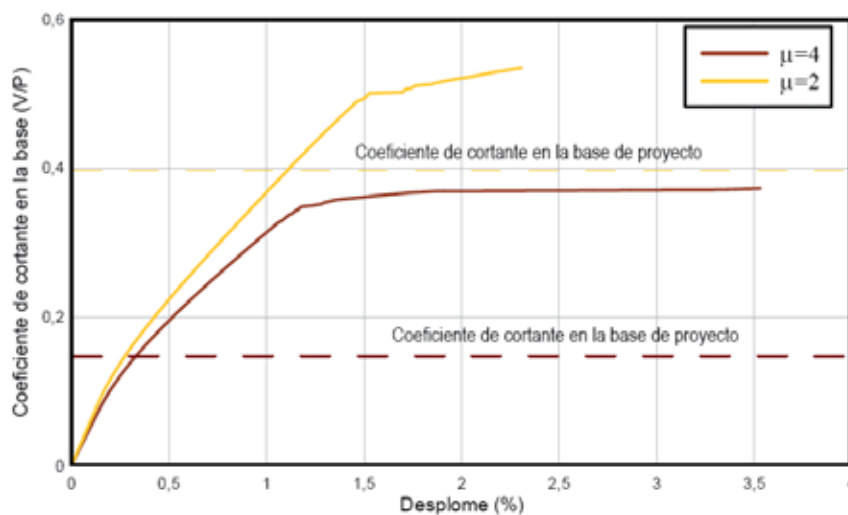


Figura 4.45 Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas, proyectado para ductilidad de 4.

Tabla 4.13 Comparación entre los tipos de estructuras que se pueden utilizar para proyectar edificios en zonas sísmicas.

	Tipo de estructura	Ductilidad		
		Alta > 4	Media $2 < \mu < 4$	Baja < 2
EC-8	Porticada con vigas de canto	sí	sí	sí
	Porticada con vigas planas	no	sí (*)	sí
	Con forjados reticulares	no	no	sí
NCSE-02	Porticada con vigas de canto	no	sí	sí
	Porticada con vigas planas	no	no	sí
	Con forjados reticulares	no	no	sí

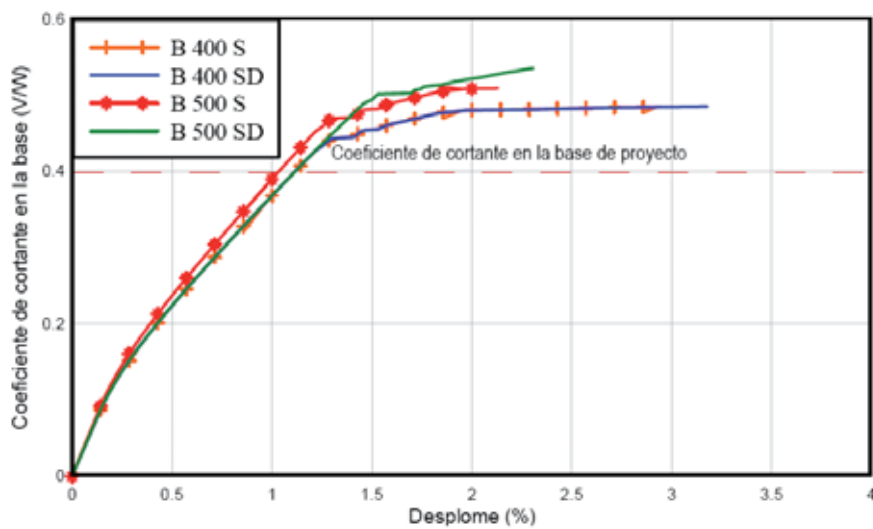
(\*) El EC-8 limita el ancho de las vigas para ductilidad media, según:  $b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\}$   
 donde:  $b_w$ : ancho de la viga;  
 $h_w$ : canto de la viga;  
 $b_c$ : mayor dimensión de la sección transversal del pilar.

En la Tabla 4.13 se muestra el tratamiento que se da a los tres tipos de estructuras analizadas en este capítulo en las normas NCSE-02 y EC-8. Se puede observar el caso de las estructuras porticadas con vigas planas, que no se recomiendan en la norma española NCSE-02 para ductilidad alta y que, sin embargo, son permitidas en la norma EC-8 para valores de ductilidad medios, pero con ciertas restricciones sobre el ancho de las vigas.

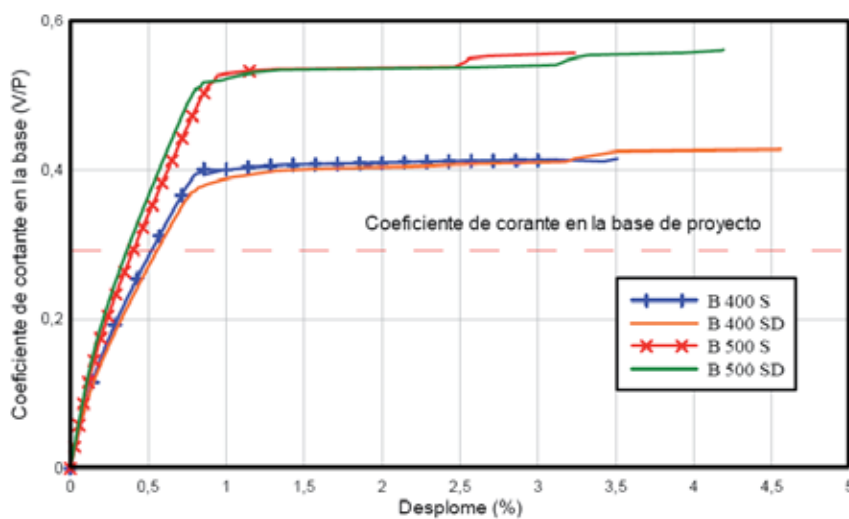
En este caso también se estudió el comportamiento del edificio con vigas planas para casos de armado con aceros con ductilidad diferente (tipo SD y tipo

S) y con diferente tensión de plastificación (400 y 500) (véase la Figura 4.46). Igual que en el caso del edificio con forjados reticulares, es posible observar una ligera mejora de la ductilidad en el caso en que se utilizan armaduras de acero dúctil.

Con la finalidad de comparar estos resultados con los correspondientes a los edificios porticados con vigas de canto, se incluyen las curvas de capacidad de la Figura 4.47. Se observa que en este último caso la respuesta obtenida con aceros SD es un 25 % más dúctil que la obtenida con aceros S.



**Figura 4.46** Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas armado con aceros de diferente ductilidad y tensión de plastificación.



**Figura 4.47** Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas de canto armados con aceros de diferente ductilidad y tensión de plastificación.

#### 4.5 COMENTARIOS SOBRE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL

En este capítulo se han podido corroborar algunos aspectos del proyecto sismorresistente de edificios de hormigón armado, analizando su respuesta obtenida mediante un análisis estático no lineal:

- Los edificios con ductilidad limitada no alcanzan los valores de ductilidad para los que se proyectan, lo que significa que el proyecto para estados límite puede conducir a resultados poco seguros.
- Los edificios porticados con vigas de canto disponen de suficiente ductilidad y reserva de resistencia para garantizar un comportamiento estable, incluso para ductilidades superiores a las de proyecto.
- Los edificios de ductilidad limitada tienen altas reservas de resistencia siempre y cuando, al ser sometidos a un terremoto, sean capaces de mantener la respuesta en el rango elástico.
- Los aceros no dúctiles S no son recomendados ni por el EC-8 ni por la instrucción EHE para proyectos de edificios emplazados en zonas sísmicas.
- Se comprueba la máxima de que a mayor resistencia menor ductilidad. Los edificios proyectados con acero de mayor resistencia (B 500 SD), si bien disponen de mayor reserva de resistencia, son menos dúctiles que los edificios proyectados con acero B 400 SD.
- El comportamiento global de los edificios con vigas planas y con forjados reticulares está dominado, en gran medida, por la tipología estructural. Cuando dichos edificios están armados con aceros SD, tienen una respuesta ligeramente más dúctil que en el caso en el que se proyectan con aceros S (véanse las Figura 4.42 y 4.46). Dentro de dicha tipología, el diseño conceptual concreto de cada edificio también influye, de manera importante, en la ductilidad estructural. Sin embargo, en el caso de los edificios porticados con vigas de canto se observa un claro incremento de la ductilidad en la respuesta si se utiliza acero SD en lugar del acero S (véase la Figura 4.47).
- Los edificios con forjados reticulares pueden mejorar su respuesta dúctil si se prevén vigas de canto que conecten entre sí, en las dos direcciones ortogonales, los extremos de los pilares de la misma planta. Esta mejora también se refleja en un incremento de la reserva de resistencia.
- La respuesta dúctil de los edificios con vigas planas no mejora sustancialmente si se mejora el confinamiento de sus elementos. En consecuencia, para garantizar su respuesta dúctil, un adecuado confinamiento es requisito necesario pero no suficiente, siendo también necesaria una adecuada configuración y un óptimo dimensionamiento de las secciones transversales. El buen confinamiento sólo es aprovechable en el caso de los edificios con configuración y tipología que permitan un comportamiento dúctil, tal como son los edificios porticados con vigas de canto.
- Las ventajas de la respuesta dúctil de los edificios porticados con vigas de canto deben aprovecharse especialmente en el caso de edificios esenciales que requieren mantenerse en servicio después de la ocurrencia de un terremoto, como es el caso de hospitales, cuarteles de bomberos, etc. Sin embargo, es necesario que esta tipología sea proyectada con un armado adecuado, prestando especial atención a las zonas de los nudos y a otras zonas sensibles a cortante, y con aceros con características especiales de ductilidad.



# Anexo

## Descripción de los tipos de suelos en las normas EC-8 y NCSE-02

En la Tabla A.1 se muestran los tipos de suelos del EC-8, descritos y con las características que los definen.

**Tabla A.1** Tipos de suelos del EC-8.

Tipo de suelo	Descripción del perfil estratigráfico	Parámetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (golpes/30 cm)	$C_u$ (kPa)
<b>A</b>	Roca u otra formación rocosa, incluidos 5 m de material blando en superficie, como máximo.	> 800	–	–
<b>B</b>	Depósitos de arenas muy densas, gravas o arcillas muy rígidas, al menos con varias decenas de metros de espesor, caracterizados por un gradual incremento de las propiedades mecánicas con la profundidad.	360 - 800	> 50	> 250
<b>C</b>	Depósitos profundos de arenas densas o medio-densas, gravas o arcillas rígidas, con espesores que varían entre varias decenas de metros a varios cientos de metros.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
<b>D</b>	Depósitos de suelos poco o medio cohesivos (que pueden presentar o no capas de suelos cohesivos blandos) o depósitos de suelos predominantemente cohesivos.	< 180	< 15	< 70
<b>E</b>	Perfil de suelo que consiste en capas de depósitos aluvionales superficiales, con características similares a los suelos tipo C o D y con espesores que varían entre los 5 m y los 20 m.			
<b>S1</b>	Depósitos que contienen al menos una capa de 10 m de espesor de arcillas blandas con alto índice de plasticidad ( $IP > 40$ ) con un alto contenido de humedad.	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
<b>S2</b>	Depósitos de suelos propensos a sufrir licuefacción, de arcillas sensibles u otro perfil de suelos no incluido en los tipos A - E o S1			

En la Tabla A.2 se muestran los tipos de suelos de la norma NCSE-02.

**Tabla A.2** Tipos de suelos de la NCSE-02.

	Descripción
<b>Terreno Tipo I</b>	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_s > 750$ m/s.
<b>Terreno Tipo II</b>	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq V_s > 200$ m/s.
<b>Terreno Tipo III</b>	Suelo granular de compactación media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq V_s > 200$ m/s.
<b>Terreno Tipo IV</b>	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_s \leq 200$ m/s.

# Referencias

- ACI (American Concrete Institute) Comitee 318 (2005). *Building code requirements for structural concrete*, ACI 318-05, Farmington Hills, Michigan.
- ATC (Applied Technology Council). (1974). *An evaluation of a response spectrum approach to the seismic design of buildings*, Report ATC-2.
- ATC (Applied Technology Council). (1995). *Structural response modification factor*, Report ATC-19.
- Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, IS-56, Barcelona.
- Barbat, A. H. y Miquel, J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- Chopra, A. (2001). *Dynamics of structures*, Segunda edición, Prentice Hall, New Jersey.
- Comisión permanente del hormigón (1998). *Instrucción de hormigón estructural (EHE)*, Leynfor siglo XXI, Madrid.
- Comité Européen de Normalisation (CEN) (2001). *Eurocode 2. Design of concrete structures*. Brussels.
- Comité Européen de Normalisation (CEN) (2003). *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance*. Brussels.
- Englekirk, R. (2003). *Seismic design of reinforced and precast concrete buildings*. John Wiley & Sons, New Jersey.
- Hanganu, A. Oñate, E. y Barbat, A. (2002). *A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engineering structures*, Computers & Structures, 80, 1667-1687.
- Hassoun, M. y Al-Manaser, A. (2005). *Structural concrete*. Third edition. John Wiley & Sons, New Jersey.
- International Building Conference of Building Officials (2003). *International Building Code (IBC-2003)*, Whittier, California.
- International Building Conference of Building Officials (1997). *Uniform Building Code (UBC-97)*, Whittier, California.

- Jiménez, P., García, A. y Morán, F. (2000). *Hormigón Armado*, Tomo I, 14ª Edición basada en la EHE, Gustavo Gili, Barcelona.
- Ministry of Construction (2004). *Building Standard Law Enforcement Order*, Building Center of Japan, Tokyo, Japan.
- Ministry Department of Building and Housing (2002). *Structural design actions NZS 1170.0:2002*, Wellington, New Zealand.
- NCSE-02 (2002). *Norma de construcción sismorresistente*. BOE N° 244. 2002. Madrid.
- Norma Covenin 1756-98 (2001). *Edificaciones sismorresistentes*, Caracas.
- Park, R. y Paulay, T. (1975). *Estructuras de concreto reforzado*, Décima edición, Limusa, Noriega editores, México.
- Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, New York.
- Pettinga, J.D. y Priestley, M.J.N. (2005). *Dynamic behaviour of reinforced concrete frames designed with direct displacement-based design*, IUSS Press, Research report N°ROSE-2005/02, Pavia.
- Wang, Ch. y Salmon, Ch. (1985). *Reinforced concrete design*, Fourth edition, Harper & Row Publishers, New York.

Instituto  
para la Promoción  
de Armaduras  
Certificadas



Orense 58, 10ºD • 28020 Madrid • Tel.:915 56 76 98 - Fax: 915 56 75 89  
[www.arcer.es](http://www.arcer.es) • [www.ipac.es](http://www.ipac.es)

