

## **ANEJO 1.**

### **Proyecto de estructuras sismorresistentes**

#### **Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación**

## **1 Generalidades**

### **1.1 Objeto y campo de aplicación**

#### **1.1.1 Objeto y campo de aplicación de la Norma Sismorresistente**

(1) La Norma Sismorresistente se aplica al proyecto y a la construcción de edificios y obras de ingeniería civil en regiones sísmicas. Su objetivo es asegurar que, en caso de terremotos:

- se protejan las vidas humanas;
- se limite el daño; y
- las estructuras importantes para la protección civil continúen operativas.

(2) Las estructuras especiales, tales como las centrales nucleares, las estructuras en mar abierto y las grandes presas están excluidas del objeto y campo de aplicación de esta Norma Sismorresistente.

(3) La Norma Sismorresistente contiene solamente aquellas disposiciones que, además del resto de regulación aplicable, se tienen que aplicar para el proyecto de estructuras en regiones sísmicas.

(4) La Norma Sismorresistente se divide en varios Anejos (véanse **1.1.2** y **1.1.3**).

#### **1.1.2 Objeto y campo de aplicación del Anejo 1**

(1) El anejo 1 se aplica al proyecto de edificios y obras de ingeniería civil en regiones sísmicas. Se divide en 10 capítulos, algunos de los cuales se dedican específicamente al proyecto de edificios.

(2) El capítulo 2 de este Anejo contiene los requisitos básicos de comportamiento y los criterios de comprobación aplicables a los edificios y obras de ingeniería civil en regiones sísmicas españolas.

(3) El capítulo 3 de este Anejo proporciona las reglas para la representación de las acciones sísmicas y para su combinación con otras acciones. Ciertos tipos de estructuras, tratadas en los Anejos 2 a 5, necesitan las reglas complementarias establecidas en dichos anejos.

(4) El capítulo 4 de este Anejo contiene las reglas generales de proyecto que conciernen específicamente a los edificios.

(5) Los capítulos 5 a 9 de este Anejo contienen las reglas específicas sobre los diversos materiales y elementos estructurales que conciernen específicamente a los edificios, del modo siguiente:

- Capítulo 5: Reglas específicas para edificios de hormigón.
- Capítulo 6: Reglas específicas para edificios de acero.

- Capítulo 7: Reglas específicas para edificios de estructura mixta de acero y hormigón.
- Capítulo 8: Reglas específicas para edificios de madera.
- Capítulo 9: Reglas específicas para edificios de fábrica.

(6) El capítulo 10 contiene los requisitos fundamentales y otros aspectos relativos al proyecto y a la seguridad, relacionados con el aislamiento en la base de las estructuras y, específicamente, con el aislamiento en la base de los edificios.

NOTA En el Anejo 2 se desarrollan reglas específicas para el aislamiento de puentes.

(7) Los Apéndices A y B contienen elementos adicionales relacionados con el espectro de respuesta elástica de desplazamientos y con los desplazamientos a considerar para análisis mediante empujes incrementales (pushover analysis).

El Apéndice C contiene indicaciones complementarias relacionadas con el dimensionamiento sísmico de la armadura de las losas de vigas mixtas de hormigón y acero en las uniones (nudos) entre viga y pilar de los pórticos a flexión.

El Apéndice D contiene las especificaciones que debe incluir la documentación de proyecto, en el caso de edificios, en cuanto a la comprobación de la respuesta de la construcción frente al sismo.

El Apéndice E contiene una tabla con los valores de los parámetros de referencia de peligrosidad sísmica, dados para una malla de puntos que cubre todo el territorio nacional.

El Apéndice G contiene una relación de normas nacionales e internacionales para consulta o referencia.

NOTA El Apéndice F contiene, como elemento adicional, una imagen del mapa de peligrosidad obtenido de la interpolación de los datos del apéndice E. Este Apéndice tiene carácter informativo y no debe emplearse para la obtención directa de valores de los parámetros de referencia de peligrosidad sísmica.

### **1.1.3 Otros Anejos de la Norma Sismorresistente**

(1) Otros Anejos de la Norma Sismorresistente, complementarios de este Anejo, incluyen lo siguiente:

- El Anejo 2 contiene las disposiciones específicas relativas a los puentes;
- El Anejo 3 contiene las disposiciones para la evaluación y adecuación sismorresistente de los edificios existentes;
- El Anejo 4 contiene las disposiciones específicas relativas a los silos, depósitos y tuberías;
- El Anejo 5 contiene las disposiciones específicas relativas a las cimentaciones, las estructuras de contención y los aspectos geotécnicos;
- El Anejo 6 contiene las disposiciones específicas relativas a las torres, mástiles y chimeneas.

## **1.2 Normas para referencia y consulta.**

(1) Para la aplicación de esta Norma Sismorresistente debe tenerse en cuenta la reglamentación específica vigente.

(2) Las normas UNE citadas en esta Norma Sismorresistente deben utilizarse en la versión indicada en el Apéndice G.

### 1.3 Hipótesis

(1) Se aplican las siguientes hipótesis:

- la elección del sistema estructural y del procedimiento de cálculo de la estructura se ha realizado por personal debidamente cualificado y con experiencia;
- la ejecución se lleva a cabo por personal con las capacidades y experiencia adecuadas;
- se asegura una supervisión y un control de calidad adecuados durante el proyecto y la ejecución de la obra, es decir, en las oficinas de proyecto, en fábrica, en las plantas y en la obra;
- los materiales y productos de construcción se utilizan según se especifica en el Código Estructural;
- la estructura se mantendrá de forma adecuada;
- la estructura se utilizará de acuerdo con las hipótesis de proyecto.

(2) Se supone que ningún cambio tendrá lugar en la estructura durante la fase de construcción o durante su vida posterior, a menos que se proporcione la justificación y comprobación adecuada. Debido a la naturaleza específica de la respuesta sísmica, esto se aplica incluso en caso de cambios que produzcan un aumento de la resistencia estructural.

### 1.4 Unidades del sistema internacional (S.I.)

(1) En la aplicación de esta Norma Sismorresistente deberán utilizarse las unidades del Sistema Internacional (S.I.) de acuerdo con lo dispuesto en el Real Decreto 2032/2009, de 30 de diciembre, por el que se establecen las unidades legales de medida, y con el Real Decreto 493/2020, de 28 de abril, que modifica al anterior.

(2) Se recomiendan las siguientes unidades para los cálculos:

- |                               |  |
|-------------------------------|--|
| – fuerzas y cargas:           | kN, kN/m, kN/m <sup>2</sup>  |
| – densidad:                   | kg/m <sup>3</sup> , toneladas/m <sup>3</sup>                             |
| – masa:                       | kg, toneladas  |
| – peso específico:            | kN/m <sup>3</sup>  |
| – tensiones y resistencias:   | N/mm <sup>2</sup> (= MN/m <sup>2</sup> o MPa), kN/m <sup>2</sup> (= kPa) |
| – momentos (flectores, etc.): | kNm  |
| – aceleración:                | m/s <sup>2</sup> , g (= 9,81 m/s <sup>2</sup> )                          |

## **1.5 Términos y definiciones**

### **1.5.1 Términos comunes**

(1) Se aplican los términos y definiciones indicadas en el apartado **1.4** del Anejo 18 del Código estructural.

### **1.5.2 Otros términos utilizados en esta Norma Sismorresistente**

(1) En esta Norma Sismorresistente se utilizan los siguientes términos con los significados siguientes:

**coeficiente de comportamiento:**

Coeficiente utilizado en el cálculo para reducir las fuerzas obtenidas a partir de un análisis lineal, a fin de tener en cuenta la respuesta no lineal de una estructura, asociada al material, al sistema estructural y a los métodos de cálculo.

**dimensionamiento por capacidad:**

Método de cálculo en el que los elementos del sistema estructural se eligen, dimensionan y detallan adecuadamente para asegurar la disipación de energía ante grandes deformaciones, mientras que todos los demás elementos estructurales se dotan de resistencia suficiente de forma que puedan mantenerse los medios de disipación de energía escogidos.

**estructura disipativa:**

Estructura capaz de disipar energía mediante un comportamiento de histéresis dúctil y/o mediante otros mecanismos.

**zonas de disipación:**

Partes predefinidas de una estructura disipativa en las cuales se localizan principalmente las capacidades disipativas.

NOTA También se llaman zonas críticas.

**unidad dinámicamente independiente:**

Estructura o parte de una estructura que está sometida directamente al movimiento del suelo, y cuya respuesta no está afectada por la respuesta de las unidades o estructuras adyacentes.

**factor de importancia:**

Coeficiente relacionado con las consecuencias de la rotura (fallo) estructural.

**estructura no disipativa:**

Estructura proyectada para una situación sísmica de cálculo particular, sin tener en cuenta el comportamiento no lineal del material.

**elemento no estructural:**

Elemento, sistema y componente arquitectónico -mecánico o eléctrico- que, ya sea debido a la falta de resistencia o a la manera en que está conectado a la estructura, no se considera en el cálculo sismorresistente como elemento transmisor de cargas.

**elementos sísmicos primarios:**

Elementos estructurales considerados como parte del sistema estructural que resiste la acción sísmica, modelados en el análisis para la situación sísmica de cálculo, y completamente proyectados y detallados

constructivamente para resistir a los terremotos de acuerdo con las reglas de esta Norma Sismorresistente.

### **elementos sísmicos secundarios:**

Elementos estructurales que no se consideran como parte del sistema resistente a la acción sísmica y cuya resistencia y rigidez ante las acciones sísmicas se desprecia.

NOTA No se requiere que satisfagan todas las reglas de la Norma Sismorresistente, pero se proyectan y detallan constructivamente para soportar las cargas gravitatorias cuando estén sometidos a los desplazamientos originados por la situación sísmica de cálculo.

## **1.6 Símbolos**

### **1.6.1 Generalidades**

(1) Se aplican los símbolos indicados en el apartado **1.5** del Anejo 18 del Código Estructural. Para los símbolos relativos a los materiales, así como para los símbolos no relacionados específicamente con los terremotos, se aplican las disposiciones reglamentarias pertinentes.

(2) Para facilitar su uso, otros símbolos relacionados con las acciones sísmicas se definen cuando aparecen. Sin embargo, los símbolos que aparecen más frecuentemente en el Anejo 1 se enumeran y definen además en los apartados **1.6.2** y **1.6.3**.

### **1.6.2 Otros símbolos utilizados en los capítulos 2 y 3 de este Anejo**

$A_{Ed}$	valor de cálculo de la acción sísmica ( $= \gamma_1 \cdot A_{Ek}$ )
$A_{Ek}$	valor característico de la acción sísmica para el periodo de retorno de referencia
$E_d$	valor de cálculo de los efectos de la acción
$N_{SPT}$	número de golpes del ensayo de penetración estándar ( <i>Standard Penetration Test, SPT</i> )
$P_{NCR}$	probabilidad de referencia de superar, en 50 años, la acción sísmica de referencia para el requisito de no colapso
$Q$	acción variable
$S_e(T)$	espectro de respuesta elástica de la aceleración horizontal del suelo, también llamado "espectro de respuesta elástica". Para $T = 0$ la aceleración espectral dada por este espectro es igual al valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A, multiplicada por el coeficiente de suelo $S$
$S_{ve}(T)$	espectro de respuesta elástica de la aceleración vertical del suelo
$S_{De}(T)$	espectro de respuesta elástica de desplazamientos
$S_d(T)$	espectro de cálculo (para análisis elástico)
$S$	coeficiente de suelo
$T$	periodo de vibración de un sistema lineal con un solo grado de libertad
$T_s$	duración de la parte estacionaria del movimiento sísmico
$T_{NCR}$	periodo de retorno de referencia de la acción sísmica de referencia para el requisito de no

colapso

$a_{gR}$	aceleración máxima de referencia del suelo en un terreno tipo A
$a_g$	valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A
$a_{vg}$	valor de cálculo de la aceleración del suelo en la dirección vertical
$c_u$	resistencia a cortante del suelo en el ensayo sin drenaje
$d_g$	el valor de cálculo del desplazamiento del suelo
$g$	aceleración de la gravedad
$q$	coeficiente de comportamiento
$v_{s,30}$	valor medio de la velocidad de propagación de las ondas S en los 30 m superiores del perfil del suelo, para una deformación unitaria a cortante menor o igual que $10^{-5}$
$\gamma_I$	factor de importancia
$\eta$	coeficiente de corrección por amortiguamiento
$\xi$	cociente de amortiguamiento viscoso (en porcentaje)
$\Psi_{2,i}$	coeficiente de combinación para el valor cuasi-permanente de una acción variable $i$
$\Psi_{E,i}$	coeficiente de combinación para una acción variable $i$ , a considerar cuando se determinan los efectos de la acción sísmica de cálculo

### 1.6.3 Otros símbolos utilizados en el capítulo 4 de este Anejo

$E_E$	efectos de la acción sísmica
$E_{Edx}, E_{Edy}$	valores de cálculo de los efectos debidos a las componentes horizontales ( $x$ e $y$ ) de la acción sísmica
$E_{Edz}$	valor de cálculo de los efectos debidos a la componente vertical de la acción sísmica
$F_i$	fuerza sísmica horizontal en la planta $i$
$F_a$	fuerza sísmica horizontal actuando sobre un elemento no estructural (apéndice)
$F_b$	fuerza cortante en la base del edificio
$H$	altura del edificio desde la cimentación o desde la parte superior de un sótano rígido
$L_{máx.}, L_{mín.}$	dimensiones máxima y mínima del edificio en planta, medidas en direcciones ortogonales
$R_d$	valor de cálculo de la resistencia
$S_a$	coeficientes sísmicos para elementos no estructurales
$T_1$	periodo fundamental de vibración de un edificio
$T_a$	periodo fundamental de vibración de un elemento no estructural (apéndice)
$W_a$	peso de un elemento no estructural (apéndice)
$D$	desplazamiento

$d_r$	valor de cálculo del desplome entre plantas
$e_a$	excentricidad accidental de la masa de una planta respecto a su posición nominal
$h$	altura entre plantas
$m_i$	masa de la planta $i$
$N$	número de plantas sobre la cimentación o la parte superior de un sótano rígido
$q_a$	coeficiente de comportamiento de un elemento no estructural (apéndice)
$q_d$	coeficiente de comportamiento para el desplazamiento
$s_i$	desplazamiento de la masa $m_i$ para el modo fundamental de un edificio
$z_i$	altura de la masa $m_i$ respecto al nivel de aplicación de la acción sísmica
$A$	razón entre el valor de cálculo de la aceleración del suelo y la aceleración de la gravedad
$\gamma_a$	factor de importancia de un elemento no estructural (apéndice)
$\gamma_d$	coeficiente de reserva de resistencia (sobrerresistencia) para diafragmas
$\theta$	coeficiente de sensibilidad del desplome entre plantas

#### 1.6.4 Otros símbolos utilizados en el capítulo 5 de este Anejo

$A_c$	área de la sección de un elemento de hormigón
$A_{sh}$	área total de los estribos horizontales en una junta entre viga y pilar
$A_{si}$	área total de las armaduras de acero en cada dirección diagonal de una viga acoplada
$A_{st}$	área de un elemento de la armadura transversal
$A_{sv}$	área total de la armadura vertical de la malla de un muro (muro pantalla)
$A_{sv,i}$	área total de los redondos intermedios entre las armaduras de esquina dispuestas en una dirección de la sección transversal de un pilar
$A_w$	área total de sección transversal horizontal de un muro
$\Sigma A_{si}$	suma de las áreas de todas las armaduras oblicuas en las dos direcciones, en un muro de hormigón armado con armaduras oblicuas para resistir el esfuerzo cortante debido al deslizamiento
$\Sigma A_{sj}$	suma de las áreas de todas las armaduras verticales del alma de un muro o de las armaduras adicionales, dispuestas en los elementos de contorno del muro específicamente para resistir el esfuerzo cortante debido al deslizamiento
$\Sigma M_{Rb}$	suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas que confluyen en la junta (nudo) en la dirección relevante
$\Sigma M_{Rc}$	suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares que confluyen en la junta (nudo) en la dirección relevante
$D_o$	diámetro del núcleo confinado en un pilar circular

$M_{i,d}$	momento en el extremo de una viga o de un pilar para la determinación del esfuerzo cortante en el dimensionamiento por capacidad
$M_{Rb,i}$	valor de cálculo del momento resistente de una viga en su extremo $i$
$M_{Rc,i}$	valor de cálculo del momento resistente de un pilar en su extremo $i$
$N_{Ed}$	fuerza axial obtenida del análisis para la situación sísmica de cálculo
$T_1$	periodo fundamental de un edificio en la dirección horizontal pertinente
$T_c$	periodo correspondiente al límite superior de la zona de aceleración constante del espectro elástico
$V'_{Ed}$	esfuerzo cortante de un muro obtenido a partir del análisis para la situación sísmica de cálculo
$V_{dd}$	resistencia del pasador de las armaduras verticales de un muro
$V_{Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo cortante en un muro
$V_{Ed,máx.}$	máximo esfuerzo cortante que actúa en el extremo de una viga, obtenido mediante el dimensionamiento por capacidad
$V_{Ed,mín.}$	mínimo esfuerzo cortante que actúa en el extremo de una viga, obtenido mediante el dimensionamiento por capacidad
$V_{fd}$	contribución del rozamiento a la resistencia del muro al esfuerzo cortante debido al deslizamiento
$V_{id}$	contribución de las armaduras inclinadas a la resistencia del muro al esfuerzo cortante debido al deslizamiento
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante de los elementos sin armadura a cortante, de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 19)
$V_{Rd,s}$	valor de cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante debido al deslizamiento
$b$	anchura del ala inferior de una viga
$b_c$	dimensión de la sección transversal de un pilar
$b_{eff}$	anchura eficaz del ala de una viga a tracción en la cara de un pilar de apoyo
$b_i$	distancia entre dos armaduras consecutivas enlazadas a un pilar mediante una armadura cruzada o un atado transversal
$b_o$	espesor del núcleo confinado en un pilar o en un elemento de contorno de un muro (respecto al eje de los cercos)
$b_w$	espesor de las partes de la zona confinada de una sección de muro, o anchura del alma de una viga
$b_{wo}$	espesor del alma de un muro
$d$	canto útil de una sección
$d_{bL}$	diámetro de una armadura longitudinal

$d_{bw}$	diámetro de un cerco
$f_{cd}$	valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón
$f_{ctm}$	valor medio de la resistencia a tracción del hormigón
$f_{yd}$	valor de cálculo del límite elástico del acero
$f_{yd,h}$	valor de cálculo del límite elástico de la armadura horizontal del alma
$f_{yd,v}$	valor de cálculo del límite elástico de la armadura vertical del alma
$f_{yld}$	valor de cálculo del límite elástico de las armaduras longitudinales
$f_{ywd}$	valor de cálculo del límite elástico de las armaduras transversales
$h$	altura de la sección transversal
$h_c$	canto bruto transversal
$h_f$	altura de ala
$h_{jc}$	distancia entre las capas más alejadas de las armaduras de un pilar en una junta (nudo) entre viga y pilar
$h_{jw}$	distancia entre las armaduras superior e inferior de una viga
$h_o$	canto del núcleo confinado (hasta el eje de los cercos)
$h_s$	altura libre de planta
$h_w$	altura de un muro o canto de una sección transversal de una viga
$k_D$	coeficiente que refleja la clase de ductilidad en el cálculo de la longitud de pilar requerida para el anclaje de las armaduras de una viga en una junta (nudo), igual a 1 para DCH y a 2/3 para la clase DCM*
$k_w$	coeficiente que refleja el modo predominante de rotura (fallo) en los sistemas estructurales con muros
$l_{cl}$	longitud libre de una viga o de un pilar
$l_{cr}$	longitud de la zona crítica
$l_i$	distancia entre los ejes de dos grupos de armaduras oblicuas en la sección de la base de muros provistos de armaduras inclinadas para resistir el deslizamiento debido al esfuerzo cortante
$l_w$	longitud de la sección transversal de un muro
$n$	número total de redondos longitudinales enlazados lateralmente mediante cercos o atados transversales en el perímetro de la sección del pilar
$q_o$	valor de base del coeficiente de comportamiento
$s$	separación de las armaduras transversales

---

\* NOTA: DCH (*Ductility Class – High*) hace referencia a la clase de ductilidad alta y DCM (*Ductility Class – Medium*) hace referencia a la clase de ductilidad media. Los capítulos 5, 6 y 7 de este Anejo proporcionan más información sobre las clases de ductilidad.

$x_u$	profundidad de la fibra neutra
$z$	brazo mecánico interno
$\alpha$	coeficiente de eficacia del confinamiento, ángulo entre las armaduras diagonales y el eje de una viga acoplada
$\alpha_o$	relación de aspecto predominante de los muros de un sistema estructural
$\alpha_l$	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal cuando se forma la primera rótula plástica del sistema
$\alpha_u$	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal cuando se forma el mecanismo plástico global
$\gamma_c$	coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
$\gamma_{Rd}$	coeficiente de incertidumbre del modelo sobre el valor de cálculo de las resistencias en la estimación de los efectos de la acción del dimensionamiento por capacidad, teniendo en cuenta diversas fuentes de la reserva de resistencia (sobrerresistencia)
$\gamma_s$	coeficiente parcial para el acero
$\varepsilon_{cu2}$	deformación unitaria última del hormigón no confinado
$\varepsilon_{cu2,c}$	deformación última del hormigón confinado
$\varepsilon_{su,k}$	valor característico de la deformación unitaria última del acero para armaduras pasivas
$\varepsilon_{sy,d}$	valor de cálculo de la deformación unitaria del acero correspondiente al límite elástico
$\eta$	coeficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón debido a las deformaciones de tracción en la dirección transversal
$\zeta$	cociente $V_{Ed,min.}/V_{Ed,máx.}$ entre los esfuerzos cortantes mínimo y máximo que actúan en la sección extrema de una viga
$\mu_f$	coeficiente de rozamiento del hormigón sobre hormigón bajo acciones cíclicas
$\mu_\phi$	coeficiente de ductilidad en curvaturas
$\mu_\delta$	coeficiente de ductilidad al desplazamiento
$\nu$	fuerza axil debida a la situación sísmica de cálculo, normalizada para $A_{cfcd}$
$\xi$	profundidad relativa del eje neutro
$\rho$	cuantía de armaduras a tracción
$\rho'$	cuantía de armaduras a compresión en las vigas
$\sigma_{cm}$	valor medio de la tensión normal del hormigón
$\rho_h$	cuantía de armaduras horizontales del alma de un muro
$\rho_l$	cuantía total de armaduras longitudinales
$\rho_{máx.}$	cuantía máxima admitido de armaduras a tracción en las zonas críticas de las vigas sísmicas primarias

$\rho_v$	cuantía de las armaduras verticales del alma de un muro
$\rho_w$	cuantía de armaduras a esfuerzo cortante
$\omega_v$	cuantía mecánica de las armaduras de alma verticales
$\omega_{wd}$	cuantía mecánica volumétrica de las armaduras de confinamiento

### 1.6.5 Otros símbolos utilizados en el capítulo 6 de este Anejo

$L$	luz de la viga
$M_{Ed}$	valor de cálculo del momento flector obtenido del análisis para la situación sísmica de cálculo
$M_{pl,RdA}$	valor de cálculo del momento plástico resistente en el extremo A de un elemento
$M_{pl,RdB}$	valor de cálculo del momento plástico resistente en el extremo B de un elemento
$N_{Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo axil obtenido del análisis para la situación sísmica de cálculo
$N_{Ed,E}$	esfuerzo axil obtenido a partir únicamente de la acción sísmica de cálculo
$N_{Ed,G}$	esfuerzo axil debido a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia plástica a tracción de la sección transversal bruta de un elemento, conforme al Código Estructural (Anejo 22)
$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	valor de cálculo de la resistencia axil de un pilar o de un elemento diagonal, conforme al Código Estructural (Anejo 22), teniendo en cuenta la interacción con el momento flector $M_{Ed}$ y con el esfuerzo cortante $V_{Ed}$ en la situación sísmica
$R_d$	resistencia de conexión de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 22)
$R_{fy}$	resistencia plástica de un elemento disipativo enlazado, en función del límite elástico de cálculo del material, tal como se define en el Código Estructural (Anejo 22)
$V_{Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo cortante obtenido a partir del análisis para la situación sísmica de cálculo
$V_{Ed,G}$	esfuerzo cortante debido a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo
$V_{Ed,M}$	esfuerzo cortante debido a la aplicación de los momentos resistentes plásticos en los dos extremos de una viga
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante de un elemento de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 22)
$V_{wp,Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo cortante en un panel del alma debido a los efectos de la acción sísmica de cálculo
$V_{wp,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante del panel del alma de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 22)

$e$	longitud de un tramo de acoplamiento sísmico
$f_y$	límite elástico nominal del acero
$f_{y,máx.}$	valor superior del límite elástico del acero
$q$	coeficiente de comportamiento
$t_w$	espesor del alma de un tramo de acoplamiento sísmico
$t_f$	espesor del ala de un tramo de acoplamiento sísmico
$\Omega$	coeficiente multiplicador de la fuerza axial $N_{Ed,E}$ , obtenida del análisis para la situación sísmica de cálculo, para el cálculo de elementos no disipativos en pórticos con triangulaciones centradas y descentradas, según los apartados 6.7.4 y 6.8.3, respectivamente
$\alpha$	cociente entre el menor momento flector de cálculo $M_{Ed,A}$ en un extremo de un tramo de acoplamiento sísmico y el mayor de los momentos flectores de cálculo $M_{Ed,B}$ en el extremo donde se forma la rótula plástica, tomados ambos momentos en valor absoluto
$\alpha_l$	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal a la formación de la primera rótula plástica del sistema
$\alpha_u$	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal cuando se forma el mecanismo plástico global
$\gamma_M$	coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material
$\gamma_{ov}$	coeficiente de reserva de resistencia del material
$\Delta$	flecha de la viga en la mitad del vano respecto a la tangente al eje de la viga en su extremo (véase la figura 6.11)
$\gamma_{pb}$	coeficiente multiplicador del valor de cálculo $N_{pl,Rd}$ de la resistencia a tracción correspondiente al límite elástico del brazo comprimido de una triangulación en V, para la estimación del efecto de la acción sísmica no equilibrada sobre la viga a la que la articulación está conectada
$\gamma_s$	coeficiente parcial de seguridad del acero
$\theta_p$	capacidad de rotación de la zona de rótula plástica
$\bar{\lambda}$	esbeltez adimensional de un elemento, tal como se define en el Código Estructural (Anejo 22)

#### 1.6.6 Otros símbolos utilizados en el capítulo 7 de este Anejo

$A_{pl}$	área horizontal de la placa
$E_a$	módulo de elasticidad del acero
$E_{cm}$	valor medio del módulo de elasticidad del hormigón de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 19)
$I_a$	momento de inercia del área de la parte de acero de una sección mixta, respecto al eje de flexión de la sección mixta

$I_c$	momento de inercia del área de la parte de hormigón de una sección mixta, respecto al eje de flexión de la sección mixta
$I_{eq}$	momento de inercia equivalente del área de la sección mixta
$I_s$	momento de inercia de las armaduras de una sección mixta, respecto al eje de flexión de la sección mixta
$M_{pl,Rd,c}$	valor de cálculo del momento plástico resistente del pilar, calculado para su valor límite inferior y teniendo en cuenta el hormigón de la sección y únicamente las partes de acero de la sección clasificadas como dúctiles
$M_{U,Rd,b}$	límite superior del momento plástico resistente de la viga calculado teniendo en cuenta el hormigón de la sección y todas las partes de acero de la sección incluidas aquellas no clasificadas como dúctiles.
$V_{wp,Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo cortante en el panel del alma, calculado en función de la resistencia plástica de las zonas disipativas adyacentes en vigas o conexiones
$V_{wp,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante de paneles del alma mixtos de acero y hormigón, de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 30).
$b$	anchura del ala
$b_b$	anchura de la viga mixta (véase la figura 7.3a) o anchura de apoyo del hormigón de la losa sobre el pilar (véase la figura 7.7)
$b_e$	anchura parcial eficaz del ala sobre cada lado del alma de acero
$b_{eff}$	anchura total eficaz del ala de hormigón
$b_o$	anchura (dimensión mínima) del núcleo confinado de hormigón (con referencia al eje de los cercos)
$d_{bL}$	diámetro de las armaduras longitudinales
$d_{bw}$	diámetro de las armaduras de los cercos
$f_{yd}$	valor de cálculo de la resistencia del acero correspondiente al límite elástico
$f_{ydf}$	valor de cálculo de la resistencia del acero correspondiente al límite elástico en el ala
$f_{ydw}$	valor de cálculo de la resistencia de la armadura del alma
$h_b$	canto de la viga mixta
$h_c$	canto de la sección de pilar mixto
$k_r$	coeficiente de eficacia de la forma de las nervaduras de una chapa de nervada de acero
$k_t$	coeficiente reductor del valor de cálculo de la resistencia a cortante de los conectores, de acuerdo con el Código Estructural (Anejo 30)
$l_{cl}$	longitud libre del pilar
$l_{cr}$	longitud de la zona crítica
$n$	cociente de equivalencia entre el acero y el hormigón para las acciones de corta duración

$q$	coeficiente de comportamiento
$r$	coeficientes de reducción de la rigidez del hormigón para el cálculo de la rigidez de los pilares mixtos
$t_f$	espesor del ala
$\gamma_c$	coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
$\gamma_M$	coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material
$\gamma_{ov}$	coeficiente de reserva de resistencia del material
$\gamma_s$	coeficiente parcial de seguridad para el acero
$\varepsilon_a$	deformación unitaria total del acero para el estado límite último
$\varepsilon_{cu2}$	deformación unitaria última del hormigón no confinado
$\eta$	mínimo grado de conexión, tal como se define en el apartado <b>6.6.1.2</b> del Anejo 30 del Código Estructural

#### **1.6.7 Otros símbolos utilizados en el capítulo 8 de este Anejo**

$E_o$	módulo de elasticidad de la madera para cargas instantáneas
$b$	anchura de la sección de madera
$d$	diámetro del elemento de fijación
$h$	canto de las vigas de madera
$k_{mod}$	coeficiente modificador de la resistencia de la madera para cargas instantáneas, de acuerdo con el Código Técnico de la Edificación (Documento Básico DB SE-M "Seguridad estructural: madera"; véase factor de modificación por duración de la carga y clase de servicio.).
$q$	coeficiente de comportamiento
$\gamma_M$	coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material

#### **1.6.8 Otros símbolos utilizados en el capítulo 9 de este Anejo**

$a_{g,urm}$	valor superior del valor de cálculo de la aceleración del suelo en el emplazamiento, para su uso en estructuras de fábricas no armadas que cumplan las disposiciones de esta norma Sismorresistente
$A_{mín.}$	superficie total de la sección transversal de los muros de fábrica, necesaria en cada dirección horizontal para aplicar las reglas correspondientes a "edificios sencillos de fábrica"
$f_{b,mín.}$	resistencia a compresión normalizada de las unidades de fábrica, normal a la cara de la hilada (tabla)
$f_{bh,mín.}$	resistencia a compresión normalizada de las unidades de fábrica, paralela a la cara de la hilada (tabla), en el plano del muro
$f_{m,mín.}$	resistencia mínima del mortero

$h$	máxima altura libre de las aberturas adyacentes al muro (muro pantalla)
$h_{ef}$	altura eficaz del muro (muro pantalla)
$l$	longitud del muro (muro pantalla)
$n$	número de plantas sobre el nivel del suelo
$p_{A,mín.}$	valor mínimo de la suma de las superficies transversales de los muros resistentes al esfuerzo cortante en cada dirección, en porcentaje de la superficie total de planta
$p_{máx.}$	porcentaje de la superficie total del forjado sobre el nivel
$q$	coeficiente de comportamiento
$t_{ef}$	espesor eficaz del muro (muro pantalla)
$\Delta_{A,máx.}$	máxima diferencia de las superficies de las secciones horizontales los muros resistentes a esfuerzo cortante entre plantas contiguas de los "edificios sencillos de fábrica"
$\Delta_{m,máx.}$	máxima diferencia de las masas entre plantas contiguas de los "edificios sencillos de fábrica"
$\gamma_m$	coeficientes parciales de seguridad de las propiedades de las fábricas
$\gamma_s$	coeficiente parcial de seguridad del acero de las armaduras
$\lambda_{mín.}$	cociente entre las longitudes en planta de los lados corto y largo

#### 1.6.9 Otros símbolos utilizados en el capítulo 10 de este Anejo

$K_{eff}$	rigidez eficaz del sistema de aislamiento en la dirección principal horizontal considerada, para un desplazamiento igual al valor de cálculo del desplazamiento $d_{dc}$
$K_v$	rigidez total del sistema de aislamiento en la dirección vertical
$K_{xi}$	rigidez eficaz de una unidad dada $i$ en la dirección $x$
$K_{yi}$	rigidez eficaz de una unidad dada $i$ en la dirección $y$
$T_{eff}$	periodo fundamental eficaz de la superestructura correspondiente a la traslación horizontal, supuesta la superestructura como un cuerpo rígido
$T_f$	periodo fundamental de la superestructura, supuesta fijada a su base
$T_v$	periodo fundamental de la superestructura en la dirección vertical, se supone la superestructura como un cuerpo rígido
$M$	masa de la superestructura
$M_s$	Magnitud
$d_{dc}$	valor de cálculo del desplazamiento del centro de rigidez eficaz en la dirección considerada
$d_{db}$	valor de cálculo del desplazamiento total de una unidad de aislamiento
$e_{tot,y}$	excentricidad total en la dirección $y$
$f_j$	fuerzas horizontales en cada nivel $j$
$r_y$	radio de torsión del sistema de aislamiento
$(x_i, y_j)$	coordenadas de la unidad de aislamiento $i$ referidas al centro de rigidez eficaz

$\delta_i$	coeficiente de amplificación
$\xi_{\text{eff}}$	amortiguamiento eficaz

## 2 Requisitos de comportamiento y criterios de comprobación

### 2.1 Requisitos fundamentales

(1) Las estructuras en las regiones sísmicas deben proyectarse y construirse de tal forma que se cumplan los siguientes requisitos, cada uno con un grado adecuado de fiabilidad.

– Requisito de no colapso

La estructura debe proyectarse y construirse para resistir la acción sísmica de cálculo definida en el capítulo 3 sin que se produzca colapso local ni global, esto es, manteniendo su integridad estructural y una capacidad portante residual tras el terremoto. La acción sísmica de cálculo se expresa en términos de:

a) la acción sísmica de referencia asociada a una probabilidad de excedencia de referencia,  $P_{NCR}$ , del 10% en 50 años, o a un periodo de retorno de referencia  $T_{NCR} = 475$  años, y

b) el factor de importancia  $\gamma_I$  (véase el anejo 18 del Código Estructural y los puntos (2) y (3) de este apartado) para tener en cuenta la diferenciación de fiabilidad.

NOTA El valor de la probabilidad,  $P_R$ , de superar en  $T_L$  años un nivel específico de la acción sísmica, se relaciona con el periodo medio de retorno,  $T_R$ , de este nivel de la acción sísmica de acuerdo con la ecuación  $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$ . Así pues, para un  $T_L$  dado, la acción sísmica se puede especificar de forma equivalente bien por su periodo medio de retorno,  $T_R$ , o bien por su probabilidad de excedencia,  $P_R$  en  $T_L$  años.

– Requisito de limitación de daño

La estructura debe proyectarse y construirse para resistir una acción sísmica que tenga una mayor probabilidad de ocurrencia que la acción sísmica de cálculo, sin que se produzcan daños ni limitaciones de uso asociadas, cuyos costes sean desproporcionadamente altos en comparación con el coste de la propia estructura. La acción sísmica a considerar para el "requisito de limitación de daño" tiene una probabilidad de excedencia de referencia,  $P_{DLR}$ , del 10% en 10 años, o un periodo de retorno  $T_{DLR} = 95$  años. En ausencia de información más precisa, el coeficiente de reducción aplicado a la acción sísmica de cálculo conforme al punto (2) del apartado 4.4.3.2 puede usarse para obtener la acción sísmica para la comprobación del requisito de limitación de daño.

(2) Las fiabilidades objetivo para los requisitos de no colapso y de limitación de daños se establecen en la reglamentación nacional para los diferentes tipos de edificios y obras de ingeniería civil en función de las consecuencias del fallo.

NOTA: El Código Estructural define la fiabilidad de las estructuras de hormigón, acero y mixtas, y el Código Técnico de la Edificación la de las estructuras, en el ámbito de la edificación, de madera, fábrica y cimentaciones.

(3) La diferenciación de la fiabilidad se establece mediante la clasificación de las estructuras en diferentes clases de importancia. A cada clase de importancia se le asigna un factor de importancia  $\gamma_I$ . Siempre que sea posible, este coeficiente se deberá deducir de forma que se corresponda con un valor mayor o menor del periodo de retorno del terremoto (en comparación con el periodo de retorno de referencia), adecuado para el proyecto de esa categoría específica de estructuras (véase punto (3) del apartado 3.2.1).

(4) Los diferentes niveles de fiabilidad se obtienen multiplicando por este factor de importancia la acción sísmica de referencia o, cuando se utiliza el análisis lineal, los correspondientes efectos de la acción. En los anejos pertinentes de la Norma Sismorresistente se ofrece una guía detallada de las clases de importancia y de sus correspondientes factores de importancia.

NOTA En la mayor parte de los emplazamientos puede considerarse que la tasa anual de superación  $H(a_{gR})$  de la máxima aceleración del suelo de referencia,  $a_{gR}$ , varía con  $a_{gR}$  del modo siguiente:  $H(a_{gR}) \sim k_0 a_{gR}^{-k}$ , con el valor del exponente  $k$  dependiendo de la sismicidad, pero siendo generalmente del orden de 3. Entonces, si la acción sísmica se define en términos de la máxima aceleración del suelo de referencia,  $a_{gR}$ , el valor del factor de importancia  $\gamma_I$  que multiplica a la acción sísmica de referencia para alcanzar la misma probabilidad de excedencia en  $T_L$  años que en los  $T_{LR}$  años para los que se define la acción sísmica de referencia, puede calcularse como:  $\gamma_I \sim (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$ . Alternativamente, el valor del factor de importancia  $\gamma_I$  por el que ha de multiplicarse la acción sísmica de referencia para obtener un valor de probabilidad de excedencia de la acción sísmica,  $P_L$ , en  $T_L$  años, (distinta de la probabilidad de excedencia de referencia,  $P_{LR}$ , en el mismo periodo de  $T_L$  años), puede estimarse mediante:  $\gamma_I \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$ .

## 2.2 Criterios de comprobación

### 2.2.1 Generalidades

(1) A fin de satisfacer los requisitos fundamentales expuestos en el apartado 2.1, se deben comprobar los siguientes estados límite (véanse 2.2.2 y 2.2.3):

- estados límite últimos;
- estados de limitación de daños.

Los estados límite últimos son los asociados con el colapso o con otras formas de rotura (fallo) estructural que podrían poner en peligro la seguridad de las personas.

Los estados de limitación de daños son aquellos asociados con la aparición de daños, a partir de los cuales ya no se cumplen los requisitos de servicio especificados.

(2) A fin de limitar las incertidumbres y de propiciar un buen comportamiento de las estructuras ante acciones sísmicas más severas que la acción sísmica de cálculo, se deben tomar también una serie de medidas específicas apropiadas (véase 2.2.4).

(3) Para las categorías de estructuras bien definidas, en casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1), los requisitos fundamentales pueden satisfacerse mediante la aplicación de reglas más sencillas que las indicadas en los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente.

(4) En casos de muy baja sismicidad, no es necesario observar las disposiciones de esta Norma Sismorresistente (véase el punto (5) del apartado 3.2.1 y las notas para la definición de casos de muy baja sismicidad).

(5) En el capítulo 9 se dan reglas para "edificios sencillos de fábrica". Mediante el cumplimiento de estas reglas, se considera que los indicados "edificios sencillos de fábrica" satisfacen los requisitos fundamentales de este Anejo sin comprobaciones analíticas de la seguridad.

### 2.2.2 Estado límite último

(1) Se debe comprobar que el sistema estructural tiene la resistencia y capacidad de disipación de energía especificada en los anejos pertinentes de esta Norma Sismorresistente.

(2) La resistencia y capacidad de disipación de energía a asignar a la estructura están relacionadas con el grado de aprovechamiento de su respuesta no lineal. A efectos prácticos, la relación entre resistencia y capacidad de disipación de energía se caracteriza por los valores del coeficiente de comportamiento,  $q$ , y la clasificación de ductilidad asociada, los cuales vienen dados en los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente. Como caso límite, para el proyecto de estructuras clasificadas como poco disipativas, no se tiene en cuenta la disipación de energía por histéresis y el coeficiente de comportamiento no puede tomarse, en general, mayor del valor 1,5, considerado para tener en cuenta las reservas de resistencia. Igualmente, para edificios de acero o mixtos de hormigón y acero, clasificados como de comportamiento estructural poco disipativo, este valor límite del coeficiente  $q$ , no puede tomarse tampoco mayor de 1,5 (véase la tabla 6.1 o la tabla 7.1, respectivamente). Para estructuras disipativas, el coeficiente de comportamiento se toma mayor de esos valores límites, teniendo en cuenta así la disipación de energía por histéresis que principalmente se produce en zonas específicamente proyectadas, llamadas zonas disipativas o zonas críticas.

NOTA El valor del coeficiente de comportamiento  $q$  deberá limitarse para el estado límite de estabilidad dinámica de la estructura y por los daños debidos a la fatiga de bajo ciclo de ciertos detalles estructurales (especialmente las conexiones). Se deberá aplicar la condición límite más desfavorable cuando se determinan los valores del coeficiente  $q$ . Se considera que los valores del coeficiente  $q$  indicados en los anejos de esta Norma Sismorresistente cumplen con este requisito.

(3) Debe comprobarse la estructura en su conjunto a fin de asegurar que es estable ante la acción sísmica de cálculo. Se deben tener en cuenta tanto la estabilidad al vuelco como al deslizamiento. Las reglas específicas para comprobar la estabilidad al vuelco de las estructuras se indican en los anejos que corresponda de esta Norma Sismorresistente.

(4) Se debe comprobar que, tanto los elementos de la cimentación como el propio suelo de la cimentación, son capaces de resistir, sin deformaciones permanentes sustanciales, los efectos de las acciones resultantes de la respuesta de la superestructura. Al determinar las reacciones se debe considerar debidamente la resistencia real que puede desarrollar el elemento estructural que transmite las acciones.

(5) En el análisis, se debe tener en cuenta la posible influencia de los efectos de segundo orden sobre los valores de los efectos de la acción.

(6) Se debe comprobar que, bajo la acción sísmica de cálculo, el comportamiento de los elementos no estructurales no representa ningún riesgo para las personas, ni tiene ningún efecto perjudicial sobre la respuesta de los elementos estructurales. En los apartados 4.3.5 y 4.3.6 se dan reglas específicas para los edificios.

### **2.2.3 Estado de limitación de daños**

(1) Debe asegurarse un grado adecuado de fiabilidad contra daños inaceptables mediante el cumplimiento de los límites, definidos en los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente, para la deformación o para otros valores límite relevantes.

(2) En estructuras importantes para la protección civil, se debe comprobar el sistema estructural para asegurar que posee la suficiente resistencia y rigidez a fin de mantener la función de los servicios vitales de las instalaciones ante un sismo asociado a un periodo de retorno apropiado.

### **2.2.4 Medidas específicas**

#### **2.2.4.1 Proyecto**

(1) En la medida de lo posible, las estructuras deberán tener formas sencillas y regulares, tanto en planta como en alzado, (véase 4.2.3). Si fuese necesario, esto se puede realizar subdividiendo la estructura mediante juntas en unidades dinámicamente independientes.

(2) A fin de asegurar un comportamiento global disipativo y dúctil, se deben evitar las roturas frágiles o la formación prematura de mecanismos inestables. Con este fin, cuando se indique en los anejos que corresponda de esta Norma Sismorresistente, debe emplearse el método de dimensionamiento por capacidad, el cual se utiliza para establecer la jerarquía de resistencia de los diversos componentes estructurales y de los modos de rotura (fallo), necesarios para asegurar un mecanismo plástico conveniente y para evitar modos de rotura frágiles.

(3) Dado que el comportamiento sismorresistente de una estructura depende en gran manera del comportamiento de sus zonas o elementos críticos, el detalle constructivo de la estructura general y de estas zonas o elementos en particular debe ser capaz de mantener, bajo condiciones cíclicas, la capacidad para transmitir las fuerzas necesarias y para disipar la energía. Para lograr este objetivo, el detalle de las uniones entre los elementos estructurales y de las zonas donde sea previsible un comportamiento no lineal deberá dimensionarse con especial cuidado.

(4) El cálculo debe basarse en un modelo estructural adecuado que, cuando sea necesario, debe tener en cuenta la influencia de la deformabilidad del suelo, la de los elementos no estructurales, y la de otros aspectos, tales como la presencia de estructuras adyacentes.

#### **2.2.4.2 Cimentaciones**

(1) La rigidez de la cimentación debe ser la adecuada para transmitir al terreno, tan uniformemente como sea posible, las acciones debidas a la superestructura.

(2) Excepto en puentes, generalmente deberá utilizarse un único tipo de cimentación para una misma estructura, a menos que esta última consista en unidades dinámicamente independientes.

#### **2.2.4.3 Plan del sistema de calidad**

(1) Los documentos del proyecto deben indicar los tamaños, detalles constructivos y las características de los materiales de los elementos estructurales. Si procede, los documentos del proyecto deben incluir también las características de los dispositivos especiales que se utilicen y las distancias entre los elementos estructurales y los no estructurales. También deben incluirse las disposiciones necesarias para el control de calidad. Cuando se trate de edificios, deberá incluirse adicionalmente la documentación mencionada en el Apéndice D- *Especificaciones relativas a los documentos de proyecto en el caso de edificios*.

(2) Los elementos de especial importancia estructural que requieran una comprobación especial durante la construcción se deben identificar en los planos del proyecto. En este caso, deben especificarse también los métodos de comprobación a utilizar.

(3) En las regiones de elevada sismicidad y tratándose de estructuras de importancia especial, deberán usarse planes que respondan a un sistema formal de calidad y que reflejen el proyecto, la construcción y el uso, de forma complementaria a los procedimientos de control prescritos en el resto de reglamentación vigente que corresponda.

### 3 Condiciones del terreno y acción sísmica

#### 3.1 Condiciones del terreno

##### 3.1.1 Generalidades

(1) Deben llevarse a cabo los estudios apropiados a fin de clasificar el terreno de acuerdo con los tipos enumerados en el apartado **3.1.2**.

(2) En el apartado **4.2** del Anejo 5 se dan guías complementarias concernientes al estudio y clasificación del terreno.

(3) El emplazamiento de la construcción y la naturaleza del terreno que la sustenta deberá, normalmente, estar libre de riesgos de rotura del terreno, inestabilidad de taludes y asentamientos permanentes causados por licuación o densificación en caso de terremoto. Se debe estudiar la posibilidad de la ocurrencia de tales fenómenos de acuerdo con las exigencias del capítulo **4** del Anejo 5.

(4) Dependiendo de la clase de importancia de la estructura y de las condiciones particulares del proyecto, deberán desarrollarse estudios del terreno y/o estudios geológicos a fin de determinar la acción sísmica. Se pueden omitir investigaciones adicionales a las necesarias para el dimensionamiento frente a cargas no sísmicas en el caso de los edificios de clase de importancia I conforme a la tabla 4.3 (véase apartado **4.2.5**). También se pueden omitir en edificios de clase de importancia II conforme a la tabla 4.3, siempre y cuando exista un reconocimiento del terreno hasta una profundidad suficiente para permitir interpretar que las características del terreno no empeoran a partir de dicha profundidad.

##### 3.1.2 Identificación de los tipos de terreno

(1) Para tener en cuenta la influencia de las condiciones locales del terreno sobre la acción sísmica pueden utilizarse los tipos de terreno medio A, B, C y D descritos mediante los perfiles estratigráficos y parámetros indicados en la tabla 3.1 y detallados a continuación. Esto puede hacerse también teniendo en cuenta, además, la influencia de la geología profunda sobre la acción sísmica.

**Tabla 3.1 – Tipos de terreno**

<b>Tipo de terreno medio</b>	<b><math>v_{s,30}</math> (m/s)</b>	<b>Descripción</b>
A	> 800	Roca compacta o suelo cementado aflorante o con una capa de suelo superficial de espesor menor de 5 m.
B	360 – 800	En las decenas de metros más superficiales, predominio de suelos granulares densos o suelos cohesivos duros o presencia de capas delgadas de suelos granulares sueltos o cohesivos blandos.
C	180 – 360	En las decenas de metros más superficiales, predominio de suelos granulares de compacidad media o suelos cohesivos de consistencia firme o muy firme o presencia de capas de bastante espesor de suelos granulares sueltos o cohesivos blandos.
D	< 180	En las decenas de metros más superficiales, predominio de capas de gran espesor de suelos granulares sueltos o cohesivos blandos.
S1	< 100	Suelos consistiendo, o conteniendo, una capa de al menos 10 m de espesor, de arcillas o limos blandos, de alta plasticidad ( $IP > 40$ ) y con alto contenido de humedad.

S2		Suelos formados por limos, arenas y gravas licuables o arcillas susceptibles, u otro perfil de suelos no contenido en los tipos A-D o S <sub>1</sub> .
----	--	--

El terreno se clasifica en función de su capacidad de amplificar el movimiento sísmico que se produzca en la roca, lo que depende del espesor de los suelos superficiales y de la velocidad media de propagación de las ondas sísmicas transversales. El terreno puede ser homogéneo o estar formado por varias capas de los siguientes tipos (de I a IV):

- Capa de terreno tipo I: Roca compacta o suelo cementado, con velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales  $v_s > 800$  m/s.
- Capa de terreno tipo II: Roca muy alterada o muy fracturada, suelos granulares densos o suelos cohesivos duros, con velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales  $800 \text{ m/s} \geq v_s > 360$  m/s.
- Capa de terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme, con velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales  $360 \text{ m/s} \geq v_s > 180$  m/s.
- Capa de terreno tipo IV: Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando, con velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales  $v_s \leq 180$  m/s.

La clasificación del tipo de la capa de terreno (I a IV) se efectúa mediante el valor de la velocidad  $v_s$  de propagación de las ondas transversales correspondiente a una deformación tangencial de  $10^{-5}$  o menor. Preferentemente se debe efectuar directamente la determinación de  $v_s$ . Además, pueden emplearse en los suelos granulares los ensayos de penetración estáticos o dinámicos, en los suelos cohesivos la resistencia a compresión simple, y en las rocas y los suelos la velocidad de propagación de las ondas sísmicas longitudinales.

Las capas de terreno tipo I suelen poseer velocidad de las ondas elásticas longitudinales  $v_p > 2000$  m/s.

Las capas de terreno tipo II suelen poseer velocidad de las ondas elásticas longitudinales  $v_p > 1000$  m/s, los granulares, golpeo en los ensayos SPT  $N_{1,60} > 40$  y resistencia en punta del penetrómetro estático  $q_p > 15$  MPa, y los cohesivos resistencia a compresión simple  $q_u > 500$  kPa.

Las capas de terreno tipo III suelen poseer, los granulares, golpeo en los ensayos SPT  $40 \geq N_{1,60} > 15$  y resistencia en punta del penetrómetro estático  $15 \text{ MPa} \geq q_p > 6 \text{ MPa}$ , y los cohesivos resistencia a compresión simple  $500 \text{ kPa} \geq q_u > 150 \text{ kPa}$ .

Las capas de terreno tipo IV suelen poseer parámetros  $N_{1,60}$ ,  $q_p$ ,  $q_u$  menores que los indicados para los demás tipos.

En cada terreno real (de A a D), formado por  $N$  capas de terrenos de diferente tipo, se determina la velocidad media de las ondas elásticas transversales  $v_{s,30}$  como establece el apartado 3.1.2(3).

(2) El emplazamiento deberá clasificarse conforme al valor de la velocidad media de la onda de corte,  $v_{s,30}$ . En otro caso, deberá usarse el valor del  $N_{\text{SPT}}$ .

(3) La velocidad media de la onda de corte  $v_{s,30}$  deberá calcularse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1)$$

donde  $h_i$  y  $v_i$  representan el espesor (en metros) y la velocidad de la onda de corte (a un nivel de deformación de  $10^{-5}$  o menor) de la  $i$ -ésima formación o capa, de un total de  $N$ , existente en los 30 m superiores.

(4) En emplazamientos con condiciones del terreno que respondan a uno de los dos tipos especiales de terreno,  $S_1$  o  $S_2$ , se requiere llevar a cabo estudios específicos a fin de definir la acción sísmica. Para estos tipos, particularmente para el  $S_2$ , se debe tener en cuenta la posibilidad de fallo del terreno bajo la acción sísmica.

**NOTA** Deberá prestarse especial atención si el depósito se encuentra en terreno del tipo  $S_1$ . Dichos suelos tienen típicamente valores muy bajos de  $v_s$ , bajo amortiguamiento interno y un anormalmente extenso rango de comportamiento lineal; con lo que pueden dar lugar a una anómala amplificación sísmica en el emplazamiento y a efectos de interacción suelo-estructura (véase el capítulo 6 del Anejo 5). En este caso, deberá llevarse a cabo un estudio especial para definir la acción sísmica, a fin de establecer la dependencia del espectro de respuesta del espesor y del valor de la  $v_s$  de la capa blanda de arcilla/aluvial, así como del contraste de rigidez entre esta capa y los materiales subyacentes.

## 3.2 Acción sísmica

### 3.2.1 Regiones sísmicas

(1) Para los fines de esta Norma Sismorresistente, se establece una clasificación del territorio nacional mediante una cuadrícula de puntos, suficientemente densa, para la que se dan los valores de referencia de los parámetros de peligrosidad sísmica (véase Apéndice E)

(2) Para la mayoría de las aplicaciones de esta Norma Sismorresistente, la peligrosidad sísmica se define por medio de los siguientes parámetros:

- La aceleración horizontal máxima (o pico) de referencia del suelo en terreno tipo A,  $a_{gR}$ .
- El coeficiente de contribución  $K$ , que tiene en cuenta la distinta contribución de la sismicidad de la península, de las áreas marinas adyacentes y de la más lejana (la de la parte de la zona Azores-Gibraltar situada en Gorringe-Herradura).
- La magnitud  $M$ , que debe considerarse en algunos casos, como son la selección de acelerogramas registrados en terremotos reales o la duración que se asigne a los acelerogramas artificiales o el número de ciclos equivalentes que se considere en los cálculos de licuación de limos, arenas y gravas. La aceleración (horizontal) pico de referencia en terreno tipo A,  $a_{gR}$ , en un punto P del territorio se toma igual a:

a) el valor que se indica en Apéndice E, *Valores de aceleración horizontal pico de referencia en suelo tipo A y parámetro K*, cuando las coordenadas geodésicas del punto P coincidan con las de alguno de los puntos de la malla que se define en dicho apartado.

b)  $a_{gR} = \left( \frac{a_{gR1}}{d_1} + \frac{a_{gR2}}{d_2} \right) / \left( \frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} \right)$ , cuando el punto P esté situado sobre los meridianos o paralelos que pasan por los puntos de la malla indicados en el Apéndice E, siendo  $a_{gR1}$  y  $a_{gR2}$  las

aceleraciones de los dos puntos de la malla más próximos a P, y  $d_1$  y  $d_2$ , sus respectivas distancias al punto P.

c) 
$$a_{gR} = \left( \frac{a_{gR1}}{d_1} + \frac{a_{gR2}}{d_2} + \frac{a_{gR3}}{d_2} + \frac{a_{gR4}}{d_2} \right) / \left( \frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} + \frac{1}{d_3} + \frac{1}{d_4} \right)$$
 en cualquier otro caso; siendo  $a_{gR1}$ ,  $a_{gR2}$ ,  $a_{gR3}$ ,  $a_{gR4}$  las aceleraciones de los cuatro puntos de la malla más próximos a P, y  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$  y  $d_4$  sus respectivas distancias al punto P.

El coeficiente de contribución  $K$  en cada punto P del territorio se debe tomar igual a:

a) el valor que se indica en el Apéndice E, cuando las coordenadas geodésicas del punto P coincidan con las de alguno de los puntos de la malla que se define en dicho apartado;

b) 
$$K = \left( \frac{K_1}{d_1} + \frac{K_2}{d_2} \right) / \left( \frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} \right)$$
, cuando el punto P esté situado sobre los meridianos o paralelos que pasan por los puntos de la malla indicados en el Apéndice E; siendo  $K_1$  y  $K_2$  los valores de este coeficiente en los dos puntos de la malla más próximos a P, y  $d_1$  y  $d_2$ , sus respectivas distancias al punto P.

c) 
$$K = \left( \frac{K_1}{d_1} + \frac{K_2}{d_2} + \frac{K_3}{d_3} + \frac{K_4}{d_4} \right) / \left( \frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} + \frac{1}{d_3} + \frac{1}{d_4} \right)$$
 en cualquier otro caso; siendo  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$ ,  $K_4$  los valores de este coeficiente en los puntos de la malla más próximos a P, y  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$  y  $d_4$  sus respectivas distancias al punto P.

El valor de la magnitud  $M$  del terremoto a considerar para la definición de acelerogramas artificiales –punto 3.2.3.1.2(2) de este Anejo – y para cálculos de licuación – tabla B.1 del Apéndice B del Anejo 5 – es de  $M_w = 6$  cuando  $K$  sea menor o igual que 1,1 y  $M_w = 8$  cuando  $K$  sea mayor que 1,1.

En los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente se dan los parámetros complementarios, necesarios para los tipos de estructuras específicos.

(3) La aceleración máxima de referencia del suelo corresponde al periodo de retorno de referencia,  $T_{NCR}$ , de la acción sísmica para el requisito de no colapso o de forma equivalente, a la probabilidad de referencia,  $P_{NCR}$ , de que esa aceleración se supere en 50 años, (véase el punto **(1)** del apartado 2.1). A este periodo de retorno se le asigna un factor de importancia  $\gamma_1$  igual a 1,0. Para periodos de retorno distintos al de referencia (véanse las clases de importancia en los puntos **(3)** y **(4)** del apartado 2.1), el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A,  $a_g$ , es igual a  $\gamma_1$  veces la aceleración horizontal máxima de referencia en terreno tipo A, ( $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ ). (Véase la nota del punto **(4)** del apartado 2.1).

(4) En casos de baja sismicidad pueden utilizarse, para ciertos tipos o categorías de estructuras, métodos de cálculo sismorresistente reducidos o simplificados. Se consideran como casos de baja sismicidad aquellos en los que el producto  $a_g \cdot S$  no sea mayor de 0,1 g (0,98 m/s<sup>2</sup>).

(5) En casos de muy baja sismicidad, no es necesario observar las disposiciones de esta Norma Sismorresistente. Se consideran casos de muy baja sismicidad aquellos en los que el valor de la aceleración máxima de referencia del suelo en un terreno tipo A,  $a_{gR}$ , sea menor que 0,04 g (0,39 m/s<sup>2</sup>).

## 3.2.2 Representación básica de la acción sísmica

### 3.2.2.1 Generalidades

(1) Dentro del campo de aplicación de esta Norma Sismorresistente, el movimiento sísmico de un punto dado de la superficie se representa por un espectro de respuesta elástica de la aceleración del suelo, llamado en lo sucesivo "espectro de respuesta elástica".

(2) La forma del espectro de respuesta elástica se toma como la misma para los dos niveles de acción sísmica introducidos en el punto (1) del apartado 2.1 y en el punto (1) del apartado 2.2.1 para el requisito de no colapso (estado límite último – acción sísmica de cálculo) y para el requisito de limitación de daños.

(3) La acción sísmica horizontal se describe mediante dos componentes ortogonales, consideradas como independientes y representadas por el mismo espectro de respuesta.

(4) Se adopta una forma única del espectro de respuesta elástica para las tres componentes de la acción sísmica (véase Figura 3.1 en el punto (1) del apartado 3.2.2.2). Los parámetros que definen esta forma espectral se recogen en la Tabla 3.2 (en el punto (2) del apartado 3.2.2.2) para las componentes horizontales y en la Tabla 3.3 (en el punto (1) del apartado 3.2.2.3) para la componente vertical.

(5) Considerando las fuentes generadoras de terremotos en el territorio nacional, no se contempla la posibilidad de utilizar más de una forma espectral para la representación de la acción sísmica

NOTA El coeficiente de contribución K, que trata de tener en cuenta la contribución de fuentes sísmicas distintas en un emplazamiento y en particular la contribución de la sismicidad más lejana (véase el punto (2) del apartado 3.2.1), genera una variación adecuada de la forma espectral en las zonas más afectadas por esta sismicidad.

(6) Para estructuras importantes ( $\gamma_I > 1,0$ ) deberán tenerse en cuenta los efectos de amplificación topográfica.

NOTA El Apéndice A del Anejo 5 proporciona información sobre los efectos de la amplificación topográfica.

(7) Pueden utilizarse representaciones en el dominio del tiempo del movimiento sísmico (véase 3.2.3).

(8) Para tipos específicos de estructuras, puede exigirse tener en cuenta la tolerancia de la variación espacial y temporal del movimiento del suelo (véanse los Anejos 2, 4 y 6).

### 3.2.2.2 Espectro de respuesta elástica horizontal

(1) Para las componentes horizontales de la acción sísmica, el espectro de respuesta elástica  $S_e(T)$  se define por las siguientes ecuaciones (véase la figura 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

Donde

$S_e(T)$  es el espectro de respuesta elástica;

$T$  es el periodo de vibración de un sistema lineal con un grado de libertad;

$a_g$  es el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A ( $a_g = \gamma \cdot a_{gR}$ );

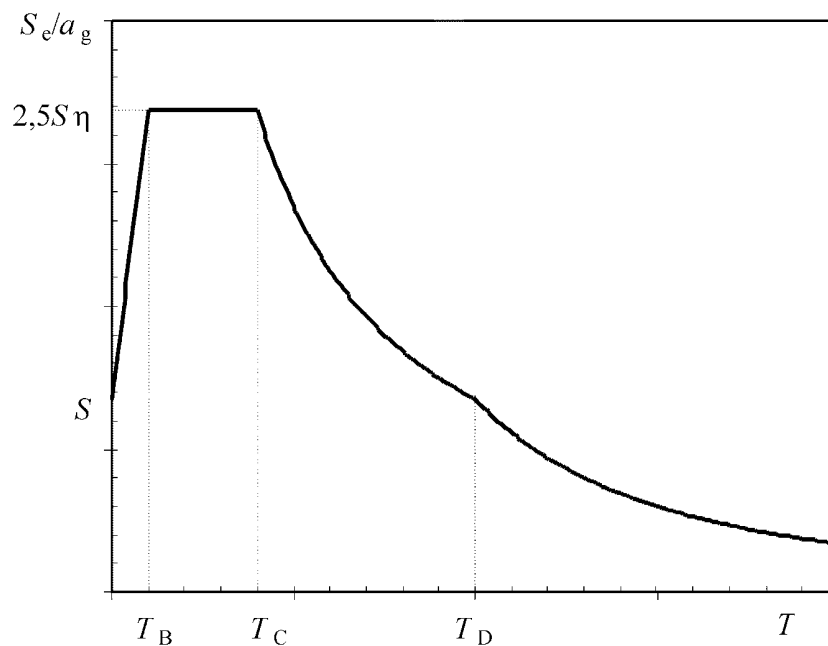
$T_B$  es el límite inferior del periodo del tramo de aceleración espectral constante;

$T_C$  es el límite superior del periodo del tramo de aceleración espectral constante;

$T_D$  es el valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro;

$S$  es el coeficiente de suelo;

$\eta$  es el coeficiente de corrección del amortiguamiento con valor de referencia  $\eta = 1$ , para un amortiguamiento viscoso del 5%, véase el punto (3) de este apartado.



**Figura 3.1 – Forma del espectro de respuesta elástica**

(2) Los valores de los periodos  $T_B$ ,  $T_C$  y  $T_D$  y el coeficiente de suelo  $S$  que describen la forma del espectro de respuesta elástica dependen del tipo de terreno.

En la Tabla 3.2 se dan los valores de los parámetros  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  y  $T_D$  correspondientes a los tipos de terreno A, B, C y D.

**Tabla 3.2 – Valores de los parámetros que describen el espectro elástico de respuesta horizontal**

Suelo tipo	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1	$\frac{T_c}{5}$	$\frac{K}{4}$	2,0
B	$a_g \leq 0,1 g$ : $S = C$	$\frac{T_c}{5}$	$\frac{KC}{4}$	2,0
C	$0,1 g < a_g \leq 0,4 g$ : $S = C + 3,33 \left( \frac{a_g}{g} - 0,1 \right) (1,0 - C)$			
	$a_g > 0,4 g$ : $S = 1$			
D	$a_g \leq 0,1 g$ : $S = 2$	$\frac{T_c}{5}$	$\frac{K}{2}$	2,0
	$0,1 g < a_g \leq 0,4 g$ : $S = 2,33 - 3,33 \frac{a_g}{g}$			
	$a_g > 0,4 g$ : $S = 1$			

donde  $C = (800/v_{s,30})^{0,465}$  (con  $v_{s,30}$  en m/s) y  $K$  se establece en el apartado 3.2.1(2).

NOTA Los valores de  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ , y  $T_D$  se deberán obtener mediante estudios específicos para los tipos de terreno  $S_1$  y  $S_2$ .

(3) El valor del coeficiente de corrección del amortiguamiento,  $\eta$ , puede determinarse por la ecuación

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.6)$$

donde  $\xi$  es el valor del cociente de amortiguamiento viscoso de la estructura, expresado como porcentaje.

(4) Si para casos especiales tiene que usarse un cociente de amortiguamiento viscoso diferente del 5%, este valor se indica en el anejo correspondiente de esta Norma Sismorresistente.

(5) El espectro de respuesta elástica de desplazamientos,  $S_{De}(T)$ , debe obtenerse mediante la transformación directa del espectro de respuesta elástica de aceleraciones,  $S_e(T)$ , utilizando la siguiente ecuación:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.7)$$

(6) La ecuación (3.7) deberá aplicarse, normalmente a periodos de vibración que no superen 4,0 s. Para estructuras con periodos de vibración mayores de 4,0 s se debe utilizar una definición más completa del espectro elástico de desplazamientos.

NOTA Una definición más completa del espectro elástico de respuesta en términos de desplazamientos, se presenta en el Apéndice A, (especialmente adecuada para el caso en que los terremotos que más contribuyen a la peligrosidad sísmica, definida en el emplazamiento mediante una evaluación probabilística, tengan una magnitud  $M \geq 5.5$ ). Para periodos mayores de 4,0 s el espectro de respuesta elástica de aceleraciones puede deducirse a partir del espectro de respuesta elástica de desplazamientos invirtiendo la ecuación (3.7).

### 3.2.2.3 Espectro de respuesta elástica vertical

(1) La componente vertical de la acción sísmica debe representarse por un espectro de respuesta elástica,  $S_{ve}(T)$ , que se deduce utilizando las ecuaciones (3.8) a (3.11).

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

En la tabla 3.4 se dan los valores de los parámetros que describen los espectros verticales para tipos de terreno A, B, C, y D. Estos valores no se aplican a los terrenos especiales  $S_1$  y  $S_2$ .

**Tabla 3.3 –Valores de los parámetros que describen el espectro elástico de respuesta vertical**

$a_{vg} / a_g$	$T_{vB} / T_B$	$T_{vC} / T_C$	$T_{vD} / T_D$
0,7	1,0	0,75	1,0

NOTA  $T_{vB}$ ,  $T_{vC}$  y  $T_{vD}$ , son los valores de  $T_B$ ,  $T_C$  y  $T_D$ , respectivamente, a emplear en las ecuaciones (3.8) a (3.11) que definen la forma del espectro de respuesta elástico vertical. En la tabla 3.4 los valores se proporcionan en relación a los valores de los  $T_B$ ,  $T_C$  y  $T_D$  del espectro de respuesta elástico horizontal.

### 3.2.2.4 Valor de cálculo del desplazamiento del suelo

(1) A menos que estudios específicos basados en la información disponible indiquen otra cosa, el valor de cálculo del desplazamiento del suelo,  $d_g$ , correspondiente al valor de cálculo de la aceleración del suelo, puede estimarse por medio de la siguiente ecuación:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.12)$$

con  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$  y  $T_D$  tal como se definen en el apartado 3.2.2.2.

### 3.2.2.5 Espectro de cálculo para análisis elástico

(1) La capacidad de los sistemas estructurales para resistir acciones sísmicas en el rango no lineal permite, generalmente, su cálculo para resistir fuerzas sísmicas menores de las que corresponden a una respuesta elástica lineal.

(2) Para evitar en el proyecto un análisis estructural explícitamente inelástico se tiene en cuenta la capacidad de la estructura para disipar energía, principalmente a través del comportamiento dúctil de sus elementos y/o de otros mecanismos, mediante la realización de un análisis elástico basado en un espectro de respuesta reducido respecto al elástico, llamado en lo sucesivo "espectro de cálculo". Esta reducción se consigue mediante la introducción del coeficiente de comportamiento  $q$ .

(3) El coeficiente de comportamiento  $q$  es una aproximación al cociente entre las fuerzas sísmicas que la estructura experimentaría si su respuesta fuese completamente elástica con un amortiguamiento viscoso del 5%, y las fuerzas sísmicas que con un modelo de análisis elástico convencional pueden considerarse en el cálculo, asegurando todavía una respuesta satisfactoria de la estructura. En los distintos anejos de esta Norma Sismorresistente se indican los valores del coeficiente de comportamiento  $q$  para los diversos materiales y sistemas estructurales de acuerdo con las correspondientes clases de ductilidad, considerando también la influencia de un amortiguamiento viscoso diferente del 5%. El valor del coeficiente de comportamiento  $q$  puede ser distinto en las diferentes direcciones horizontales de la estructura, aunque la clasificación de ductilidad debe ser la misma en todas las direcciones.

(4) Para las componentes horizontales de la acción sísmica el espectro de cálculo,  $S_d(T)$ , debe definirse mediante las siguientes ecuaciones:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

Donde

$a_g, S, T_C, T_D$  se definen en el apartado 3.2.2.2;

$S_d(T)$  es el espectro de cálculo;

$q$  es el coeficiente de comportamiento;

$\beta$  es el coeficiente correspondiente al umbral inferior del espectro de cálculo horizontal.  $\beta$

es 0,2 para edificios y 0,1 para puentes.

- (5) Para la componente vertical de la acción sísmica, el espectro de cálculo viene dado por las ecuaciones (3.13) a (3.16), con el valor de cálculo de la aceleración del suelo,  $a_{vg}$ , reemplazando a  $a_g$ , tomando  $S$  igual a 1,0 y los demás parámetros tal como se definen en el apartado 3.2.2.3.
- (6) Para la componente vertical de la acción sísmica generalmente se deberá adoptar un coeficiente de comportamiento,  $q$ , de valor hasta 1,5, para todos los materiales y sistemas estructurales.
- (7) Deberá justificarse mediante un análisis apropiado la adopción en la dirección vertical de valores de  $q$  mayores de 1,5, excepto en estructuras de baja ductilidad (DCL), donde no está permitido.
- (8) El espectro de cálculo definido anteriormente podría no ser suficiente para el cálculo de estructuras con aislamiento en la base o con sistemas de disipación de energía.

### **3.2.3 Representaciones alternativas de la acción sísmica**

#### **3.2.3.1 Representación en el dominio del tiempo**

##### **3.2.3.1.1 Generalidades**

- (1) El movimiento sísmico puede representarse también como la aceleración del suelo en función del tiempo, y mediante magnitudes relacionadas (velocidad y desplazamiento).
- (2) Cuando se requiera un modelo espacial de la estructura, el movimiento sísmico debe constar de tres acelerogramas actuando simultáneamente. El mismo acelerograma no se puede utilizar simultáneamente en las dos direcciones horizontales. Es posible simplificar de acuerdo con lo dispuesto en los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente.
- (3) Dependiendo de la naturaleza de la aplicación y de la información realmente disponible, la descripción del movimiento sísmico puede realizarse mediante la utilización de acelerogramas artificiales (véase 3.2.3.1.2) y de acelerogramas registrados o simulados (véase 3.2.3.1.3).

##### **3.2.3.1.2 Acelerogramas artificiales**

- (1) Los acelerogramas artificiales deben generarse de forma que su espectro coincida con los espectros de respuesta elástica indicados en los apartados 3.2.2.2 y 3.2.2.3 para el 5% de amortiguamiento viscoso ( $\xi = 5\%$ ).
- (2) La duración de los acelerogramas debe ser coherente con la magnitud y las demás características relevantes del sismo que contribuyen a la determinación de  $a_g$ .
- (3) Cuando no se disponga de datos específicos, la duración mínima  $T_s$  de la parte estacionaria de los acelerogramas deberá ser igual a 10 s.
- (4) El juego de acelerogramas artificiales deberá observar las siguientes reglas:
  - a) deberán utilizarse un mínimo de 3 acelerogramas;

- b) la media de los valores de la respuesta espectral de la aceleración para el periodo cero (calculada a partir de los acelerogramas individuales) no deberá ser menor del valor de  $a_g \cdot S$  para el emplazamiento en cuestión;
- c) en el rango de periodos entre  $0,2 T_1$  y  $2 T_1$ , donde  $T_1$  es el periodo fundamental de la estructura en la dirección en que se aplicará el acelerograma, ningún valor del espectro medio para el 5% de amortiguamiento, calculado a partir de todos los acelerogramas o historias en el dominio del tiempo, deberá ser menor del 90% del valor correspondiente del espectro elástico de respuesta para el 5% de amortiguamiento.

### 3.2.3.1.3 Acelerogramas registrados o simulados

- (1) Se pueden usar acelerogramas registrados o acelerogramas generados mediante una simulación física de los mecanismos de la fuente y de la trayectoria, siempre que las muestras utilizadas se reconozcan como representativas de las características sismogénicas de las fuentes y de las condiciones del suelo del emplazamiento, y que sus valores se escalen al valor  $a_g \cdot S$  correspondiente a la zona que se considera.
- (2) Para los análisis de amplificación del movimiento del suelo y para las comprobaciones de la estabilidad dinámica de los taludes, véase el apartado 2.2 del Anejo 5.
- (3) El juego de acelerogramas a utilizar, registrados o simulados, deberá satisfacer el punto (4) del apartado 3.2.3.1.2.

### 3.2.3.2 Modelo espacial de la acción sísmica

- (1) Para estructuras con características especiales en las que no se puede formular razonablemente la hipótesis de que sufran la misma excitación en todos sus puntos de apoyo, deben utilizarse modelos espaciales de la acción sísmica (véase el punto (8) del apartado 3.2.2.1).
- (2) Dichos modelos espaciales deben ser coherentes con los espectros de respuesta elástica utilizados en la definición básica de la acción sísmica, de acuerdo con los apartados 3.2.2.2 y 3.2.2.3.

### 3.2.4 Combinaciones de la acción sísmica con otras acciones

- (1) El valor de cálculo  $E_d$  de los efectos de las acciones para la situación sísmica de cálculo debe determinarse conforme al apartado 6.4.3.4 del Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA Para el caso de puentes, se tendrá en cuenta lo dispuesto en el apartado 5.5 del Anejo 2

- (2) Los efectos de inercia de la acción sísmica de cálculo deben evaluarse teniendo en cuenta la existencia de las masas asociadas a todas las cargas gravitatorias que aparecen en la siguiente combinación de acciones:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

Donde

$\psi_{E,i}$  es el coeficiente de combinación para la acción variable  $i$  (para edificación, véase 4.2.4).

- (3) Los coeficientes de combinación  $\psi_{E,i}$  tienen en cuenta la probabilidad de que las cargas  $Q_{k,i}$  no actúen sobre la totalidad de la estructura durante el terremoto. Estos coeficientes pueden tener también

en cuenta una participación reducida de las masas en el movimiento de la estructura, debida a una unión no rígida entre ellas.

(4) Los valores  $\psi_{2,i}$  se indican en la reglamentación específica vigente y los valores  $\psi_{E,i}$  para edificios y otros tipos de estructuras se indican en los anejos correspondientes de esta Norma Sismorresistente.

## **4 Proyecto de edificios**

### **4.1 Generalidades**

#### **4.1.1 Objeto y campo de aplicación**

- (1) El capítulo 4 contiene las reglas generales para el proyecto sismorresistente de los edificios, y debe aplicarse conjuntamente con los capítulos 2, 3 y 5 a 9.
- (2) Los capítulos 5 a 9 se refieren a las reglas específicas para los diversos materiales y elementos utilizados en los edificios.
- (3) En el capítulo 10 se dan las ideas básicas para los edificios con aislamiento en la base.

### **4.2 Características de los edificios sismorresistentes**

#### **4.2.1 Principios básicos de la concepción del proyecto**

- (1) En regiones sísmicas, las características de la peligrosidad sísmica deben tenerse en cuenta en las etapas iniciales de la concepción del proyecto de un edificio, de manera que posibilite alcanzar un sistema estructural que, dentro de costos aceptables, satisfaga los requisitos fundamentales establecidos en el apartado 2.1.
- (2) Los principios que rigen la concepción del proyecto son:
  - simplicidad estructural;
  - uniformidad, simetría y redundancia;
  - resistencia y rigidez bidireccional;
  - resistencia y rigidez a torsión;
  - acción de diafragma a nivel de cada planta;
  - cimentación adecuada.

Estos principios se detallan en los siguientes apartados.

##### **4.2.1.1 Simplicidad estructural**

- (1) La simplicidad estructural, caracterizada por la existencia de trayectorias claras y directas para la transmisión de las fuerzas sísmicas, es un objetivo importante a perseguir dado que el modelado, análisis, dimensionamiento, detalle constructivo y construcción de las estructuras sencillas están sometidos a muchas menos incertidumbres y, consecuentemente, la predicción de su comportamiento sísmico es mucho más fiable.

##### **4.2.1.2 Uniformidad, simetría y redundancia**

- (1) La uniformidad en planta está caracterizada por una distribución regular de los elementos estructurales que permite una transmisión corta y directa de las fuerzas de inercia creadas en las masas distribuidas del edificio. Si fuese necesario, la uniformidad puede lograrse subdividiendo el edificio

completo en unidades dinámicamente independientes mediante juntas sísmicas, siempre que estas juntas se dimensionen para evitar el choque entre las unidades individuales, conforme al apartado **4.4.2.7**.

(2) La uniformidad en la distribución de la estructura a lo largo de la altura del edificio es también importante, dado que tiende a eliminar la existencia de zonas sensibles en las que la concentración de tensiones o de grandes demandas de ductilidad pueda causar prematuramente el colapso.

(3) Una estrecha relación entre la distribución de masas y la distribución de resistencia y rigidez elimina las grandes excentricidades entre masa y rigidez.

(4) Si la configuración del edificio es simétrica o casi simétrica, para lograr uniformidad es adecuada una disposición simétrica de los elementos estructurales, que deberán estar bien distribuidos en planta.

(5) El uso de elementos estructurales distribuidos regularmente incrementa la redundancia y permite una redistribución más favorable de los efectos de las acciones y una disipación de energía repartida por toda la estructura.

#### **4.2.1.3 Resistencia y rigidez bidireccional**

(1) El movimiento sísmico horizontal es un fenómeno bidireccional y, consecuentemente, la estructura del edificio debe ser capaz de resistir las acciones horizontales en cualquier dirección.

(2) Para satisfacer el punto **(1)**, los elementos estructurales deberán disponerse siguiendo un patrón estructural ortogonal en planta, asegurando similares características de resistencia y rigidez en las dos direcciones principales.

(3) La elección de las características de rigidez de la estructura, al tiempo que tienden a minimizar los efectos de la acción sísmica (teniendo en cuenta sus características específicas para el emplazamiento), deberán limitar también el desarrollo de desplazamientos excesivos que pudieran conducir bien a inestabilidades debidas a efectos de segundo orden, o bien a grandes daños.

#### **4.2.1.4 Resistencia y rigidez de torsión**

(1) Además de resistencia y rigidez lateral, las estructuras de los edificios deberán poseer una adecuada resistencia y rigidez de torsión, a fin de limitar el desarrollo de movimientos de torsión que tiendan a tensionar de manera no uniforme los diferentes elementos estructurales. A este respecto, las disposiciones en las que los principales elementos resistentes a la acción sísmica se distribuyen cerca de la periferia del edificio presentan claras ventajas.

#### **4.2.1.5 Acción de diafragma a nivel de cada planta**

(1) En los edificios, los forjados (incluyendo la cubierta) juegan un papel muy importante en el comportamiento sísmico global de la estructura. Dichos forjados actúan como diafragmas horizontales que recogen y transmiten las fuerzas de inercia a los sistemas estructurales verticales, y aseguran que dichos sistemas actúen conjuntamente para resistir la acción sísmica horizontal. La acción de los forjados como diafragmas es especialmente relevante en los casos de disposiciones complejas y no uniformes de los sistemas estructurales verticales, o allí donde sistemas con diferentes características de deformación horizontal trabajan conjuntamente (por ejemplo, en sistemas duales o mixtos).

(2) Los sistemas de forjados y la cubierta deberán dotarse de rigidez y resistencia en su plano, así como de una unión eficaz a los sistemas estructurales verticales. Deberá tenerse un cuidado especial en los casos de configuraciones en planta no compactas o muy alargadas, así como en los casos de forjados con grandes aberturas, especialmente si estas últimas se localizan en la proximidad de los principales

elementos estructurales verticales, frustrando con ello la conexión eficaz entre la estructura vertical y la horizontal.

(3) Los diafragmas deberán tener suficiente rigidez en su plano para la distribución de las fuerzas de inercia horizontales a los sistemas estructurales verticales de acuerdo con las hipótesis del cálculo (por ejemplo, la rigidez del diafragma, véase el punto **(4)** del apartado **4.3.1**), particularmente cuando hay cambios significativos de rigidez o desviaciones entre los elementos verticales por encima y por debajo del diafragma.

#### **4.2.1.6 Cimentación adecuada**

(1) En relación con la acción sísmica, el proyecto y la construcción de las cimentaciones, así como de sus conexiones con la superestructura, deben asegurar una excitación sísmica uniforme a todo el edificio.

(2) Para estructuras constituidas de un número discreto de muros (muros pantalla) estructurales con espesores y rigideces diferentes, deberá elegirse generalmente una cimentación rígida, tipo cajón o alveolar, conteniendo una losa de cimentación y una losa superior.

(3) Para edificios con elementos de cimentación aislados (zapatas o pilotes), se recomienda el uso de una losa de cimentación o vigas de atado entre dichos elementos en las dos direcciones principales, respetando los criterios y reglas del apartado **5.4.1.2** del Anejo 5.

#### **4.2.2 Elementos sísmicos primarios y secundarios**

(1) Se pueden designar como elementos sísmicos "secundarios" cierto número de elementos estructurales (por ejemplo vigas y/o pilares) que no forman parte del sistema resistente del edificio a la acción sísmica. Deben despreciarse la resistencia y la rigidez de estos elementos frente a las acciones sísmicas. Dichos elementos no necesitan satisfacer los requisitos de los capítulos **5** a **9**. No obstante, tanto estos elementos como sus conexiones deben proyectarse y detallarse constructivamente para continuar soportando las cargas gravitatorias cuando estén sometidos a los desplazamientos causados por las condiciones sísmicas de cálculo más desfavorables. En el proyecto de estos elementos, deberá prestarse atención a los efectos de segundo orden (efectos  $P-\Delta$ ).

(2) Los capítulos **5** a **9** proporcionan reglas complementarias a las recogidas en el Código Estructural (para estructuras de hormigón, acero y mixtas) y a las recogidas en el Código Técnico de la Edificación (para estructuras de edificación de madera estructuras de fábrica y cimentaciones), para el proyecto y detalle constructivo de los elementos sísmicos secundarios.

(3) Se consideran como elementos sísmicos primarios todos los elementos estructurales no designados como elementos sísmicos secundarios. Se toman como parte del sistema resistente a fuerzas laterales y se deberán modelar en el cálculo estructural conforme al apartado **4.3.1**, y proyectar y detallar constructivamente respecto a la resistencia sísmica de acuerdo con las reglas indicadas en los capítulos **5** a **9**.

Los cerramientos y particiones de los edificios se consideran elementos estructurales salvo separación explícita de la estructura, en cuyo caso se describirán las soluciones empleadas para mantener su estabilidad y funcionalidad.

Los cerramientos y particiones de los edificios que no se hayan separado de la estructura y que, por tanto, puedan formar parte del sistema sismorresistente primario, se deben incluir en el modelo de cálculo mediante, por ejemplo, la inclusión en el mismo de bielas de rigidez equivalente y se deben comprobar frente a las solicitaciones resultantes del mismo. Cuando los cerramientos y particiones de los edificios deban considerarse elementos estructurales en base a lo anteriormente dispuesto, no se puede adoptar un

coeficiente de comportamiento  $q$  superior a 2.

Se prohíbe la modificación de los elementos estructurales a lo largo de la vida del edificio, incluyendo los cerramientos y particiones si se clasifican como tales, salvo como resultado de un proyecto justificado por un técnico competente.

Se prohíbe cualquier cambio respecto al proyecto, incluso aquellos que supongan un incremento de la resistencia o rigidez de los elementos modificados, salvo como resultado de un proyecto justificado por un técnico competente.

(4) La contribución total a la rigidez lateral de todos los elementos sísmicos secundarios no deberá superar el 15% de la de todos los elementos sísmicos primarios.

(5) No se permite designar elementos estructurales como elementos sísmicos secundarios a fin de cambiar la clasificación de la estructura desde "no regular" a "regular", tal como se describe en el apartado 4.2.3.

#### 4.2.3 Criterios para la regularidad estructural

##### 4.2.3.1 Generalidades

(1) A efectos del proyecto sísmico, las estructuras de los edificios se clasifican como regulares o no regulares.

NOTA En estructuras de edificios que consten de más de una unidad dinámicamente independiente, la categorización y los criterios apropiados del apartado 4.2.3 se refieren a cada unidad dinámicamente independiente. En tales estructuras, cada "unidad singular dinámicamente independiente" tiene el significado de "edificio" para la aplicación del apartado 4.2.3.

(2) Esta diferenciación tiene implicaciones en los siguientes aspectos del cálculo sísmico:

- el modelo estructural, que puede ser bien un modelo plano simplificado, o bien un modelo espacial;
- el método de análisis, que puede ser bien un análisis simplificado mediante espectro de respuesta (método de la fuerza lateral), o bien un análisis modal;
- el valor del coeficiente de comportamiento,  $q$ , que debe reducirse para edificios no regulares en alzado (véase 4.2.3.3).

(3) En relación con las implicaciones de la regularidad estructural en el análisis y el cálculo, las características de regularidad del edificio en planta y en alzado se consideran por separado (tabla 4.1).

**Tabla 4.1 – Consecuencias de la regularidad estructural en el análisis y cálculo sismorresistente**

Regularidad		Simplificación permitida		Coeficiente de comportamiento
Planta	Alzado	Modelo	Análisis elástico lineal	(Para análisis lineal)
Si	Si	Plano	Fuerza lateral <sup>a</sup>	Valor de referencia
Si	No	Plano	Modal	Valor reducido
No	Si	Espacial <sup>b</sup>	Fuerza lateral <sup>a</sup>	Valor de referencia

No	No	Espacial	Modal	Valor reducido
a Si se cumple también la condición del punto <b>(2)</b> a) del apartado <b>4.3.3.2.1</b> . b Bajo las condiciones específicas indicadas en el punto <b>(8)</b> del apartado <b>4.3.3.1</b> puede utilizarse un modelo plano diferente en cada dirección horizontal, conforme al punto <b>(8)</b> del apartado <b>4.3.3.1</b> .				

(4) En los apartados **4.2.3.2** y **4.2.3.3** se dan los criterios que describen la regularidad en planta y en alzado. Las reglas que se refieren al modelado y al análisis se especifican en el apartado **4.3**.

(5) Los criterios de regularidad indicados en los apartados **4.2.3.2** y **4.2.3.3** deberán considerarse como condiciones necesarias. Debe comprobarse que la regularidad supuesta para la estructura del edificio no se ve alterada por otras características no incluidas en estos criterios.

(6) En los capítulos **5** a **9** se dan los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento.

(7) Para edificios no regulares en alzado, los valores reducidos del coeficiente de comportamiento se obtienen multiplicando por 0,8 los valores de referencia.

#### **4.2.3.2 Criterios de regularidad en planta**

(1) Para que un edificio sea catalogado como regular en planta, debe satisfacer todas las condiciones relacionadas en los puntos siguientes.

(2) En relación con la rigidez lateral y con la distribución de las masas, la estructura del edificio debe ser aproximadamente simétrica en planta respecto a dos ejes ortogonales.

(3) La configuración en planta debe ser compacta, es decir, cada forjado debe estar delimitado por una línea poligonal convexa. Si existen retranqueos en planta (chaflanes en esquinas o alineaciones desplazadas hacia atrás), la regularidad en planta puede considerarse todavía satisfecha con la condición de que dichos retranqueos no afecten a la rigidez en planta del forjado y que, para cada retranqueo, el área entre el perímetro de la planta y una línea poligonal convexa envolviendo la planta no supere el 5% del área de dicha planta.

(4) La rigidez de los forjados en planta debe ser suficientemente grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales, con lo que la deformación del forjado debe tener un efecto pequeño sobre la distribución de fuerzas entre los elementos estructurales verticales. A este respecto, las configuraciones de planta en L, C, H, I y X deberán ser cuidadosamente examinadas de forma notable en lo que concierne a la rigidez de las ramas laterales, que deberá ser comparable a la de la parte central a fin de satisfacer la condición de diafragma rígido. Se deberá considerar la aplicación de este punto para la evaluación del comportamiento global del edificio.

(5) La esbeltez  $\lambda = L_{\text{máx}}/L_{\text{mín.}}$  del edificio en planta no debe ser mayor de 4, donde  $L_{\text{máx.}}$  y  $L_{\text{mín.}}$  son, respectivamente, la mayor y la menor dimensión en planta del edificio, medidas en direcciones ortogonales.

(6) Para cada nivel y para cada dirección,  $x$  e  $y$ , del análisis la excentricidad estructural  $e_0$  y el radio de torsión  $r$  deben ser conformes con las dos condiciones siguientes, que para la dirección de análisis  $y$  se expresan como:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (4.1a)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.2b)$$

Donde

- $e_{ox}$  es la distancia entre el centro de rigidez y el centro de gravedad, medida a lo largo de la dirección  $x$ , la cual es normal a la dirección de análisis considerada;
- $r_x$  es la raíz cuadrada del cociente entre la rigidez a torsión y la rigidez lateral en la dirección  $y$  ("radio de torsión"); y
- $l_s$  es el radio de giro de la masa del forjado en planta (raíz cuadrada del cociente entre: (a) el momento polar de inercia en planta de la masa del forjado con respecto al centro de gravedad de éste, y (b) la masa del forjado).

Las definiciones del centro de rigidez y del radio de torsión,  $r$ , se indican en los puntos **(7)** a **(9)** de este apartado.

(7) En edificios de una planta, el centro de rigidez se define como el centro de rigidez lateral de todos los elementos sísmicos primarios. El radio de torsión,  $r$ , se define como la raíz cuadrada del cociente entre la rigidez global a torsión respecto al centro de rigidez lateral, y la rigidez lateral global en una dirección, teniendo en cuenta todos los elementos sísmicos primarios en esta dirección.

(8) En edificios de varias plantas sólo es posible definir de modo aproximado el centro de rigidez y el radio de torsión. Para la clasificación de la regularidad estructural en planta y para el análisis aproximado de los efectos de torsión, es posible realizar una definición simplificada si se satisfacen las dos condiciones siguientes:

- a) todos los sistemas resistentes a carga lateral, tales como núcleos, muros estructurales o pórticos, discurren sin interrupción desde la cimentación a la parte superior del edificio.
- b) las deformaciones bajo cargas horizontales de cada uno de dichos sistemas resistentes no son muy diferentes. Esta condición puede considerarse satisfecha en el caso de sistemas de pórticos y de sistemas de muros (muros pantalla). En general, esta condición no se satisface en sistemas duales.

(9) En pórticos y en sistemas de muros (muros pantalla) esbeltos en los que prevalecen deformaciones a flexión, las posiciones de los centros de rigidez y de los radios de torsión pueden calcularse para todas las plantas como los asociados a los momentos de inercia de las secciones transversales de los elementos verticales. Si, además de las deformaciones a flexión, son también significativas las deformaciones a cortante, éstas pueden considerarse mediante un momento de inercia equivalente de la sección transversal.

#### 4.2.3.3 Criterios de regularidad en alzado

(1) Para que un edificio sea catalogado como regular en alzado, debe satisfacer todas las condiciones relacionadas en los puntos siguientes.

(2) Todos los sistemas resistentes de cargas laterales, como núcleos, muros estructurales o pórticos, deben discurrir sin interrupción desde sus cimientos hasta la parte superior del edificio o, cuando existen retranqueos a diferentes alturas, hasta la parte superior de la zona que corresponda del edificio.

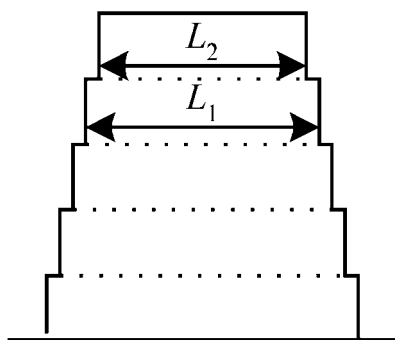
(3) Tanto la rigidez lateral como la masa de cada planta deben mantenerse constantes o reducirse gradualmente, sin cambios bruscos, desde la base hasta la parte superior de cada edificio.

(4) En edificios de pórticos, el cociente entre la resistencia real de cada planta y la resistencia exigida por el análisis no deberá variar desproporcionadamente entre las plantas contiguas. En este contexto, los aspectos especiales de los pórticos que enmarcan rellenos de fábrica se tratan en el apartado **4.3.6.3.2**.

(5) Cuando existan retranqueos, se aplican las condiciones adicionales siguientes:

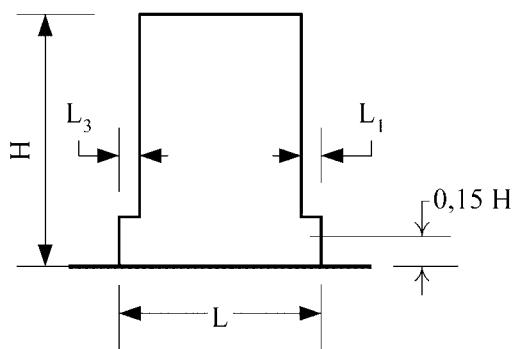
- en el caso de retranqueos sucesivos que mantengan la simetría axial, el retranqueo de cualquier planta no debe ser mayor del 20% de la dimensión de la planta inferior en la dirección del retranqueo (véanse las figuras 4.1.a y 4.1.b).
- en el caso de un único retranqueo dentro del 15% inferior de la altura total del sistema estructural principal, dicho retranqueo no debe ser mayor del 50% de la dimensión de la planta inferior (véase la figura 4.1.c). En este caso, la estructura de la parte inferior que abarca la proyección vertical del perímetro de las plantas superiores deberá dimensionarse para resistir al menos el 75% del esfuerzo cortante horizontal que se desarrollaría en esa zona en un edificio similar, pero sin el alargamiento de la base.
- si los retranqueos no mantienen la simetría, para cada cara, la suma de los retranqueos de todas las plantas no debe ser mayor del 30% de la dimensión en planta de la primera planta existente sobre la cimentación o sobre la parte superior de un sótano rígido, y cada uno de los retranqueos no debe ser mayor del 10% de la dimensión de la planta inferior (véase la figura 4.1.d).

(a)



Criterio para (a):  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

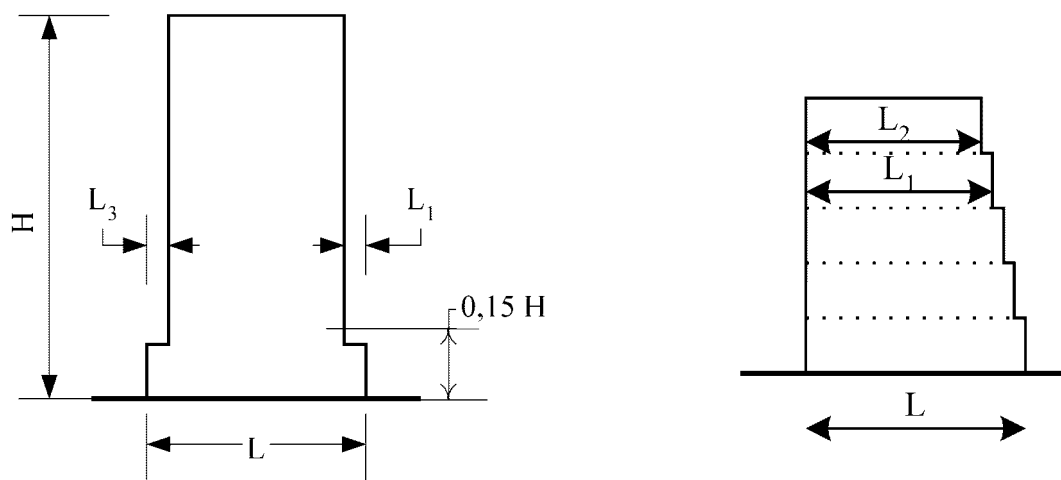
(b) (el retranqueo se produce por encima de 0,15 H)



Criterio para (b):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(c) (el retranqueo se produce por debajo de 0,15 H)

d)



Criterio para (c):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

Criterio para (d):  $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

**Figura 4.1 – Criterios para la regularidad de edificios con retranqueos**

#### 4.2.4 Coeficientes de combinación para las acciones variables

(1) Los coeficientes de combinación  $\psi_{2i}$  (para los valores cuasi-permanentes de la acción variable  $q_i$ ) para el proyecto de edificios (véase 3.2.4) deben ser los indicados en el Código Técnico de la Edificación (apartado 4. Verificaciones basadas en coeficientes parciales del Documento Básico de Seguridad Estructural DB-SE).

(2) Los coeficientes de combinación  $\psi_{Ei}$ , indicados en el punto (2) del apartado 3.2.4 para el cálculo de los efectos de las acciones sísmicas, deben obtenerse a partir de la siguiente ecuación:

$$\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i} \quad (4.2)$$

Los valores para  $\varphi$  se relacionan en la tabla 4.2.

**Tabla 4.2 – Valores de  $\varphi$  para calcular  $\psi_{Ei}$**

Tipo de acción variable	Planta	$\varphi$
Categorías A-C*	Cubierta	1,0
	Plantas con ocupaciones relacionadas	0,8
	Plantas con ocupaciones independientes	0,5
Categorías D-F* y Archivos		1,0
* Categorías definidas en el Código Técnico de la Edificación DB-SE-AE		

#### 4.2.5 Clases de importancia y factores de importancia

(1) Los edificios se clasifican en 4 clases de importancia dependiendo de las consecuencias de su colapso para la vida humana, de su importancia para la seguridad pública y la protección civil en el periodo inmediato tras el terremoto, y de las consecuencias sociales y económicas del colapso.

(2) Las clases de importancia se caracterizan mediante diferentes factores de importancia  $\gamma_i$ , descritos en el punto (3) del apartado 2.1.

(3) El factor de importancia  $\gamma_i = 1,0$  se asocia con un sismo que tiene el periodo de retorno de referencia indicado en el punto (3) del apartado 3.2.1.

(4) En la tabla 4.3 se dan las definiciones de las clases de importancia.

**Tabla 4.3 – Clases de importancia para los edificios**

Clases de importancia	Edificios
I	Edificios de importancia mínima para la seguridad pública: Edificios en los cuales no hay una permanencia de personas de larga duración, y con una probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos. Se incluyen: <ul style="list-style-type: none"><li>• Edificios agrícolas o ganaderos.</li></ul>
II	Edificios cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos. Se incluyen aquí los edificios corrientes, no pertenecientes a las demás categorías, entre otros: <ul style="list-style-type: none"><li>• Edificios de vivienda unifamiliar</li><li>• Edificios de viviendas</li><li>• Edificios de uso comercial en los que no se prevea una ocupación mayor de 300 personas</li><li>• Edificios destinados a espectáculos públicos en los que no se prevea una ocupación mayor de 300 personas</li><li>• Edificios de oficinas en los que no se prevea una ocupación mayor de 300 personas</li><li>• Edificios destinados a actividades industriales que no acojan a más de 300 personas y que no presenten riesgo de accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas</li><li>• Edificios destinados al aparcamiento de vehículos abiertos al público</li></ul>
III	Edificios cuya sismorresistencia es primordial considerando las consecuencias asociadas a su destrucción por el terremoto. Se incluyen: <ul style="list-style-type: none"><li>• Edificios destinados a espectáculos públicos en los que se prevea una ocupación superior a 300 personas</li><li>• Edificios de uso comercial en los que se prevea una ocupación superior a 300 personas</li><li>• Edificios destinados a actividades industriales que acojan a más de 300 personas y que no presenten riesgo de accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas</li></ul>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Edificios catalogados como monumentos históricos o artísticos, o bien de interés cultural o similar, por los órganos competentes de las Administraciones Públicas.</li> </ul>
IV	<p>Edificios cuya integridad en caso de terremoto es vital por necesidades de protección civil, de defensa nacional, o cuya destrucción por el terremoto puede interrumpir servicios imprescindibles o dar lugar a efectos catastróficos. Se incluyen entre otros:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Establecimientos de uso docente en cualquiera de sus niveles (colegios, universidades etc.)</li> <li>• Hospitales, centros o instalaciones sanitarias</li> <li>• Edificios para centros de organización y coordinación de funciones para casos de desastre</li> <li>• Edificios dedicados a instalaciones básicas de comunicaciones, radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas.</li> <li>• Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria y de ambulancias</li> <li>• Edificios para instalaciones de servicios esenciales para la población (agua, electricidad, combustibles, etc.)</li> <li>• Edificios e instalaciones de los medios de transporte en las estaciones de ferrocarril, aeropuertos y puertos</li> <li>• Edificios e instalaciones industriales con riesgo de accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas</li> </ul>

NOTA 1 Las clases de importancia I, II y III o IV corresponden aproximadamente a las clases de consecuencias CC1, CC2 y CC3, respectivamente, definidas en el Apéndice B del Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA 2 Cuando, en lo que proceda, se aplique esta Norma Sismorresistente, a tipos estructurales no incluidos de forma explícita en su campo de aplicación, se seleccionará para estas estructuras un factor de importancia coherente con los principios y requisitos de fiabilidad previstos en la misma.

(5) El valor  $\gamma_I$  para las distintas clases de importancia es:

Clase de importancia I (importancia moderada):  $\gamma_I = 0,8$

Clase de importancia II (importancia normal):  $\gamma_I = 1$

Clase de importancia III (mayor importancia):  $\gamma_I = 1,3$

Clase de importancia IV (importancia especial):  $\gamma_I = 1,4$

(6) Para edificios que alberguen instalaciones o materiales peligrosos, el factor de importancia deberá establecerse de acuerdo con los criterios establecidos en el Anejo 4.

## 4.3 Análisis estructural

### 4.3.1 Modelado

(1) El modelo del edificio debe representar adecuadamente su distribución de rigideces y masas, de forma que todas las deformadas significativas y las fuerzas de inercia se tengan en cuenta adecuadamente para la acción sísmica considerada. En el caso de análisis no lineal, el modelo debe representar también adecuadamente la distribución de resistencias.

(2) El modelo deberá tener también en cuenta la contribución de las zonas de junta a la deformación del edificio, por ejemplo, los extremos de vigas y pilares en las estructuras tipo pórtico. Deberán tenerse también en cuenta los elementos no estructurales que pudieran influir en la respuesta de la estructura sísmica primaria.

(3) En general, puede considerarse que la estructura consiste en un determinado número de sistemas resistentes a cargas verticales y laterales, conectados mediante diafragmas horizontales.

(4) Cuando los diafragmas constituidos por los forjados del edificio puedan considerarse rígidos en sus planos, las masas y los momentos de inercia de cada planta pueden concentrarse en el centro de gravedad.

NOTA El diafragma puede considerarse rígido si, cuando se modela con su flexibilidad real en su plano, sus desplazamientos horizontales no superan en ningún punto a los resultantes de la hipótesis de diafragma rígido en más del 10% de los correspondientes desplazamientos horizontales absolutos para la situación sísmica de cálculo.

(5) Para edificios que satisfacen los criterios de regularidad de planta (véase 4.2.3.2) o las condiciones establecidas en el punto (8) del apartado 4.3.3.1, el análisis puede realizarse utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección principal.

(6) En edificios de hormigón, en edificios mixtos de hormigón y acero, y en edificios de fábrica, las rigideces de los elementos resistentes deberán evaluarse, en general, teniendo en cuenta el efecto de la fisuración. Dicha rigidez deberá corresponder al inicio de la plastificación de la armadura.

(7) A menos que se desarrolle un método más preciso de análisis de los elementos fisurados, las propiedades de la rigidez elástica a flexión y a cortante de los elementos de hormigón y de fábrica pueden tomarse iguales a la mitad de la rigidez correspondiente a los elementos sin fisurar.

(8) Deberán tenerse en cuenta los muros de rellenos que contribuyan significativamente a la rigidez y resistencia lateral del edificio. Véase el apartado 4.3.6 para los rellenos de fábrica con estructura de pórtico de hormigón, acero o mixta.

(9) La deformabilidad de la cimentación debe tenerse en cuenta en el modelo, siempre que pueda tener una influencia global adversa sobre la respuesta estructural.

NOTA La deformabilidad de la cimentación (incluyendo la interacción suelo-estructura) puede tenerse siempre en cuenta, incluyendo el caso en que tenga efectos beneficiosos.

(10) Las masas deben calcularse a partir de las cargas gravitatorias que aparecen en la combinación de acciones indicada en el apartado 3.2.4. Los coeficientes de combinación  $\psi_{Ei}$  se indican en el punto (2) del apartado 4.2.4.

#### 4.3.2 Efectos accidentales de torsión

(1) A fin de tener en cuenta las incertidumbres en la localización de las masas y en la variación espacial del movimiento sísmico, el centro de gravedad calculado para cada planta  $i$  debe considerarse como si estuviera desplazado de su posición nominal en cada dirección una excentricidad accidental:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.3)$$

Donde

$e_{ai}$  es la excentricidad accidental de la masa de la planta  $i$  respecto a su posición nominal, aplicada en la misma dirección en todas las plantas;

$L_i$  es la dimensión de la planta, perpendicular a la dirección de la acción sísmica.

### 4.3.3 Métodos de análisis

#### 4.3.3.1 Generalidades

(1) Dentro del objeto y campo de aplicación del capítulo 4, los efectos sísmicos y los efectos de las otras acciones consideradas en la situación sísmica de cálculo pueden determinarse suponiendo un comportamiento elástico-lineal de la estructura.

(2) El método de referencia para determinar los efectos sísmicos debe ser el análisis modal mediante espectro de respuesta, utilizando un modelo elástico-lineal de la estructura y el espectro de cálculo indicado en el apartado 3.2.2.5.

(3) Dependiendo de las características estructurales del edificio, puede utilizarse uno de los dos siguientes tipos de análisis elástico-lineal:

- a) el "método de análisis de la fuerza lateral", para edificios que cumplen las condiciones indicadas en el apartado 4.3.3.2.
- b) el "análisis modal mediante espectro de respuesta", el cual es aplicable a todo tipo de edificios (véase 4.3.3.3).

(4) Como alternativa a un método lineal, se pueden usar también métodos no lineales, tales como:

- c) análisis estático no lineal (análisis del empuje incremental, "*pushover analysis*"),
- d) análisis no lineal en el dominio del tiempo mediante acelerogramas (dinámico).

siempre que se satisfagan las condiciones especificadas en los puntos (5) y (6) de este apartado, y el apartado 4.3.3.4.

NOTA En el capítulo 10 se dan las condiciones bajo las cuales los métodos lineales a) y b), o los no lineales c) y d), se pueden usar para edificios con aislamiento en la base. Para edificios sin aislamiento en la base, se pueden usar siempre los métodos lineales del punto (3) del apartado 4.3.3.1, tal como se especifica en el apartado 4.3.3.2.1. Los métodos no lineales están permitidos siempre y cuando en la memoria de cálculo se justifiquen todos los parámetros utilizados y figure la información necesaria para permitir una verificación independiente.

(5) Los análisis no lineales deberán estar adecuadamente justificados respecto a la acción sísmica (input sísmico), al modelo constitutivo utilizado, al método de interpretar los resultados del análisis y a los requisitos a satisfacer.

(6) Las estructuras sin aislamiento en la base calculadas mediante el análisis no lineal por empujes incrementados, sin utilizar el coeficiente de comportamiento  $q$  (véase el punto (1)(d) del apartado 4.3.3.4.2.1), deberán satisfacer los requisitos del punto (5) del apartado 4.4.2.2, así como las reglas de los capítulos 5 a 9 para estructuras disipativas.

(7) Si se satisfacen los criterios de regularidad en planta (véase **4.2.3.2**), el análisis elástico-lineal puede desarrollarse utilizando dos modelos planos, uno para cada una de las direcciones horizontales principales.

(8) Dependiendo de la clase de importancia del edificio, el análisis elástico lineal puede desarrollarse utilizando dos modelos planos, uno para cada una de las direcciones horizontales principales, incluso si no se satisfacen los criterios de regularidad en planta del apartado **4.2.3.2**, siempre que se cumplan todas las condiciones particulares de regularidad siguientes:

- a) el edificio debe tener particiones y cerramientos bien distribuidos y relativamente rígidos;
- b) la altura del edificio no debe superar los 10 m;
- c) la rigidez de los forjados en su plano debe ser bastante grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales de modo que pueda suponerse un comportamiento de diafragma rígido;
- d) los centros de rigidez lateral y de gravedad deben estar, cada uno, aproximadamente sobre una línea vertical y satisfacer, en las dos direcciones horizontales de análisis, las condiciones  $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$ ,  $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$ , donde el radio de giro  $l_s$ , los radios de torsión  $r_x$  y  $r_y$  y las excentricidades naturales  $e_{ox}$  y  $e_{oy}$  se definen en el punto **(6)** del apartado **4.2.3.2**.

(9) En edificios que satisfagan todas las condiciones del punto **(8)** de este apartado con excepción de la condición d), puede desarrollarse también un análisis elástico lineal utilizando dos modelos planos, uno para cada una de las direcciones horizontales principales, pero en estos casos deberán multiplicarse por 1,25 todos los efectos de la acción sísmica resultantes del análisis.

(10) Los edificios no conformes con los criterios de los puntos **(7)** a **(9)** de este apartado deben analizarse mediante un modelo espacial.

(11) Siempre que se utilice un modelo espacial, la acción sísmica de cálculo debe aplicarse a lo largo de todas las direcciones horizontales relevantes (respecto a la configuración estructural en planta del edificio) y de sus direcciones horizontales ortogonales. Para edificios con elementos resistentes en dos direcciones perpendiculares, estas dos direcciones deben considerarse como direcciones relevantes.

#### **4.3.3.2 Método de análisis de la fuerza lateral**

##### **4.3.3.2.1 Generalidades**

(1) Este tipo de análisis puede aplicarse a los edificios cuya respuesta no esté significativamente afectada por las contribuciones de los modos de vibración superiores al modo fundamental en cada dirección principal.

(2) Se considera que se satisface el requisito del punto **(1)** de este apartado en los edificios que cumplen las dos condiciones siguientes:

- a) en las dos direcciones principales tienen periodos fundamentales de vibración,  $T_1$ , menores que los siguientes valores:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.4)$$

donde:  $T_c$  se define en el apartado 3.2.2.2;

b) cumplen los criterios de regularidad en alzado indicados en el apartado 4.2.3.3.

#### 4.3.3.2.2 Esfuerzo cortante en la base de la estructura

(1) Para cada dirección horizontal en que se analiza el edificio, el esfuerzo cortante sísmico en la base,  $F_b$ , debe determinarse utilizando la siguiente ecuación:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.5)$$

Donde

$S_d(T_1)$  es la ordenada del espectro de cálculo (véase 3.2.2.5) para el periodo  $T_1$ ;

$T_1$  es el periodo fundamental de vibración del edificio para el movimiento de translación en la dirección considerada;

$m$  es la masa total del edificio sobre la cimentación o sobre la parte superior de un sótano rígido, calculada conforme al punto (2) del apartado 3.2.4;

$\lambda$  es el coeficiente de corrección, cuyo valor es igual a  $\lambda = 0,85$  si  $T_1 \leq 2 T_c$  y el edificio tiene más de dos plantas o, en otro caso,  $\lambda = 1,0$ .

NOTA El coeficiente  $\lambda$  tiene en cuenta el hecho de que en edificios con al menos tres plantas y grados de libertad traslacionales en cada dirección horizontal, la masa modal eficaz del primer modo (fundamental) es menor, un 15% como promedio, que la masa total del edificio.

(2) Para la determinación del periodo fundamental de vibración,  $T_1$ , del edificio, se pueden utilizar ecuaciones basadas en los métodos de la dinámica estructural (por ejemplo, el método de Rayleigh).

(3) Para edificios de hasta 40 m de altura, el valor  $T_1$  (en s) puede aproximarse mediante la siguiente ecuación:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.6)$$

Donde

$C_t$  es 0,085 para pórticos espaciales de acero resistentes a flexión, 0,075 para pórticos espaciales de hormigón resistentes a flexión y para pórticos de acero con triangulaciones descentradas y 0,050 para las demás estructuras;

$H$  es la altura del edificio, en m; desde la cimentación o desde la parte superior de un sótano rígido.

(4) Como alternativa, para estructuras con muros (muros pantalla) de hormigón o de fábrica resistentes a cortante, el valor  $C_t$  de la ecuación (4.6) puede tomarse como

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (4.7)$$

Donde

$$A_c = \Sigma \left[ A_i \cdot \left( 0,2 + \left( l_{wi} / H \right)^2 \right) \right] \quad (4.8)$$

Y

$A_c$  es el área eficaz total de los muros resistentes a cortante de la primera planta del edificio, en  $m^2$ ;

$A_i$  es el área eficaz de la sección transversal del muro resistente a cortante,  $i$ , de la primera planta del edificio en la dirección considerada, en  $m^2$ ;

$H$  tiene el mismo significado que en el punto (3) de este apartado;

$l_{wi}$  es la longitud del muro resistente a cortante,  $i$ , de la primera planta del edificio en dirección paralela a las fuerzas aplicadas, en m, con la restricción de que  $l_{wi}/H$  no deberá superar 0,9.

(5) Como alternativa,  $T_1$  (en s) puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (4.9)$$

Donde

$d$  es el desplazamiento elástico lateral, en m, de la parte superior del edificio, debido a las cargas gravitatorias aplicadas en dirección horizontal.

#### 4.3.3.2.3 Distribución de las fuerzas sísmicas horizontales

(1) Las geometrías de las deformadas correspondientes al modo fundamental en las direcciones horizontales de análisis del edificio pueden calcularse utilizando los métodos de dinámica estructural, o pueden aproximarse mediante desplazamientos horizontales que se incrementan linealmente a lo largo de la altura del edificio.

(2) Para los dos modelos planos, los efectos de la acción sísmica deben determinarse aplicando fuerzas horizontales  $F_i$  a todas las plantas del edificio.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\Sigma s_j \cdot m_j} \quad (4.10)$$

Donde

$F_i$  es la fuerza horizontal que actúa en la planta  $i$ ;

- $F_b$  es el esfuerzo cortante sísmico en la base, de acuerdo con la ecuación (4.5);
- $s_i, s_j$  son los desplazamientos de las masas  $m_i, m_j$  para la deformada del modo fundamental;
- $m_i, m_j$  son las masas de las plantas calculadas conforme al punto **(2)** del apartado 3.2.4.

(3) Cuando la geometría de la deformada del modo fundamental se aproxima mediante desplazamientos horizontales que se incrementan linealmente con la altura, las fuerzas horizontales  $F_i$  deberán obtenerse de la ecuación:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (4.11)$$

Donde

- $z_i, z_j$  son las alturas de las masas  $m_i, m_j$  respecto al nivel de aplicación de la acción sísmica (cimentación o parte superior de un sótano rígido).

(4) Las fuerzas horizontales  $F_i$ , determinadas de acuerdo con este apartado, deben distribuirse entre el sistema resistente de cargas laterales suponiendo los forjados rígidos en su plano.

#### 4.3.3.2.4 Efectos de la torsión

(1) Si la rigidez lateral y la masa tienen una distribución simétrica en planta, y a menos que la excentricidad accidental establecida en el punto **(1)** del apartado 4.3.2 no se tenga en cuenta mediante un método más exacto (por ejemplo el del punto **(1)** del apartado 4.3.3.3.3), pueden considerarse los efectos accidentales de torsión multiplicando los efectos de las acciones resultantes en cada elemento resistente de la aplicación del punto **(4)** del apartado 4.3.3.2.3, por un coeficiente  $\delta$  dado por:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.12)$$

Donde

- $x$  es la distancia en planta del elemento que se considera al centro de gravedad del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada;
- $L_e$  es la distancia entre los dos elementos resistentes a la carga lateral más exteriores, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada.

(2) Si el análisis se desarrolla utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal principal, los efectos de torsión pueden determinarse duplicando la excentricidad accidental  $e_{ai}$  de la ecuación (4.3) y aplicando el punto **(1)** de este apartado, con el coeficiente 0,6 de la ecuación (4.12) aumentado a 1,2.

#### 4.3.3.3 Análisis modal mediante espectros de respuesta

##### 4.3.3.3.1 Generalidades

(1) Este tipo de análisis debe aplicarse a edificios que no satisfagan las condiciones indicadas en el punto **(2)** del apartado 4.3.3.2.1 para aplicar el método de análisis de la fuerza lateral.

(2) Debe tenerse en cuenta la respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan de forma significativa a la respuesta global.

(3) Los requisitos especificados en el punto **(2)** pueden considerarse satisfechos si puede demostrarse cualquiera de las dos siguientes proposiciones:

- la suma de las masas modales eficaces para los modos considerados representa, al menos, el 90% de la masa total de la estructura;
- se tienen en cuenta todos los modos con masas modales eficaces mayores del 5% de la masa total.

NOTA La masa modal eficaz  $m_k$ , correspondiente a un modo  $k$ , se determina de forma que el esfuerzo cortante en la base  $F_{bk}$  asociado a este modo, que actúa en la dirección de aplicación de la acción sísmica, puede expresarse como  $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$ . Se puede demostrar que la suma de las masas modales eficaces (para todos los modos y para una dirección dada) es igual a la masa de la estructura.

(4) Cuando se use un modelo espacial, las condiciones anteriores deberán comprobarse para cada dirección que se considere.

(5) Si los requisitos especificados en el punto **(3)** no se pueden satisfacer (por ejemplo, en edificios con una contribución significativa de los modos a torsión), el número mínimo  $k$  de modos a tener en cuenta en un análisis espacial deberá satisfacer las dos condiciones siguientes:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (4.13)$$

y

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (4.14)$$

Donde

$k$  es el número de modos considerados;

$n$  es el número de plantas por encima de la cimentación o de la parte superior de un sótano rígido;

$T_k$  es el periodo de vibración del modo  $k$ .

#### 4.3.3.3.2 Combinación de las respuestas modales

(1) La respuesta de dos modos de vibración  $i$  y  $j$  (incluyendo tanto los modos de traslación como los de torsión) puede considerarse como independiente una de otra, si sus periodos  $T_i$  y  $T_j$  satisfacen la siguiente condición (con  $T_j \leq T_i$ ):

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (4.15)$$

(2) Siempre que todas las respuestas modales relevantes (véanse los puntos **(3)** a **(5)** del apartado 4.3.3.3.1) se puedan considerar como independientes una de otra, el valor máximo  $E_E$  de un efecto de la acción sísmica puede tomarse como:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.16)$$

Donde

$E_E$  es el efecto de la acción sísmica considerada (fuerza, desplazamiento, etc.);

$E_{Ei}$  es el valor de dicho efecto debido al modo de vibración  $i$ .

(3) Si no se satisface el punto **(1)** deben adoptarse procedimientos más precisos para la combinación de las máximas respuestas modales, tales como la "Combinación cuadrática completa").

#### 4.3.3.3.3 Efectos de la torsión

(1) Siempre que se utilice un modelo espacial para el análisis, los efectos accidentales de torsión indicados en el punto **(1)** del apartado 4.3.2 pueden determinarse como la envolvente de los efectos resultantes de la aplicación de cargas estáticas, consistente en una serie de momentos de torsión  $M_{ai}$  respecto al eje vertical de cada planta  $i$ :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.17)$$

Donde

$M_{ai}$  es el momento de torsión aplicado a la planta  $i$  respecto a su eje vertical;

$e_{ai}$  es la excentricidad accidental de la masa de la planta  $i$ , de acuerdo con la ecuación (4.3), para todas las direcciones consideradas;

$F_i$  es la fuerza horizontal que actúa sobre la planta  $i$ , obtenida a partir del apartado 4.3.3.2.3 para todas las direcciones consideradas.

(2) Los efectos de las cargas obtenidas en el punto **(1)** deberán tenerse en cuenta con signos positivos y negativos (el mismo criterio de signos para todas las plantas).

(3) Siempre que se empleen en el análisis dos modelos planos separados, los efectos de torsión pueden tenerse en cuenta mediante la aplicación de las reglas del punto **(2)** del apartado 4.3.3.2.4 a los efectos de la acción calculados conforme al apartado 4.3.3.3.2.

#### 4.3.3.4 Métodos no lineales

##### 4.3.3.4.1 Generalidades

(1) El modelo matemático usado en el análisis elástico debe extenderse a fin de incluir la resistencia de los elementos estructurales y su comportamiento postelástico.

(2) Como mínimo, deberá utilizarse una relación bilineal tensión-deformación para cada elemento. En edificios de hormigón armado y de fábrica, la rigidez elástica de una relación bilineal tensión-deformación deberá corresponder a la de las secciones fisuradas (véase el punto **(7)** del apartado 4.3.1). En elementos dúctiles, para los que se espera que presenten excursiones en el dominio postelástico durante la respuesta, la rigidez elástica de una relación bilineal deberá ser la rigidez secante correspondiente al punto de plastificación. Se permiten relaciones fuerza-deformación trilineales que tengan en cuenta las rigideces antes y después de la fisuración.

(3) Puede suponerse una rigidez nula tras la plastificación. Si se espera degradación de la resistencia, por ejemplo, en muros de fábrica o en otros elementos frágiles, dicha degradación tiene que incluirse en las relaciones fuerza-deformación de dichos elementos.

(4) A menos que se especifique otra cosa, las propiedades de los elementos deberán basarse en los valores medios de las propiedades de los materiales. Para estructuras nuevas, los valores medios de las propiedades del material pueden estimarse a partir de los correspondientes valores característicos, en función a la información proporcionada en la reglamentación específica vigente.

(5) Conforme al apartado **3.2.4** las cargas gravitatorias deben aplicarse a los elementos apropiados del modelo matemático.

(6) Cuando se determinen las relaciones tensión-deformación para los elementos estructurales, deberán tenerse en cuenta las fuerzas axiales debidas a las cargas gravitatorias. En los elementos estructurales verticales, los momentos flectores debidos a las cargas gravitatorias pueden despreciarse, a menos que influyan significativamente en el comportamiento global de la estructura.

(7) La acción sísmica debe aplicarse en las direcciones positiva y negativa, y deben utilizarse los efectos sísmicos máximos resultantes.

#### **4.3.3.4.2 Análisis estático no lineal (empujes incrementales)**

##### **4.3.3.4.2.1 Generalidades**

(1) El análisis por empujes incrementales (*pushover*) es un análisis estático no lineal realizado bajo cargas gravitatorias constantes y cargas horizontales que se incrementan de forma monótona. Puede aplicarse para comprobar el comportamiento estructural de edificios de nuevo diseño o existentes, con los siguientes objetivos:

- a) la comprobación o revisión de los valores del cociente de reserva de resistencia (sobrerresistencia)  $\alpha_u/\alpha_1$  (véanse los apartados **5.2.2.2**, **6.3.2**, **7.3.2**);
- b) la estimación de los mecanismos plásticos esperables y la distribución de daños;
- c) la evaluación del comportamiento estructural de los edificios existentes o reforzados para los objetivos del Anejo 3.
- d) como alternativa al cálculo basado en un análisis elástico-lineal utilizando el coeficiente de comportamiento  $q$ . En este caso, el desplazamiento objetivo indicado en el punto **(1)** del apartado **4.3.3.4.2.6** deberá usarse como base para el cálculo.

(2) Los edificios que no satisfacen los criterios de regularidad del apartado **4.2.3.2** o los criterios a) al e) del punto **(8)** del apartado **4.3.3.1** deben analizarse usando un modelo espacial. Pueden llevarse a cabo dos análisis independientes, aplicando una sola dirección de carga para cada análisis.

(3) Para edificios que satisfacen los criterios de regularidad del apartado **4.2.3.2** o los criterios a) al e) del punto **(8)** del apartado **4.3.3.1**, el análisis puede realizarse usando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal principal.

(4) Para edificios de fábrica de poca altura, en los que el comportamiento de los muros estructurales esté dominado por el cortante, cada planta puede analizarse independientemente.

(5) Se estima que se satisfacen los requisitos del punto (4) si el número de plantas es igual o menor de 3, y si el promedio de la relación de aspecto (altura respecto a anchura) de los muros estructurales es menor de 1,0.

#### **4.3.3.4.2.2 Cargas laterales**

(1) Deberán aplicarse, al menos, dos distribuciones verticales de cargas laterales:

- un patrón "uniforme", basado en fuerzas laterales proporcionales a las masas, independientemente de su altura (aceleración uniforme);
- un patrón "modal" proporcional a las fuerzas laterales, coherente con la distribución de fuerzas laterales en la dirección considerada, determinadas en el análisis elástico (de acuerdo con 4.3.3.2 o 4.3.3.3).

(2) Las cargas laterales deben aplicarse en la posición de las masas en el modelo. Debe tenerse en cuenta la excentricidad accidental, conforme al punto (1) del apartado 4.3.2.

#### **4.3.3.4.2.3 Curva de capacidad**

(1) La relación entre el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento de control (la "curva de capacidad") deberá determinarse mediante un análisis por empujes incrementales (*pushover*) para los valores del desplazamiento de control comprendidos entre cero y el valor correspondiente al 150% del desplazamiento objetivo, definido en el apartado 4.3.3.4.2.6.

(2) El desplazamiento de control puede tomarse en el centro de gravedad de la cubierta del edificio. La parte más alta de una cámara de instalaciones (*penthouse*), o similar, no deberá considerarse como la cubierta.

#### **4.3.3.4.2.4 Coeficiente de reserva de resistencia (sobrerresistencia)**

(1) Cuando el cociente de reserva de resistencia ( $\alpha_u/\alpha_1$ ) se determine por medio de un análisis mediante empujes incrementales, deberá usarse el valor menor del cociente de reserva de resistencia obtenido para las dos distribuciones de carga lateral.

#### **4.3.3.4.2.5 Mecanismo plástico**

(1) El mecanismo plástico debe determinarse para las dos distribuciones de carga lateral aplicadas. Los mecanismos plásticos deben estar de acuerdo con los mecanismos en que se basa el coeficiente de comportamiento  $q$  usado en el cálculo.

#### **4.3.3.4.2.6 Desplazamiento objetivo**

(1) El desplazamiento objetivo (*target displacement*) debe definirse como la demanda sísmica deducida a partir del espectro de respuesta elástica del apartado 3.2.2.2, en términos de desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad.

NOTA El apéndice B proporciona un procedimiento para la determinación del desplazamiento objetivo a partir del espectro de respuesta elástica.

#### **4.3.3.4.2.7 Procedimiento de estimación de los efectos de torsión**

(1) El análisis por empujes incrementales desarrollado con los patrones de fuerzas especificados en el apartado 4.3.3.4.2.2 puede subestimar significativamente las deformaciones del lado rígido/más resistente de una estructura flexible a torsión, es decir, de una estructura en la que el primer modo de

vibración se ve influido principalmente por la torsión. Lo mismo se aplica para las deformaciones del lado rígido/más resistente en una dirección de una estructura en la cual el segundo modo de vibración se ve influido principalmente por la torsión. Para dichas estructuras los desplazamientos del lado rígido/más resistente deben aumentarse, en comparación con los correspondientes a una estructura equilibrada a torsión.

NOTA El lado rígido/más resistente en planta es el que bajo la acción de fuerzas estáticas laterales paralelas a él desarrolla desplazamientos horizontales menores a los del lado opuesto. Para estructuras flexibles a torsión los desplazamientos dinámicos en el lado rígido/más resistente pueden aumentar considerablemente debido a la influencia de un modo donde predomine la torsión.

(2) El requisito especificado en el punto **(1)** de este apartado se considera satisfecho si el coeficiente de amplificación que se aplica a los desplazamientos del lado rígido/más resistente se basa en los resultados de un análisis elástico modal del modelo espacial.

(3) Si para el análisis de estructuras que son regulares en planta se usan dos modelos planos, los efectos de torsión pueden estimarse de acuerdo con los apartados **4.3.3.2.4** o **4.3.3.3.3**.

#### **4.3.3.4.3 Análisis no lineal en el dominio del tiempo**

(1) La respuesta de la estructura a lo largo del tiempo puede obtenerse a través de la integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales del movimiento, utilizando los acelerogramas definidos en el apartado **3.2.3.1** para representar el movimiento del suelo.

(2) Los modelos de los elementos estructurales deberán ser conformes con los puntos **(2)** a **(4)** del apartado **4.3.3.4.1**, y deberán complementarse con reglas que describan el comportamiento de los elementos bajo ciclos postelásticos de descarga y recarga. Estas reglas deberán reflejar de forma real la disipación de energía en los elementos, más allá del rango de las amplitudes de desplazamiento esperado en la situación sísmica de cálculo.

(3) Si la respuesta se obtiene a partir de, al menos, siete análisis no lineales en el dominio del tiempo con movimientos del suelo conformes con el apartado **3.2.3.1**, el promedio de los valores de las respuestas obtenidas para todos esos análisis deberá utilizarse como el valor de cálculo del efecto de la acción  $E_d$  para las comprobaciones del apartado **4.4.2.2** que correspondan. En caso contrario, deberá usarse como  $E_d$  el valor más desfavorable obtenido para la respuesta entre todos los análisis.

#### **4.3.3.5 Combinación de los efectos de las componentes de la acción sísmica**

##### **4.3.3.5.1 Componentes horizontales de la acción sísmica**

(1) En general, debe considerarse que las componentes horizontales de la acción sísmica (véase el punto **(3)** del apartado **3.2.2.1**) actúan simultáneamente.

(2) La combinación de las componentes horizontales de la acción sísmica puede tenerse en cuenta de la siguiente forma:

- a) debe evaluarse por separado la respuesta estructural para cada componente, usando las reglas de combinación para las respuestas modales indicadas en el apartado **4.3.3.3.2**;
- b) el valor máximo de cada efecto de la acción sobre la estructura, debido a las dos componentes horizontales de la acción sísmica, puede estimarse entonces mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas debidas a cada componente horizontal;

- c) la regla b) proporciona, generalmente, una estimación del lado de la seguridad de los valores probables de otros efectos de una acción simultáneos con el valor máximo obtenido en b). Se pueden usar modelos más precisos para la estimación de los valores simultáneos probables de más de un efecto de la acción debido a las dos componentes horizontales de la acción sísmica.

(3) Como una alternativa a las reglas b) y c) del punto **(2)** de este apartado, los efectos de la acción debidos a la combinación de las componentes horizontales de la acción sísmica pueden calcularse usando las dos combinaciones siguientes:

$$a) \quad E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} \quad (4.18)$$

$$b) \quad 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (4.19)$$

Donde

"+" significa "se combina con";

$E_{Edx}$  representa los efectos de la acción debidos a la aplicación de la acción sísmica en la dirección del eje elegido como eje horizontal  $x$  de la estructura;

$E_{Edy}$  representa los efectos de la acción debidos a la aplicación de la misma acción sísmica en la dirección del eje horizontal ortogonal,  $y$ , de la estructura.

(4) Si el sistema estructural o la clasificación de regularidad en altura del edificio es diferente en las distintas direcciones horizontales, el valor del coeficiente de comportamiento,  $q$ , también puede ser diferente.

(5) En las combinaciones anteriores debe tomarse el signo de cada componente que resulte más desfavorable para el efecto particular que se considere.

(6) Cuando se utilice un análisis estático no lineal (empujes incrementales, *pushover*) y se aplique un modelo espacial, deberán aplicarse las reglas de combinación de los puntos **(2)** y **(3)** de este apartado, considerando como  $E_{dx}$  las fuerzas y deformaciones debidas a la aplicación del desplazamiento objetivo en la dirección  $x$ , y como  $E_{dy}$  las fuerzas y deformaciones debidas a la aplicación del desplazamiento objetivo en la dirección  $y$ . Las fuerzas internas resultantes de la combinación no deberán sobrepasar las capacidades correspondientes.

(7) Cuando se realice un análisis no lineal en el dominio del tiempo y se emplee un modelo espacial de la estructura, los acelerogramas que actúan simultáneamente deben considerarse actuando en ambas direcciones horizontales.

(8) Para edificios que satisfacen los criterios de regularidad en planta y en los que las pantallas o sistemas triangulados independientes en las dos direcciones horizontales principales son los únicos elementos sísmicos primarios (véase **4.2.2**), puede suponerse que la acción sísmica actúa de forma independiente y sin que se tengan que considerar las combinaciones **(2)** y **(3)** de este apartado, a lo largo de los dos ejes horizontales principales ortogonales de la estructura.

#### 4.3.3.5.2 Componente vertical de la acción sísmica

(1) Si  $a_{vg}$  es mayor de 0,25 g (2,5 m/s<sup>2</sup>), la componente vertical de la acción sísmica, tal como se define en el apartado **3.2.2.3**, deberá tenerse en cuenta en los casos relacionados a continuación:

- para elementos estructurales horizontales, o casi horizontales, con luces de 20 m o mayores;
- para voladizos horizontales, o casi horizontales, de longitud superior a 5 m;
- para elementos pretensados horizontales o casi horizontales;
- para vigas que soportan pilares;
- para estructuras con aislamiento en la base.

(2) El análisis para determinar los efectos debidos a la componente vertical de la acción sísmica puede basarse en un modelo parcial de la estructura, que incluya los elementos sobre los que se considera que actúa la componente vertical (por ejemplo, los relacionados en los puntos anteriores), y que tenga en cuenta la rigidez de los elementos adyacentes.

(3) Es necesario tener en cuenta los efectos debidos a la componente vertical tan solo para los elementos que se consideren (por ejemplo, los relacionados en el punto **(1)** de este apartado) y para sus elementos portantes o infraestructuras directamente asociadas.

(4) Si las componentes horizontales de la acción sísmica son también relevantes para estos elementos, pueden aplicarse las reglas establecidas en el punto **(2)** del apartado **4.3.3.5.1**, extendiéndolas a las tres componentes de la acción sísmica. Como alternativa, pueden utilizarse las tres combinaciones siguientes para el cálculo de los efectos de la acción:

$$a) \quad E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz} \quad (4.20)$$

$$b) \quad 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz} \quad (4.21)$$

$$c) \quad 0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" E_{Edz} \quad (4.22)$$

Donde

"+" significa "se combina con";

$E_{Edx}$  y  $E_{Edy}$  tienen el mismo significado que el punto **(3)** del apartado **4.3.3.5.1**;

$E_{Edz}$  representa los efectos de la acción debidos a la aplicación de la componente vertical de la acción sísmica de cálculo, tal y como se define en el punto **(6)** del apartado **3.2.2.5**.

(5) Si se desarrolla un análisis estático no lineal (empujes incrementales), puede despreciarse la componente vertical de la acción sísmica.

#### **4.3.4 Cálculo del desplazamiento**

(1) Si se lleva a cabo un análisis lineal, los desplazamientos inducidos por la acción sísmica de cálculo deben calcularse en función a las deformaciones elásticas del sistema estructural mediante la siguiente ecuación simplificada:

$$d_s = q_d d_e \quad (4.23)$$

Donde

- $d_s$  es el desplazamiento de un punto del sistema estructural, inducido por la acción sísmica de cálculo;
- $q_d$  es el coeficiente de comportamiento para el desplazamiento, que se supone igual a  $q$ , a menos que se especifique otra cosa;
- $d_e$  es el desplazamiento del mismo punto del sistema estructural, tal como se determina mediante un análisis lineal basado en el espectro de respuesta de cálculo, conforme al apartado 3.2.2.5.

El valor de  $d_s$  no necesita ser mayor que el deducido a partir del espectro elástico.

NOTA En general,  $q_d$  es mayor que  $q$  si el periodo fundamental de la estructura es menor de  $T_c$  (véase la figura B.2).

- (2) Cuando se determinen los desplazamientos  $d_e$ , deben tenerse en cuenta los efectos de torsión obtenidos de la acción sísmica.
- (3) Tanto para los análisis no lineales estáticos como para los dinámicos, los desplazamientos son los obtenidos directamente del análisis, sin ninguna modificación posterior.

### 4.3.5 Elementos no estructurales

#### 4.3.5.1 Generalidades

- (1) Los elementos no estructurales (apéndices) de los edificios (por ejemplo, los parapetos, hastiales, antenas, equipos mecánicos e instalaciones complementarias, muros cortina, particiones, barandillas) que pudiesen, en caso de fallo, causar daños a las personas o afectar a la estructura principal del edificio o a los servicios de las instalaciones críticas, deben comprobarse, junto con sus apoyos, para resistir la acción sísmica de cálculo.
- (2) En el caso de elementos no estructurales de gran importancia o de naturaleza particularmente peligrosa, el análisis sísmico debe basarse en un modelo realista de las estructuras que corresponda y en el uso de espectros de respuesta apropiados deducidos a partir de la respuesta de los elementos estructurales de apoyo, pertenecientes al sistema sismorresistente principal.
- (3) En todos los demás casos, se permiten simplificaciones de este procedimiento, adecuadamente justificadas (por ejemplo, las indicadas en el punto (2) del apartado 4.3.5.2).

#### 4.3.5.2 Comprobaciones

- (1) Los elementos no estructurales, así como sus conexiones y fijaciones o anclajes, deben comprobarse para la situación sísmica de cálculo (véase 3.2.4).

NOTA Se deberá tener en cuenta la transmisión de esfuerzos a la estructura debidos al anclaje de elementos no estructurales, así como su influencia sobre el comportamiento estructural. Los requisitos para anclajes en el hormigón se indican en el apartado 2.7 del Anejo 19 del Código Estructural.

- (2) Los efectos de la acción sísmica pueden determinarse aplicando al elemento no estructural una fuerza horizontal  $F_a$ , que se define como sigue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (4.24)$$

Donde

- $F_a$  es la fuerza sísmica horizontal, que actúa en el centro de gravedad del elemento no estructural, en la dirección más desfavorable;
- $W_a$  es el peso del elemento;
- $S_a$  es el coeficiente sísmico aplicable a los elementos no estructurales, véase el punto **(3)** de este apartado;
- $\gamma_a$  es el factor de importancia del elemento, véase el apartado **4.3.5.3**;
- $q_a$  es el coeficiente de comportamiento del elemento, véase la tabla 4.4.

(3) El coeficiente sísmico  $S_a$  puede obtenerse como sigue:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [3(1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5] \quad (4.25)$$

Donde

- $\alpha$  es el cociente entre el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A,  $a_g$ , y la aceleración de la gravedad  $g$ ;
- $S$  es el coeficiente de suelo;
- $T_a$  es el periodo fundamental de vibración del elemento no estructural;
- $T_1$  es el periodo fundamental de vibración del edificio en la dirección apropiada;
- $z$  es la altura del elemento no estructural sobre el nivel de aplicación de la acción sísmica (cimentación o parte más alta de un sótano rígido); y
- $H$  es la altura del edificio medida desde la cimentación o desde la parte superior de un sótano rígido.

El valor del coeficiente sísmico  $S_a$  no puede tomarse menor de  $\alpha \cdot S$ .

#### **4.3.5.3 Factores de importancia**

(1) El factor de importancia  $\gamma_a$  no debe ser menor de 1,5 para los siguientes elementos no estructurales:

- elementos de anclaje de maquinaria y equipamiento necesario para los sistemas de seguridad vital;
- depósitos y recipientes que contengan sustancias tóxicas o explosivas que se consideren peligrosas para la seguridad del público general.

(2) En todos los demás casos, se puede suponer que el factor de importancia  $\gamma_a$  de los elementos no estructurales  $\gamma_a = 1,0$ .

#### 4.3.5.4 Coeficientes de comportamiento

(1) En la tabla 4.4 se dan los valores límite superiores del coeficiente de comportamiento  $q_a$  para elementos no estructurales.

**Tabla 4.4 – Valores de  $q_a$  para elementos no estructurales**

Tipo de elemento no estructural	$q_a$
<ul style="list-style-type: none"> <li>– Parapetos en voladizo u ornamentaciones</li> <li>– Señalización y paneles publicitarios</li> <li>– Chimeneas, mástiles y depósitos colocados sobre pilares que actúan como ménsulas sin arriostrar en una longitud superior a más de la mitad de su altura total</li> </ul>	1,0
<ul style="list-style-type: none"> <li>– Muros exteriores e interiores</li> <li>– Tabiques y fachadas</li> <li>– Chimeneas, mástiles y depósitos colocados sobre pilares que actúan como ménsulas sin arriostrar en una longitud menor que la mitad de su altura total, o triangulados o sujetos a la estructura en o por encima de su centro de gravedad.</li> <li>– Elementos de anclaje para armarios y estanterías de libros apoyadas en el suelo.</li> <li>– Elementos de anclaje para falsos techos (suspendidos) y dispositivos de fijación ligeros.</li> </ul>	2,0

#### 4.3.6 Medidas complementarias para pórticos rellenos de fábrica

##### 4.3.6.1 Generalidades

(1) Los apartados 4.3.6.1 a 4.3.6.3 se aplican a los pórticos o sistemas duales de hormigón equivalentes a pórticos de clase DCH (véase el capítulo 5) y a los pórticos resistentes a flexión de acero o mixtos de hormigón y acero de clase DCH (véanse los capítulos 6 y 7), que disponen de rellenos de fábrica no armada interactuando con la estructura que cumplen todas las condiciones siguientes:

- a) están contruidos después del fraguado de los pórticos de hormigón o del ensamblaje del pórtico de acero;
- b) están en contacto con el pórtico (es decir, sin juntas especiales de separación), pero sin conexión estructural a él (a través de tirantes, cintas, postes o conectores de cortante);
- c) se consideran, en principio, como elementos no estructurales.

(2) Aunque el campo de aplicación de los apartados 4.3.6.1 a 4.3.6.3 esté limitado conforme al punto (1) de este apartado, estos apartados proporcionan criterios de buenas prácticas, cuyo seguimiento puede ser positivo para estructuras de hormigón, acero o mixtas de clases DCM o DCL con rellenos de fábrica. En particular, para los paneles que podrían ser vulnerables a roturas por salida de su plano, la colocación de atados puede reducir la peligrosidad ocasionada por la caída de la fábrica.

(3) También deben aplicarse a los rellenos las disposiciones del punto (2) del apartado 1.3 relativas a una posible modificación futura de la estructura.

(4) En el caso de sistemas de muros, o duales de hormigón equivalente a muros, así como para sistemas triangulados de acero o mixto de hormigón y acero, puede despreciarse la interacción con los rellenos de fábricas.

(5) Si los rellenos de fábricas armadas constituyen parte del sistema estructural sismorresistente, el análisis y el cálculo deberá llevarse a cabo de acuerdo con los criterios y reglas indicadas para fábricas confinadas en el capítulo 9.

(6) Los requisitos y criterios indicados en el apartado 4.3.6.2 se consideran satisfechos si se siguen las reglas indicadas en los apartados 4.3.6.3 y 4.3.6.4, así como las reglas especiales de los capítulos 5 a 7.

#### **4.3.6.2 Requisitos y criterios**

(1) Deben tenerse en cuenta las consecuencias de la irregularidad en planta ocasionada por los rellenos.

(2) Deben tenerse en cuenta las consecuencias de la irregularidad en alzado ocasionada por los rellenos.

(3) Deben tenerse en cuenta las grandes incertidumbres relacionadas con el comportamiento de los rellenos (esto es, la variabilidad de sus propiedades mecánicas y de su anclaje al pórtico circundante, su posible modificación durante el periodo de uso del edificio, así como el desigual grado de daño sufrido durante el propio terremoto).

(4) Deben tenerse en cuenta los posibles efectos locales adversos debidos a la interacción pórtico-relleno; por ejemplo, la rotura por esfuerzo cortante de los pilares inducida por la acción de las bielas diagonales de los rellenos (véanse los capítulos 5 a 7).

#### **4.3.6.3 Irregularidades debidas a los rellenos de fábrica**

##### **4.3.6.3.1 Irregularidades en planta**

(1) Se deberán evitar las disposiciones muy irregulares, asimétricas o no uniformes de los rellenos en planta (teniendo en cuenta el tamaño de las aberturas y perforaciones en los paneles de relleno).

(2) En el caso de irregularidades pronunciadas en planta debidas a la disposición asimétrica de los rellenos (por ejemplo, la existencia de rellenos principalmente a lo largo de dos caras consecutivas del edificio), deberán utilizarse modelos espaciales para el análisis de la estructura. Los rellenos se deberán incluir en el modelo y se deberá desarrollar un análisis de sensibilidad relativo a la posición y las propiedades de los rellenos (por ejemplo, ignorando uno de cada tres o cuatro paneles en un pórtico plano, especialmente de los lados más flexibles). Se deberá prestar una atención especial a la comprobación de los elementos estructurales de los lados flexibles en planta (es decir, los más alejados de aquel donde se concentran los rellenos), frente a los efectos de cualquier respuesta de torsión originada por los rellenos.

(3) Los paneles de relleno con más de una apertura o perforación significativas (por ejemplo, una puerta y una ventana, etc.), deberán ignorarse en los modelos elaborados para llevar a cabo el análisis conforme al punto (2) de este apartado.

(4) Cuando los rellenos de fábrica no se encuentran distribuidos regularmente, pero tampoco de manera que constituyan una irregularidad pronunciada en planta, estas irregularidades pueden tenerse en cuenta

multiplicando por un coeficiente de 2,0 los efectos de la excentricidad adicional deducida de acuerdo con los apartados 4.3.3.2.4 y 4.3.3.3.3

#### 4.3.6.3.2 Irregularidades en alzado

(1) Si existen irregularidades considerables en alzado (por ejemplo, reducción drástica de los rellenos de una o más plantas en comparación con los de las otras), deben aumentarse los efectos de la acción sísmica en los elementos verticales de las respectivas plantas.

(2) Si no se utiliza un modelo más preciso, se considera satisfecho el punto (1) si se mayoran los efectos calculados de la acción sísmica mediante un coeficiente de mayoración,  $\eta$ , definido como sigue:

$$\eta = \left( 1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed} \right) \leq q \quad (4.26)$$

Donde

$\Delta V_{Rw}$  es la reducción total de la resistencia en los muros de fábrica de la planta considerada, en comparación con las plantas superiores dotadas de más rellenos.

$\Sigma V_{Ed}$  es la suma de los esfuerzos cortantes de origen sísmico que actúan sobre todos los elementos sísmicos verticales primarios de la planta considerada.

(3) Si la ecuación (4.26) conduce a un coeficiente de mayoración,  $\eta$ , menor de 1,1, no existe ninguna necesidad de modificar los efectos de la acción.

#### 4.3.6.4 Limitación del daño de los rellenos

(1) Excepto en zonas de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1); para los sistemas estructurales indicados en el punto (1) del apartado 4.3.6.1, pertenecientes a todas las clases de ductilidad, DCL, DCM o DCH, deberán tomarse las medidas apropiadas para evitar la rotura frágil y la desintegración prematura de los muros de rellenos (en particular de los paneles de fábrica con aberturas o fabricados con materiales fácilmente fragmentables), así como el colapso parcial o total por salida de su plano de paneles esbeltos de fábricas. Se deberá prestar una atención especial a los paneles de fábrica con una razón de esbeltez (cociente entre el menor valor entre longitud o altura, y el espesor) mayor de 15.

(2) Las mallas ligeras de alambre bien ancladas a una cara del muro, los tirantes de muro fijados a los pilares y colocados dentro de las juntas horizontales (tendeles), y los postes de hormigón y correas transversales a los paneles que abrazan todo el espesor del muro constituyen ejemplos de medidas, conformes con el punto (1) de este apartado, para mejorar el comportamiento y la integridad de los rellenos de fábrica, tanto en su plano como fuera de su plano.

(3) Si hubiera grandes aberturas o perforaciones en alguno de los paneles de relleno, sus bordes deberán enmarcarse con elementos resistentes.

### 4.4 Comprobaciones de seguridad

#### 4.4.1 Generalidades

(1) Para las comprobaciones de seguridad deben considerarse los estados límites (véanse los siguientes 4.4.2 y 4.4.3) relevantes, así como las medidas específicas (véase 2.2.4).

(2) En edificios de clases de importancia diferentes de la clase IV (véase la tabla 4.3) las comprobaciones prescritas en los apartados 4.4.2 y 4.4.3 pueden considerarse satisfechas si se cumplen las dos condiciones siguientes:

- a) el esfuerzo cortante total en la base debido a la situación sísmica de cálculo, determinado con un coeficiente de comportamiento igual al valor aplicable a estructuras de disipación baja (véase el punto **(2)** del apartado **2.2.2**), es menor del producido por las combinaciones de las otras acciones relevantes para las que el edificio se calcula mediante un análisis elástico lineal. Este requisito se refiere al esfuerzo cortante sobre toda la estructura al nivel de la base del edificio (cimentación o parte superior de un sótano rígido);
- b) se tienen en cuenta las medidas específicas descritas en el apartado **2.2.4** con la excepción de las disposiciones contenidas en los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **2.2.4.1**.

(3) En el caso de estructuras poco disipativas (véase **2.2.2(2)**), no es necesario aplicar los requisitos de ductilidad, dimensionamiento por capacidad ni reserva de resistencia (sobrerresistencia) del apartado 4.4.2.

#### **4.4.2 Estado límite último**

##### **4.4.2.1 Generalidades**

(1) El requisito de no colapso (estado límite último) en la situación sísmica de cálculo se considera satisfecho si se cumplen las siguientes condiciones relativas a la resistencia, la ductilidad, el equilibrio, la estabilidad de la cimentación y las juntas sísmicas.

##### **4.4.2.2 Condiciones de resistencia**

(1) Para todos los elementos estructurales, incluyendo las conexiones, y para los elementos no estructurales relevantes, debe satisfacerse la siguiente relación:

$$E_d \leq R_d \quad (4.27)$$

Donde

$E_d$  es el valor de cálculo del efecto de la acción debida a la situación sísmica de cálculo (véase **6.4.3.4** del Anejo 18 del Código Estructural) incluyendo, si fuera necesario, los efectos de segundo orden (véase el punto **(2)** de este apartado). Se permite la redistribución de los momentos flectores de acuerdo con el Código Estructural (Anejos 19, 22 y 30).

$R_d$  es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente del elemento, calculada de acuerdo con las reglas específicas para el material que se trate (en términos de los valores característicos de las propiedades del material,  $f_k$ , y coeficiente de seguridad parcial  $\gamma_M$ ) y de acuerdo con los modelos mecánicos asociados con el tipo específico de sistema estructural, como se indica en los capítulos **5 a 9** de este documento, y en la reglamentación específica vigente.

(2) Los efectos del segundo orden (efectos P- $\Delta$ ) no necesitan tenerse en cuenta si se cumple la siguiente condición en todas las plantas:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

Donde

$\theta$	es el coeficiente de sensibilidad del desplome entre plantas;
$P_{\text{tot}}$	es la carga total gravitatoria desde la planta considerada hacia arriba, para la situación sísmica de cálculo;
$d_r$	es el valor de cálculo del desplome entre plantas, evaluado como la diferencia entre el desplazamiento lateral medio, $d_s$ , de la parte superior e inferior de la planta considerada, y calculado conforme al apartado 4.3.4;
$V_{\text{tot}}$	es el esfuerzo cortante sísmico total de la planta; y
$h$	es la altura entre plantas.

(3) Si  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , los efectos de segundo orden pueden tenerse en cuenta, aproximadamente, mayorando los correspondientes efectos de la acción sísmica mediante un coeficiente igual a  $1/(1 - \theta)$ .

(4) El valor del coeficiente  $\theta$  no debe superar 0,3.

(5) Si los efectos de la acción de cálculo,  $E_d$ , se obtienen mediante un método de análisis no lineal (véase 4.3.3.4), el punto (1) de este apartado deberá aplicarse en términos de fuerzas únicamente para elementos frágiles. En zonas disipativas que se proyectan y detallan constructivamente para disponer de ductilidad, se deberá satisfacer la condición de resistencia, ecuación (4.27), en términos de deformación de los elementos (por ejemplo, rotación de las rótulas plásticas o rotación del ala de la viga) con los apropiados coeficientes parciales de seguridad de los materiales aplicados a las capacidades de deformación de los elementos (véanse también los puntos (2) y (4) del apartado 5.7 del Anejo 19 del Código Estructural).

(6) La resistencia a fatiga no necesita comprobarse en la situación sísmica de cálculo.

#### 4.4.2.3 Condiciones de ductilidad global y local

(1) Debe comprobarse que tanto los elementos estructurales como la estructura en su conjunto poseen la ductilidad adecuada, teniendo en cuenta el aprovechamiento de la ductilidad esperado, el cual depende del sistema estructural escogido y del coeficiente de comportamiento.

(2) Deben satisfacerse los requisitos específicos relacionados con los materiales que se definen en los capítulos 5 a 9 incluyendo, cuando se indique, las disposiciones del dimensionamiento por capacidad, a fin de obtener la jerarquía de resistencia de los diferentes componentes estructurales necesaria para asegurar la configuración de rótulas plásticas pretendida, y para evitar los modos de rotura frágiles.

(3) En edificios de varias plantas debe prevenirse la formación de un mecanismo plástico de piso blando, ya que tal mecanismo puede requerir excesivas demandas de ductilidad local en los pilares de piso blando.

(4) A menos que se especifique otra cosa en los capítulos 5 a 8, para satisfacer los requisitos del punto (3) en los edificios de pórticos con dos o más plantas, incluyendo los de pórticos equivalentes tal como se definen en el punto (1) del apartado 5.1.2, deberá cumplirse la siguiente condición en todas las juntas intersección de las vigas sísmicas primarias o secundarias con los pilares sísmicos primarios:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (4.29)$$

Donde

$\sum M_{Rc}$  es la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares que confluyen en la junta. En la ecuación (4.29) deberá usarse el valor mínimo de los momentos resistentes

de los pilares, dentro del rango de las fuerzas axiales de los pilares para la situación sísmica de cálculo;

$\Sigma M_{Rb}$  es la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas que confluyen en la unión. Cuando se usan uniones de resistencia parcial, se tienen en cuenta los momentos resistentes de estas uniones para el cálculo de  $\Sigma M_{Rb}$ .

NOTA Una interpretación rigurosa de la ecuación (4.29) requiere el cálculo de los momentos en el centro de la junta. Estos momentos corresponden al desarrollo de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares o vigas en las caras exteriores del nudo, más un incremento apropiado debido a los esfuerzos cortantes aplicados en las caras de las juntas. Sin embargo, la pérdida de precisión es mínima y la simplificación alcanzada es considerable si se desprecia el aumento debido al cortante. Esta aproximación es considerada pues aceptable.

(5) La ecuación (4.29) deberá satisfacerse en dos planos verticales ortogonales de curvatura, los cuales, en edificios dispuestos en dos direcciones ortogonales, se definen por estas dos direcciones. Deberá satisfacerse para los dos sentidos (positivo y negativo) de la acción de los momentos de las vigas alrededor de la junta, con los momentos de los pilares oponiéndose siempre a los momentos de las vigas. Si el sistema estructural es un pórtico o un pórtico equivalente en sólo una de las dos direcciones horizontales principales del sistema estructural, entonces, la ecuación (4.29) deberá satisfacerse justo en el plano vertical que contiene dicha dirección.

(6) Las reglas de los puntos (4) y (5) de este apartado no se aplican a la planta superior de los edificios de varias plantas.

(7) En los capítulos 5 a 7 se dan reglas de dimensionamiento por capacidad para evitar modos de rotura frágil.

(8) Se considera que se cumplen los requisitos de los puntos (1) y (2) si se satisfacen todas las condiciones siguientes:

- a) los mecanismos plásticos obtenidos mediante el análisis por empujes incrementales son satisfactorios;
- b) las demandas de deformación y de ductilidad global, por plantas y local, obtenidas a partir de los análisis por empujes incrementales (con diferentes distribuciones de carga lateral) no superan las correspondientes capacidades;
- c) los elementos frágiles permanecen en el dominio elástico.

#### 4.4.2.4 Condición de equilibrio

(1) La estructura del edificio debe ser estable, incluyendo la estabilidad al vuelco y el deslizamiento, en la situación sísmica de cálculo especificada en el apartado 6.4.3.4 del Anejo 18 del Código Estructural.

(2) En casos especiales el equilibrio puede comprobarse mediante métodos de balance de energía o mediante métodos que tengan en cuenta las no linealidades geométricas, con la acción sísmica definida tal como se describe en el apartado 3.2.3.1.

#### 4.4.2.5 Resistencia de los diafragmas horizontales

(1) Los diafragmas y las triangulaciones diagonales dispuestas en planos horizontales deben poder transmitir, con una reserva de resistencia suficiente, los efectos de la acción sísmica de cálculo a los sistemas resistentes de carga lateral a los que están unidos.

(2) El requisito del punto (1) de este apartado se considera satisfecho si para las comprobaciones de resistencia relevantes, los efectos en el diafragma de la acción sísmica obtenidos en el análisis se multiplican por un coeficiente de reserva de resistencia,  $\gamma_d$ . El valor de  $\gamma_d$  para modos frágiles de rotura, tal como para el esfuerzo cortante en diafragmas de hormigón, es 1,3, y para modos de rotura dúctiles es 1,1.

(3) En el apartado 5.10 se dan disposiciones de dimensionamiento para diafragmas de hormigón.

#### 4.4.2.6 Resistencia de las cimentaciones

(1) El sistema de cimentación debe cumplir con la reglamentación específica vigente y con los requisitos del capítulo 5 del Anejo 5.

(2) Los efectos de la acción sobre los elementos de la cimentación deben obtenerse en base a consideraciones de dimensionamiento por capacidad, teniendo en cuenta el desarrollo de posibles reservas de resistencia, pero no es necesario que estos efectos sobrepasen los correspondientes a la respuesta de la estructura en la situación sísmica de cálculo, inherentes a la hipótesis de un comportamiento elástico ( $q = 1,0$ ).

(3) Si los efectos sobre la cimentación se han determinado utilizando el coeficiente de comportamiento  $q$  aplicado a las estructuras poco disipativas (véase el punto (2) del apartado 2.2.2) no se requiere ningún diseño por capacidad conforme al punto (2).

(4) El punto (2) de este apartado se considera satisfecho para cimentaciones de elementos verticales aislados (muros o pilares) si los valores de cálculo de los efectos de la acción  $E_{Fd}$  sobre las cimentaciones se deducen como sigue:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (4.30)$$

Donde

$\gamma_{Rd}$  es el coeficiente de reserva de resistencia, tomado igual a 1,0 para  $q \leq 3$ , o igual a 1,2 en los demás casos;

$E_{F,G}$  es el efecto de las acciones no sísmicas, incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo (véase 6.4.3.4 del Anejo 18 del Código Estructural);

$E_{F,E}$  es el efecto de la acción obtenido a partir de la acción sísmica de cálculo; y donde

$\Omega$  es el valor de  $(R_{di}/E_{di}) \leq q$  de la zona disipativa o del elemento  $i$  de la estructura que tiene la mayor influencia sobre el efecto  $E_F$  que se considera;

$R_{di}$  es el valor de cálculo de la resistencia de la zona o del elemento  $i$ ; y

$E_{di}$  es el valor de cálculo del efecto de la acción sobre la zona o elemento  $i$ , para la situación sísmica de cálculo.

(5) Para las cimentaciones de los muros estructurales o de los pilares de los pórticos resistentes a flexión,  $\Omega$  es el valor mínimo del cociente  $M_{Rd}/M_{Ed}$  en las dos direcciones ortogonales principales, en la sección

transversal más baja donde puede formarse una rótula plástica en el elemento vertical, en la situación sísmica de cálculo.

(6) Para las cimentaciones de pilares de pórticos con triangulaciones centradas,  $\Omega$  es el valor mínimo de la razón  $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$  en todas las diagonales a tensión del pórtico triangulado (véase el punto **(1)** del apartado **6.7.4**).

(7) Para cimentaciones de pilares de pórticos con triangulaciones descentradas,  $\Omega$  es el mínimo de los siguientes dos valores: el valor mínimo del cociente  $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$  de todos los tramos cortos de disipación de energía sísmica, y el valor mínimo del cociente  $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$  de todos los acoplamientos intermedios y largos del pórtico triangulado (véase el punto **(1)** del apartado **6.8.3**).

(8) Para las cimentaciones corrientes de más de un elemento vertical (vigas de cimentación, zapatas corridas, muros de cimentación etc.), se considera satisfecho el punto **(2)** si el valor de  $\Omega$  utilizado en la ecuación (4.30) se obtiene del elemento vertical con el mayor esfuerzo cortante horizontal en la situación sísmica de cálculo o, como alternativa, si en la ecuación (4.30) se toma el valor  $\Omega = 1$  con el valor del coeficiente de reserva de resistencia  $\gamma_{Rd}$  aumentado a 1,4.

#### **4.4.2.7 Condición de junta sísmica**

(1) Los edificios deben estar protegidos frente los choques con las estructuras colindantes, o entre las unidades estructuralmente independientes del mismo edificio, producidos por un terremoto.

(2) El punto **(1)** se considera satisfecho:

- a) para edificios, o unidades estructuralmente independientes que no pertenecen a la misma propiedad, si la distancia del límite de la propiedad a los puntos potenciales de impacto no es menor que el desplazamiento horizontal máximo del edificio al nivel correspondiente, calculado de acuerdo con la ecuación (4.23);
- b) para edificios, o unidades estructuralmente independientes pertenecientes a la misma parcela constructiva, si la distancia entre ellos no es menor que la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los máximos desplazamientos horizontales de los dos edificios o unidades al nivel correspondiente, calculada de acuerdo con la ecuación (4.23).

(3) Si las alturas de las plantas del edificio o de las unidades independientes que se calculan son las mismas que las del edificio o unidad colindante, la distancia mínima antes especificada puede reducirse mediante un coeficiente de 0,7.

#### **4.4.3 Limitación de daño**

##### **4.4.3.1 Generalidades**

(1) El "requisito de limitación de daño" se considerará que se ha satisfecho si, ante una acción sísmica con probabilidad de ocurrencia mayor que la acción sísmica de cálculo correspondiente al "requisito de no colapso" conforme con los puntos **(1)** del apartado **2.1** y **(3)** del apartado **3.2.1**, los desplomes entre plantas se limitan conforme al apartado **4.4.3.2**.

(2) En el caso de edificios importantes para la protección civil o que contengan equipamientos sensibles, podrían requerirse comprobaciones complementarias de limitación de daño.

#### 4.4.3.2 Limitación del desplome entre plantas

(1) A menos que se especifique lo contrario en los capítulos 5 a 9, deben observarse los siguientes límites:

- a) para edificios que tengan elementos no estructurales de materiales frágiles unidos a la estructura:

$$d_r \nu \leq 0,005 h \quad (4.31)$$

- b) para edificios que tengan elementos no estructurales dúctiles

$$d_r \nu \leq 0,0075 h \quad (4.32)$$

- c) para edificios que tengan elementos no estructurales unidos de forma que no interfieran con las deformaciones estructurales o que carezcan de elementos no estructurales:

$$d_r \nu \leq 0,010 h \quad (4.33)$$

Donde

$d_r$  es el valor de cálculo del desplome entre plantas, tal como se define en el punto **(2)** del apartado 4.4.2.2;

$h$  es la altura de la planta;

$\nu$  es el coeficiente de reducción que considera el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociada con el requisito de limitación de daño.

(2) El coeficiente de reducción  $\nu$  puede también depender de la clase de importancia del edificio. Para su uso, se encuentra implícita la hipótesis de que el espectro elástico de respuesta de la acción sísmica bajo la cual deberá satisfacerse el "requisito de limitación de daño" (véase el punto **(1)** del apartado 3.2.2.1) tiene la misma forma que el espectro de respuesta elástica de la acción sísmica de cálculo correspondiente al "requisito de no colapso" de acuerdo con los puntos **(1)** del apartado 2.1 y **(3)** del apartado 3.2.1.

Los valores de  $\nu$  son 0,4 para las clases de importancia III y IV y  $\nu = 0,5$  para las clases de importancia I y II.

## 5 Reglas específicas para edificios de hormigón

### 5.1 Generalidades

#### 5.1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) El capítulo 5 se aplica al proyecto de edificios de hormigón armado en regiones sísmicas, llamados de ahora en adelante edificios de hormigón. Se tratan tanto los edificios hormigonados in-situ como los prefabricados.

(2) Los edificios de hormigón con forjados de losas planas como elementos sísmicos primarios de acuerdo con el apartado 4.2.2 no quedan cubiertos en su totalidad en este capítulo.

Las estructuras de hormigón armado formadas por forjados reticulares o losas planas sobre pilares aislados, y las estructuras porticadas de hormigón armado con vigas planas (entendidas como aquellas en que el ancho de la viga  $b_w$ , sea mayor que el ancho del pilar  $b_c$  medido perpendicularmente al eje de la viga) sólo pueden emplearse como sistema sismorresistente principal del edificio en zonas clasificadas de sismicidad baja. Las vigas planas deben cumplir en todo caso que  $b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\}$  donde  $h_w$  es el canto de la viga.

(3) Para el proyecto de edificios de hormigón se aplica lo recogido en el Anejo 19 del Código Estructural. Las siguientes reglas son complementarias a las indicadas en dicha reglamentación.

#### 5.1.2 Términos y definiciones

(1) Los siguientes términos se usan en el capítulo 5 con los siguientes significados:

##### **zona crítica:**

Región de un elemento sísmico primario donde se produce la combinación más desfavorable de los efectos (M, N, V, T) de las acciones y donde se pueden formar las rótulas plásticas.

NOTA En edificios de hormigón, las zonas críticas son zonas disipativas. La longitud de la zona crítica se define para cada elemento estructural en el apartado correspondiente de este capítulo.

##### **viga:**

Elemento estructural sujeto principalmente a cargas transversales y al valor de cálculo del esfuerzo axial reducido de  $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  no mayor de 0,1 (compresión positiva).

NOTA En general, las vigas son horizontales.

##### **pilar:**

Elemento estructural que soporta cargas gravitatorias por compresión axial o está sometido a un esfuerzo axial reducido de cálculo de  $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  mayor de 0,1.

NOTA En general, los pilares son verticales.

##### **muro:**

Elemento estructural que soporta otros elementos y con una sección transversal en planta de proporción entre longitud y espesor,  $l_w/b_w$ , mayor de 4.

##### **muro dúctil:**

Muro fijo en su base, de tal forma que se evita la rotación relativa de la base respecto al resto del sistema

estructural, y que se proyecta y detalla para disipar energía mediante una zona de rótula plástica a flexión libre de aberturas o perforaciones grandes, justo encima de su base.

**muro de grandes dimensiones ligeramente armado:**

Muro de grandes dimensiones transversales, esto es, cuya longitud  $l_w$  sea, al menos, igual a 4,0 m o a los dos tercios de su altura  $h_w$ , cualquiera que sea menor, por lo que se espera que presente una fisuración limitada y un comportamiento frágil e inelástico limitado en la situación sísmica de cálculo

NOTA Este tipo de muros está pensado para transformar la energía sísmica en energía potencial, mediante la elevación transitoria (descalce) de masas estructurales, y en energía disipada en el terreno, mediante rotación como sólido rígido, etc. Debido a sus dimensiones, o a su falta de fijación en la base, o al empotramiento con muros transversales de grandes dimensiones que evitan la formación de rótulas plásticas en la base, no pueden proyectarse eficazmente para la disipación de energía mediante rótulos plásticos en la base.

**muro acoplado:**

Elemento estructural compuesto de dos o más muros sencillos conectados de forma regular por vigas de adecuada ductilidad ("vigas acopladas"), capaces de reducir al menos en un 25% la suma de los momentos flectores en la base de los muros, si éstos trabajasen separadamente.

**sistema de pantallas:**

Sistema estructural en el que las cargas verticales y laterales se resisten por muros estructurales verticales, aislados o acoplados, cuya resistencia a cortante en la base del edificio es superior al 65% de la resistencia a cortante total de todo el sistema estructural

NOTA 1 En esta definición, y en las que siguen, el porcentaje de resistencia a cortante puede sustituirse por el porcentaje de esfuerzo cortante en la situación sísmica de cálculo.

NOTA 2 Si la mayor parte de la resistencia a cortante de los muros del sistema es proporcionada por muros acoplados, el sistema puede considerarse como un sistema de muros acoplados.

**sistema de pórticos:**

Sistema estructural en el que tanto las cargas verticales como las laterales se resisten por pórticos espaciales cuya resistencia a cortante en la base del edificio es superior al 65% de la resistencia a cortante total del sistema estructural total.

**sistema dual:**

Sistema estructural en el que las cargas verticales se soportan principalmente por pórticos espaciales y las laterales se resisten en parte por el sistema de pórticos y en parte por muros estructurales, aislados o acoplados.

**sistema dual equivalente a pórtico:**

Sistema dual en el que la resistencia a cortante del sistema de pórticos en la base del edificio es superior al 50% de la resistencia a cortante total de todo el sistema estructural.

**sistema dual equivalente a muro:**

Sistema dual en el que la resistencia a cortante de los muros en la base del edificio es superior al 50% de la resistencia sísmica total de todo el sistema estructural.

**sistema flexible a torsión (o sistema núcleo):**

Sistema dual o de muros que carece de una rigidez a torsión mínima (véase los puntos (4) y (6) del apartado 5.2.2.1).

NOTA 1 Un ejemplo de esto es un sistema estructural compuesto de pórticos flexibles combinados con muros concentrados cerca del centro del edificio en planta.

NOTA 2 Esta definición no se aplica a los sistemas que constan de varios muros muy perforados alrededor de instalaciones y servicios verticales. Para estos sistemas se deberá elegir la definición más apropiada de la configuración estructural global en cada caso.

### **sistemas de péndulo invertido:**

Sistema en el que el 50% o más de su masa se localiza en el tercio superior de la altura de la estructura, o en el que la disipación de energía tiene lugar principalmente en la base de un elemento aislado del edificio.

NOTA Los pórticos de una planta con los extremos superiores de los pilares conectados a lo largo de las dos direcciones principales del edificio y donde el valor de la carga axial reducida del pilar,  $v_d$ , no supera 0,3, no pertenecen a esta categoría.

## **5.2 Principios de dimensionamiento**

### **5.2.1 Capacidad de disipación de energía y clases de ductilidad**

(1) El proyecto de edificios sismorresistentes de hormigón debe proporcionar una adecuada capacidad de disipación de energía sin reducir de forma sustancial su resistencia global frente a cargas verticales y horizontales. Para ello, se aplican los criterios y requisitos del capítulo 2. En la situación sísmica de cálculo, se debe proporcionar una resistencia adecuada de todos los elementos estructurales, y las demandas de deformación no lineal en las zonas críticas deberán ser proporcionales a la ductilidad global supuesta en los cálculos.

(2) Como alternativa, los edificios de hormigón se pueden dimensionar para baja capacidad de disipación y baja ductilidad, aplicando sólo las reglas del Anejo 19 del Código Estructural para la situación sísmica de cálculo y sin considerar las disposiciones específicas indicadas en este capítulo, siempre y cuando se cumplan los requisitos establecidos en el apartado 5.3. En el caso de edificios sin aislamiento de la base (véase el capítulo 10), el dimensionamiento mediante esta alternativa, llamada clase de ductilidad L o baja (low), se recomienda sólo en casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1).

(3) Los edificios sismorresistentes de hormigón en los que no se aplica el punto (2) se deben dimensionar de forma que presenten una capacidad de disipación de energía y un comportamiento dúctil global. Se asegura un comportamiento dúctil global si la demanda de ductilidad se extiende sobre un gran número de elementos y a localizaciones en todos los niveles de la estructura. Para ello, los modos de rotura dúctiles (por ejemplo, flexión) deberán preceder a los frágiles (por ejemplo, cortante) con una fiabilidad suficiente.

(4) Los edificios de hormigón diseñados según el punto (3) se clasifican en dos clases de ductilidad: DCM [clase de ductilidad M o media (medium)] y DCH [clase de ductilidad H o alta (high)], dependiendo de su capacidad de disipación por histéresis. Ambas clases corresponden a edificios diseñados, dimensionados y detallados de acuerdo con disposiciones de sismorresistencia específicas, permitiendo a la estructura desarrollar mecanismos estables asociados a una alta disipación histerética de energía bajo cargas alternativas repetidas, sin sufrir roturas frágiles.

(5) Para proporcionar la cantidad de ductilidad adecuada en las clases de ductilidad M y H, se deben satisfacer las disposiciones específicas para todo elemento estructural correspondientes a cada una de las clases (véanse 5.4 a 5.6). En función de las distintas ductilidades de que se dispone en cada clase, se usan diferentes valores del coeficiente de comportamiento  $q$  para cada una (véase 5.2.2.2).

No se establecen limitaciones geográficas en el uso de las clases de ductilidad M y H.

### **5.2.2 Tipos de estructuras y coeficientes de comportamiento**

#### **5.2.2.1 Tipos de estructuras**

(1) Los edificios de hormigón deben clasificarse como pertenecientes a uno de los siguientes tipos de estructuras (véase 5.1.2), según su comportamiento bajo acciones sísmicas horizontales:

- a) sistema de pórticos;
- b) sistema dual (equivalente a pórtico o a muro);
- c) sistema de muros dúctiles (acoplados o desacoplados);
- d) sistema de muros de grandes dimensiones ligeramente armados;
- e) sistema de péndulo invertido;
- f) sistema flexible a torsión (o sistema núcleo).

(2) Excepto para aquellos clasificados como sistemas flexibles a torsión (o núcleo), los edificios de hormigón se pueden clasificar dentro de un tipo de estructura determinado para una de las direcciones horizontales y dentro de otro tipo para la otra dirección horizontal.

(3) Un sistema de muros se debe clasificar como de muros de grandes dimensiones ligeramente armados si, en la dirección horizontal relevante, está compuesto de al menos dos muros con una longitud no menor de 4,0 m o que  $2 h_w/3$ , tomando el menor valor, los cuales soportan colectivamente al menos el 20% de la carga gravitatoria debida a la parte superior en la situación sísmica de cálculo, y si tiene un periodo fundamental  $T_1$  (suponiendo la base fija respecto a la rotación) menor o igual que 0,5 s. Sería suficiente tener sólo un muro que cumpliera las condiciones anteriores en alguna de las dos direcciones si se asegura que:

(a) el valor de base del coeficiente de comportamiento  $q_0$  en dicha dirección se divide entre 1,5 respecto al valor indicado en la tabla 5.1; y

(b) hay al menos dos muros que cumplan las condiciones anteriores en la dirección ortogonal.

(4) Los cuatro primeros tipos de sistemas (es decir, sistemas de pórticos, duales y de muros de ambos tipos) deben tener una mínima rigidez de torsión que satisfaga la ecuación (4.1b) en ambas direcciones horizontales.

(5) Para sistemas de pórticos o de muros en los que los elementos verticales estén bien distribuidos en planta, el requisito del punto (4) se puede considerar satisfecho sin ninguna comprobación analítica.

(6) Los sistemas de pórticos, duales o de muros sin la rigidez de torsión mínima indicada en el punto (4) se deberán clasificar como sistemas flexibles a torsión (sistemas núcleo).

(7) Si un sistema estructural no se puede clasificar como de muros de grandes dimensiones ligeramente armados conforme al punto (3), entonces todos sus muros se deberán proyectar y detallar como muros dúctiles.

#### 5.2.2.2 Coeficientes de comportamiento para las acciones sísmicas horizontales

(1) El valor máximo del coeficiente de comportamiento  $q$ , introducido en el punto (3) del apartado 3.2.2.5 para considerar la capacidad de disipación de energía, se debe obtener para cada dirección de cálculo como sigue:

$$q = q_o k_w \geq 1,5 \quad (5.1)$$

Donde

$q_o$  es el valor de base del coeficiente de comportamiento, función del tipo de sistema estructural y de su regularidad en altura (véase el punto **(2)** de este apartado);

$k_w$  es el coeficiente que refleja el modo de rotura predominante en sistemas estructurales con muros (véase el punto **(11)** de este apartado).

(2) Para edificios regulares en altura según el apartado **4.2.3.3**, los valores de base de  $q_o$  para los distintos tipos de estructuras se indican en la tabla 5.1.

**Tabla 5.1 – Valores de base del coeficiente de comportamiento  $q_o$ , para sistemas regulares en altura**

TIPO ESTRUCTURAL	DCM	DCH
Sistema de pórticos, dual, de muros acoplados	$3,0 \alpha_u/\alpha_l$	$4,5 \alpha_u/\alpha_l$
Sistema de muros desacoplados	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_l$
Sistema núcleo	2,0	3,0
Sistemas de péndulo invertido	1,5	2,0

(3) Para edificios no regulares en altura, el valor  $q_o$  se deberá reducir un 20% (véase el punto **(7)** del apartado **4.2.3.1** y la tabla 4.1).

(4)  $\alpha_l$  y  $\alpha_u$  se definen como sigue:

$\alpha_l$  es el valor por el cual se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, de manera que se alcance primero la resistencia a flexión en cualquier elemento de la estructura, mientras que el resto de las acciones de cálculo permanecen constantes;

$\alpha_u$  es el valor por el cual se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, de manera que se formen rótulas plásticas en un número de secciones suficiente para el desarrollo de la inestabilidad global de la estructura, mientras que el resto de acciones de cálculo permanecen constantes. El coeficiente  $\alpha_u$  se puede obtener mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales, *pushover*).

(5) Cuando el coeficiente multiplicador  $\alpha_u/\alpha_l$  no se ha evaluado mediante un cálculo explícito, se pueden usar los siguientes valores aproximados para los edificios regulares en planta:

- a) Sistemas de pórticos o sistemas duales equivalentes a pórtico.
  - edificios de una planta:  $\alpha_u/\alpha_l = 1,1$ ;
  - varias plantas, pórticos de un vano:  $\alpha_u/\alpha_l = 1,2$ ;
  - varias plantas, pórticos de varios vanos o estructuras duales equivalentes a pórtico:  $\alpha_u/\alpha_l = 1,3$ .
- b) Sistemas de muros o sistemas duales equivalentes a muro.

- sistemas de muros con sólo dos muros desacoplados por dirección horizontal:  $\alpha_u/\alpha_l = 1,0$ ;
- otros sistemas de muros desacoplados:  $\alpha_u/\alpha_l = 1,1$ ;
- sistemas duales equivalentes a muro, o sistemas de muros acoplados:  $\alpha_u/\alpha_l = 1,2$ .

(6) Para edificios que no son regulares en planta (véase 4.2.3.2), el valor aproximado de  $\alpha_u/\alpha_l$  que se puede usar -cuando no se han realizado los cálculos pertinentes para su evaluación- es la media de (a) 1,0 y (b) el valor indicado en el punto (5) de este apartado.

(7) Se pueden usar unos valores de  $\alpha_u/\alpha_l$  mayores que los indicados en los puntos (5) y (6) de este apartado, siempre que se confirmen a través de un análisis global estático no lineal (empujes incrementales).

(8) El valor máximo de  $\alpha_u/\alpha_l$  que se puede usar en el cálculo es 1,5, incluso si el análisis mencionado en el punto (7) de este apartado da como resultado valores mayores.

(9) El valor de  $q_0$  indicado para sistemas de péndulo invertido se puede aumentar, siempre que se asegure una mayor capacidad de disipación de energía en la zona crítica de la estructura.

(10) Para otros casos, no se permite aumentar los valores de  $q_0$ .

(11) El coeficiente  $k_w$ , que refleja el modo de fractura predominante en sistemas estructurales con muros, se debe tomar como sigue:

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ para sistemas de pórticos y sistemas duales equivalentes a pórtico} \\ (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1, \text{ pero no menor de } 0,5, \text{ para sistemas de muros, sistemas} \\ \text{equivalentes a muro y sistemas flexibles a torsión (sistemas núcleo)} \end{array} \right\} \quad (5.2)$$

donde  $\alpha_0$  es la relación de aspecto predominante de los muros del sistema estructural.

(12) Si las relaciones de aspecto  $h_{wi}/l_{wi}$  de todos los muros  $i$  de un sistema estructural no difieren de forma significativa, la relación de aspecto predominante  $\alpha_0$  se puede calcular de la siguiente manera:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.3)$$

Donde

$h_{wi}$  es la altura del muro  $i$ ; y

$l_{wi}$  es la longitud de la sección del muro  $i$ .

(13) En los sistemas de muros de grandes dimensiones ligeramente armados no puede confiarse en la disipación de energía mediante rótulas plásticas, por lo que se deberán dimensionar como estructuras pertenecientes a la clase de ductilidad DCM.

### **5.2.3 Criterios de dimensionamiento**

#### **5.2.3.1 Generalidades**

(1) Los principios de dimensionamiento descritos en el apartado **5.2.1** y en el capítulo **2** se deben aplicar a los elementos estructurales sismorresistentes de los edificios de hormigón según se especifica en los apartados **5.2.3.2** a **5.2.3.7**.

(2) Los criterios de dimensionamiento indicados en los apartados **5.2.3.2** a **5.2.3.7** se consideran satisfechos si se cumplen las condiciones que se indican en los apartados **5.4** a **5.7**.

#### **5.2.3.2 Condición de resistencia local**

(1) Todas las zonas críticas de la estructura deben cumplir los requisitos indicados en el punto **(1)** del apartado **4.4.2.2**.

#### **5.2.3.3 Criterio de dimensionamiento por capacidad**

(1) Se deben evitar los mecanismos de rotura frágil o de cualquier otro tipo no deseado (por ejemplo, la concentración de rótulas plásticas en edificios de una o varias plantas, la rotura por esfuerzo cortante de los elementos estructurales, la rotura de las juntas entre viga y pilar, la plastificación en cimentaciones o en cualquier otro elemento que deba permanecer elástico), calculando los efectos de las acciones de cálculo en las zonas seleccionadas a partir de las condiciones de equilibrio, suponiendo que las rótulas plásticas y los sobreesfuerzos que puedan aparecer debidos a ellas se han formado en las zonas adyacentes.

(2) Los pilares sismorresistentes de estructuras de hormigón de pórticos o equivalentes a pórtico deberán satisfacer los requisitos de dimensionamiento por capacidad indicados en el punto **(4)** del apartado **4.4.2.3**, con las siguientes excepciones:

- a) en pórticos planos con, al menos, cuatro pilares de aproximadamente igual sección transversal, no es necesario que se satisfaga la condición (4.29) en todos los pilares, sino simplemente en tres de cada cuatro.
- b) en la planta inferior de edificios de dos plantas, si el valor de la carga axil reducida  $v_d$  no supera 0,3 en ningún pilar.

(3) La armadura de forjado paralela a la viga situada dentro de la anchura eficaz del ala especificada en el punto **(3)** del apartado **5.4.3.1.1**, deberá suponerse que contribuye a las capacidades de flexión de la viga que intervienen en el cálculo de  $\Sigma M_{Rb}$  en la ecuación (4.29), si esta armadura está anclada más allá de la sección de la viga en la cara de la junta.

#### **5.2.3.4 Condición de ductilidad local**

(1) Para alcanzar la ductilidad global necesaria de la estructura, las zonas donde se puedan formar rótulas plásticas, zonas que se definen a continuación para cada tipo de elemento de un edificio, deben tener una gran capacidad de rotación plástica.

(2) El punto **(1)** se considera satisfecho en las condiciones siguientes:

- a) se dispone de una ductilidad suficiente frente a curvatura en todas las zonas críticas de los elementos sismorresistentes, incluidos los extremos de los pilares (dependiendo del potencial de formación de rótulas plásticas en los pilares) (véase el punto **(3)** de este apartado);

- b) el pandeo local del acero comprimido en zonas de potencial formación de rótulas plásticas de elementos sismorresistentes se ha prevenido adecuadamente. Las reglas de aplicación a considerar se indican en los apartados 5.4.3 y 5.5.3;
- c) se han adoptado unas calidades apropiadas de acero y de hormigón para asegurar la ductilidad local, concretamente:
- el acero usado en las zonas críticas de los elementos sismorresistentes deberá tener una deformación plástica alta y uniforme (véanse los puntos (1) del apartado 5.3.2, (3) del apartado 5.4.1.1, y (3) del apartado 5.5.1.1);
  - la relación entre tensión de rotura y límite plástico del acero que se usa en las zonas críticas de los elementos sismorresistentes deberá ser significativamente mayor que la unidad. Puede ser suficiente para satisfacer esta condición la armadura del acero conforme con los requisitos de los puntos (1) del apartado 5.3.2, (3) del apartado 5.4.1.1 o (3) del apartado 5.5.1.1, según corresponda;
  - el hormigón usado en elementos sísmicos primarios deberá poseer una adecuada resistencia a compresión y una deformación unitaria de rotura que supere, con un margen adecuado, a la deformación correspondiente a la compresión máxima. Se puede suponer que un hormigón que cumpla los requisitos de los puntos (1) del apartado 5.4.1.1 o (1) del apartado 5.5.1.1, según corresponda, satisface estos requisitos.

(3) A menos de que se disponga de datos más precisos, y salvo que se aplique el apartado (4) de este apartado, se considera que se satisface el punto (2)(a) si el coeficiente de ductilidad en curvaturas,  $\mu_\phi$ , de esas zonas (definido como la relación entre la curvatura a un 85% del momento resistente tras la rotura y la curvatura en el límite elástico, siempre que no se superen las deformaciones unitarias límites del hormigón y del acero,  $\varepsilon_{cu}$  y  $\varepsilon_{su,k}$ ) es al menos igual que los siguientes coeficientes:

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 \quad \text{si } T_1 \geq T_C \quad (5.4)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1)T_C / T_1 \quad \text{si } T_1 < T_C \quad (5.5)$$

donde  $q_o$  es el correspondiente valor de base del coeficiente de comportamiento de la tabla 5.1 y  $T_1$  es el periodo fundamental del edificio, ambos tomados en el plano vertical en el que se produce la flexión, y  $T_C$  es el límite superior del periodo en el tramo de aceleración constante del espectro, conforme al punto (2) del apartado 3.2.2.2.

NOTA Las ecuaciones (5.4) y (5.5) están basadas en la relación entre  $\mu_\phi$  y el coeficiente de ductilidad de desplazamiento,  $\mu_\delta$ :  $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$ , que es normalmente una aproximación conservadora para elementos de hormigón, y en la siguiente relación entre  $\mu_\delta$  y  $q$ :  $\mu_\delta = q$  si  $T_1 \geq T_C$ ,  $\mu_\delta = 1 + (q - 1)T_C / T_1$  si  $T_1 < T_C$  (véase también el capítulo B5 en el Apéndice B). El valor de  $q_o$  se usa en lugar del de  $q$ , porque  $q$  será menor que  $q_o$  en edificios irregulares, reconociendo que se necesita una mayor resistencia lateral para protegerlos. Sin embargo, las demandas de ductilidad local pueden ser mayores que las correspondientes a los valores de  $q_o$ , con lo que no se puede garantizar una reducción de la capacidad de ductilidad en curvaturas.

(4) En las zonas críticas de los elementos sismorresistentes con armadura longitudinal de acero tipo S según se define en los artículos 34 y 35 del Código Estructural, el coeficiente de ductilidad en curvaturas,  $\mu_\phi$ , deberá ser igual, al menos, a 1,5 veces el valor obtenido de las ecuaciones (5.4) o (5.5), cualquiera que sea la que aplique.

### 5.2.3.5 Hiperestaticidad de la estructura

(1) Se debe buscar un alto grado de hiperestatismo, acompañado por una capacidad de redistribución, para lograr una disipación de energía más extendida e incrementar la energía disipada total. En consecuencia, se debe asignar a los sistemas estructurales con un menor grado de hiperestaticidad unos menores coeficientes de comportamiento (véase la tabla 5.1). Se debe alcanzar la capacidad de redistribución necesaria a través de las reglas de ductilidad local indicadas en los apartados 5.4 a 5.6.

### 5.2.3.6 Elementos sísmicos secundarios y resistencias

(1) Se puede designar un número limitado de elementos estructurales como elementos sísmicos secundarios, conforme al apartado 4.2.2.

(2) Las reglas para el proyecto y los detalles constructivos de los elementos sísmicos secundarios se indican en el apartado 5.7.

(3) Las resistencias o los efectos estabilizadores que no se hayan tenido en cuenta explícitamente en los cálculos pueden mejorar tanto la resistencia como la disipación de energía (por ejemplo, las reacciones de membrana de las losas provocadas por los descalses de los muros estructurales).

(4) Los elementos no estructurales también pueden contribuir a la disipación de la energía, siempre que estén distribuidos uniformemente por toda la estructura. De cualquier manera, se deberán tomar las medidas apropiadas para evitar posibles efectos locales adversos debidos a la interacción entre los sistemas estructurales y no estructurales (véase 5.9).

(5) Para vanos porticados rellenos de fábrica (que son un ejemplo común de elementos no estructurales) se dan reglas especiales en los apartados 4.3.6 y 5.9.

### 5.2.3.7 Medidas adicionales específicas

(1) Debido a la naturaleza aleatoria de la acción sísmica y a las incertidumbres sobre el comportamiento postelástico cíclico de las estructuras de hormigón, la incertidumbre global es sustancialmente mayor que en el caso de acciones no sísmicas. Por lo tanto, se deben tomar medidas para reducir las incertidumbres relacionadas con la configuración estructural, con el análisis, con la resistencia y con la ductilidad.

(2) Se pueden producir importantes incertidumbres sobre la resistencia debidas a errores geométricos. Para minimizarlas, se deben aplicar las reglas siguientes:

- a) se deben respetar unas dimensiones mínimas para los elementos estructurales (véanse 5.4.1.2 y 5.5.1.2) para disminuir la sensibilidad frente a los errores geométricos;
- b) se debe limitar la relación entre la dimensión mínima y la máxima de los elementos lineales, con objeto de minimizar el riesgo de inestabilidad lateral de estos elementos (véanse el apartado 5.4.1.2 y el punto (2) del apartado 5.5.1.2.1);
- c) se deben limitar los desplazamientos entre plantas, para disminuir los efectos P- $\Delta$  en los pilares (véanse los puntos (2) a (4) del apartado 4.4.2.2).
- d) se debe prolongar en un porcentaje importante la armadura superior de las vigas, en sus secciones transversales extremas, a lo largo de toda la longitud de dichas vigas (véanse el punto (5) del apartado 5.4.3.1.2, y el punto (5) del apartado 5.5.3.1.3) a fin de considerar la incertidumbre a la hora de determinar la localización de los puntos de inflexión de las vigas;

- e) se deben tener en cuenta los cambios de signo de los momentos, no previstos por los cálculos, disponiendo una armadura mínima en las caras adecuadas de las vigas (véase 5.5.3.1.3).
- (3) Para minimizar las incertidumbres relacionadas con la ductilidad, se deben observar las siguientes reglas:
- a) se debe dotar a cada elemento sísmico primario de una ductilidad local mínima apropiada, independientemente de la clase de ductilidad adoptada en el cálculo (véanse 5.4 y 5.5).
  - b) se debe disponer una cuantía mínima de armadura de tracción para evitar una rotura frágil por fisuración (véanse 5.4.3 y 5.5.5).
  - c) se debe respetar una limitación apropiada del valor de cálculo del esfuerzo axil reducido (véase el punto (3) del apartado 5.4.3.2.1, el punto (2) del apartado 5.4.3.4.1, el punto (3) del apartado 5.5.3.2.1 y el punto (2) del apartado 5.5.3.4.1) para reducir las consecuencias de la pérdida del recubrimiento y para evitar grandes incertidumbres sobre las ductilidades disponibles que se produzcan para altos niveles de carga axil.

#### 5.2.4 Comprobaciones de seguridad

- (1) Para las comprobaciones de estado límite último en hormigón estructural, los coeficientes parciales de seguridad para las propiedades del material,  $\gamma_c$  y  $\gamma_s$ , deben tener en cuenta la posible degradación de la resistencia de los materiales debida a las deformaciones cíclicas.
- (2) Cuando debido a las disposiciones de ductilidad local, la relación entre la resistencia residual después de la degradación y la resistencia inicial sea aproximadamente igual a la relación entre los valores de  $\gamma_M$  para las combinaciones de carga accidental y fundamental, se aplicarán en la situación sísmica de cálculo los valores de los coeficientes parciales de seguridad,  $\gamma_c$  y  $\gamma_s$ , adoptados para las situaciones de cálculo persistente y transitoria.

NOTA Los valores a asignar a los coeficientes  $\gamma_c$  y  $\gamma_s$  en las situaciones de cálculo persistente, transitoria y accidental, se pueden encontrar en el Anejo 19 del Código Estructural.

### 5.3 Dimensionamiento conforme al Anejo 19 del Código Estructural

#### 5.3.1 Generalidades

- (1) Se permite emplear el dimensionamiento sísmico para la clase de ductilidad baja (DCL) siguiendo el Anejo 19 del Código Estructural sin ningún otro requisito excepto los indicados en el apartado 5.3.2, únicamente en los casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1).

#### 5.3.2 Materiales

- (1) En elementos sísmicos primarios (véase 4.2.2), debe usarse acero para armaduras pasivas de tipo S o SD según se define en los artículos 34 y 35 del Código Estructural.

#### 5.3.3 Coeficiente de comportamiento

- (1) En el cálculo de acciones sísmicas se puede usar un coeficiente de comportamiento  $q$  máximo de 1,5, independientemente del tipo de sistema estructural y de la regularidad en altura.

## 5.4 Dimensionamiento para la clase de ductilidad media (DCM)

### 5.4.1 Restricciones geométricas y materiales

#### 5.4.1.1 Materiales

- (1) En elementos sísmicos primarios no se debe usar hormigón de resistencia característica  $f_{ck}$  inferior a  $25 \text{ N/mm}^2$ , de acuerdo con lo establecido en el artículo 33.4 del Código Estructural.
- (2) Excepto en el caso de cercos y atados transversales, en las zonas críticas de elementos sísmicos primarios sólo se deben usar redondos corrugados como acero para armaduras pasivas.
- (3) En las zonas críticas de los elementos sísmicos primarios debe usarse acero de refuerzo para armaduras pasivas de tipo S o SD según los artículos 34 y 35 del Código Estructural.
- (4) Se pueden usar mallas electrosoldadas si cumplen los requisitos especificados en los puntos (2) y (3) anteriores.

#### 5.4.1.2 Restricciones geométricas

##### 5.4.1.2.1 Vigas

- (1) Debe limitarse la excentricidad del eje de la viga respecto al eje del pilar con el que enlaza, a fin de lograr una transferencia eficaz de momentos cíclicos desde una viga sismorresistente primaria a un pilar.
- (2) Para cumplir el requisito del punto (1), la distancia entre los ejes de los centros de gravedad de los dos elementos deberá limitarse a menos de  $b_c/4$ , donde  $b_c$  es la mayor de las dimensiones de la sección transversal de los pilares normales al eje longitudinal de la viga.
- (3) Para aprovechar el efecto favorable de la compresión del pilar sobre la adherencia de las armaduras horizontales que atraviesan la junta, la anchura  $b_w$  de una viga sismorresistente primaria debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$b_w \leq \text{mín. } \{b_c + h_w ; 2b_c\} \quad (5.6)$$

donde  $h_w$  es el canto de la viga y  $b_c$  ha sido definido en el punto (2) de este apartado.

##### 5.4.1.2.2 Pilares

- (1) Las dimensiones mínimas de la sección transversal de los pilares sismorresistentes primarios no debe ser menor de 200 mm.
- (2) A menos que  $\theta \leq 0,1$  (véase 4.4.2.2(2)), las dimensiones de la sección transversal de los pilares sismorresistentes primarios no deberán ser menores que:
  - la vigésima parte de la mayor distancia entre el punto de inflexión de la deformada y los extremos del pilar, para la flexión en un plano paralelo a la dimensión considerada del pilar;
  - 250 mm.

#### 5.4.1.2.3 Muros dúctiles

(1) El espesor del alma,  $b_{wo}$  (en metros), deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$b_{wo} \geq \text{máx.} \{0, 15, h_s / 20\} \quad (5.7)$$

donde  $h_s$  es la altura libre de planta en metros.

(2) Para el espesor de elementos de contorno confinados se aplican criterios adicionales especificados en el punto **(10)** del apartado 5.4.3.4.2.

#### 5.4.1.2.4 Muros de grandes dimensiones ligeramente armados

(1) La condición dada en el punto **(1)** del apartado 5.4.1.2.3 se aplica también para el caso de muros de grandes dimensiones ligeramente armados.

#### 5.4.1.2.5 Reglas específicas para vigas que soportan elementos verticales aislados

(1) Los muros estructurales no deben estar soportados (total o parcialmente) por vigas o losas.

(2) Para vigas sismorresistentes primarias que soporten pilares aislados, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- a) no debe existir excentricidad entre el eje del pilar y el de la viga;
- b) la viga debe tener, al menos, dos apoyos directos, tales como muros o pilares.

### 5.4.2 Efectos de la acción de cálculo

#### 5.4.2.1 Generalidades

(1) Excepto en el caso de muros dúctiles sismorresistentes primarios, para los que aplica el apartado 5.4.2.4, los valores de cálculo de los momentos flectores y de los esfuerzos axiles deben obtenerse del dimensionamiento de la estructura en la situación sísmica de cálculo, conforme al apartado 6.4.3.4 del Anejo 18 del Código Estructural, teniendo en cuenta, además, los efectos de segundo orden conforme al apartado 4.4.2.2 de este Anejo y los criterios de dimensionamiento por capacidad indicados en el punto **(2)** del apartado 5.2.3.3. Se permite una redistribución de momentos flectores conforme al Anejo 19 del Código Estructural. Los valores de cálculo de los esfuerzos cortantes de vigas, pilares, muros dúctiles y muros ligeramente armados sismorresistentes primarios se obtienen, respectivamente, conforme a los apartados 5.4.2.2, 5.4.2.3, 5.4.2.4 y 5.4.2.5 de este Anejo.

#### 5.4.2.2 Vigas

(1) En vigas sismorresistentes primarias, los esfuerzos cortantes de cálculo deben determinarse conforme al criterio de dimensionamiento por capacidad, en función de la situación de equilibrio de la viga bajo: a) carga transversa actuando sobre ella en la situación sísmica de cálculo; y b) momentos en el extremo  $M_{i,d}$  (con  $i = 1, 2$  indicando los extremos de la viga), asociados a la formación de rótulas plásticas para las direcciones positiva y negativa de la carga sísmica. Se deberá suponer que las rótulas plásticas se forman en los extremos, bien de la viga, o bien (si se forman allí primero) en los elementos verticales conectados a las juntas en las que se insertan los extremos de dichas vigas (véase la figura 5.1).

(2) El punto **(1)** se deberá aplicar como sigue:

- a) en la sección extrema  $i$ , deberán calcularse dos valores de esfuerzo cortante, es decir, el máximo  $V_{Ed,máx,i}$  y el mínimo  $V_{Ed,min,i}$  correspondientes al valor máximo positivo y al valor máximo negativo de los momentos en el extremo  $M_{i,d}$  que se pueden desarrollar en los extremos 1 y 2 de la viga;
- b) los momentos en el extremo  $M_{i,d}$  que aparecen en los puntos **(1)** y **(2)**(a) pueden calcularse mediante:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (5.8)$$

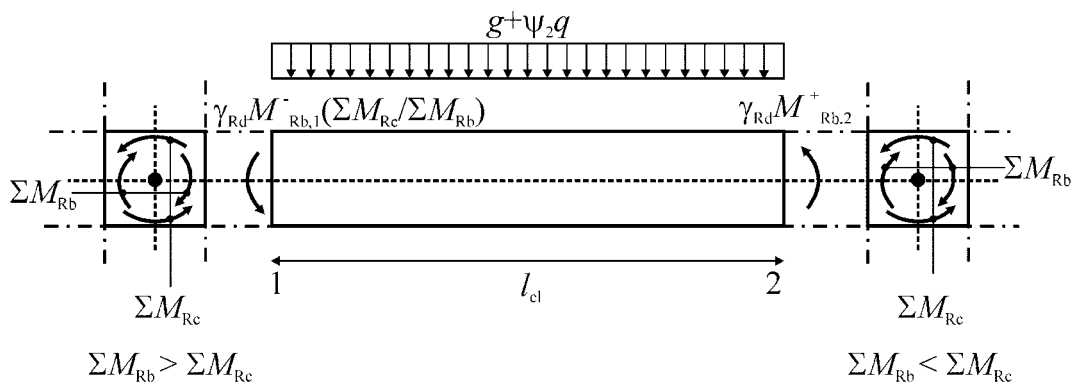
Donde

$\gamma_{Rd}$  es el coeficiente que considera la posible reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero y que, en el caso de vigas de clase de ductilidad DCM, se puede tomar como 1,0;

$M_{Rb,i}$  es el valor de cálculo de la resistencia a flexión de la viga en su extremo  $i$ , en el sentido de momento flector sísmico bajo el sentido considerado de la acción sísmica;

$\sum M_{Rc}$  y  $\sum M_{Rb}$  representan la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares y la suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas que confluyen en la junta, respectivamente (véase el punto **(4)** del apartado 4.4.2.3). El valor de  $\sum M_{Rc}$  deberá corresponder a la o las fuerzas axiales del pilar en la situación sísmica de cálculo, para el sentido considerado de la acción sísmica.

- c) en el extremo de una viga donde ésta es soportada por otra viga, en vez de confluir en un elemento vertical, el momento en el extremo  $M_{i,d}$  puede tomarse como igual al momento actuante en la sección extrema de la viga en la situación sísmica de cálculo.



**Figura 5.1 – Valores de dimensionamiento por capacidad de los esfuerzos cortantes en vigas**

#### 5.4.2.3 Pilares

(1) En pilares sismorresistentes primarios, los valores de cálculo de los esfuerzos cortantes deben determinarse conforme al criterio de dimensionamiento por capacidad, en función de la situación de

equilibrio del pilar bajo los momentos, en el extremo  $M_{i,d}$  (con  $i = 1,2$  indicando los extremos del pilar), correspondientes a la formación de rótulas plásticas para las direcciones positiva y negativa de la carga sísmica. Se deberá suponer que las rótulas plásticas se forman en los extremos del pilar o (si se forman allí primero) en los elementos verticales conectados a las juntas en las que se insertan los extremos de dichos pilares (véase la figura 5.2).

(2) Los momentos en el extremo  $M_{i,d}$  que aparecen en el apartado **(1)** se pueden calcular mediante:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (5.9)$$

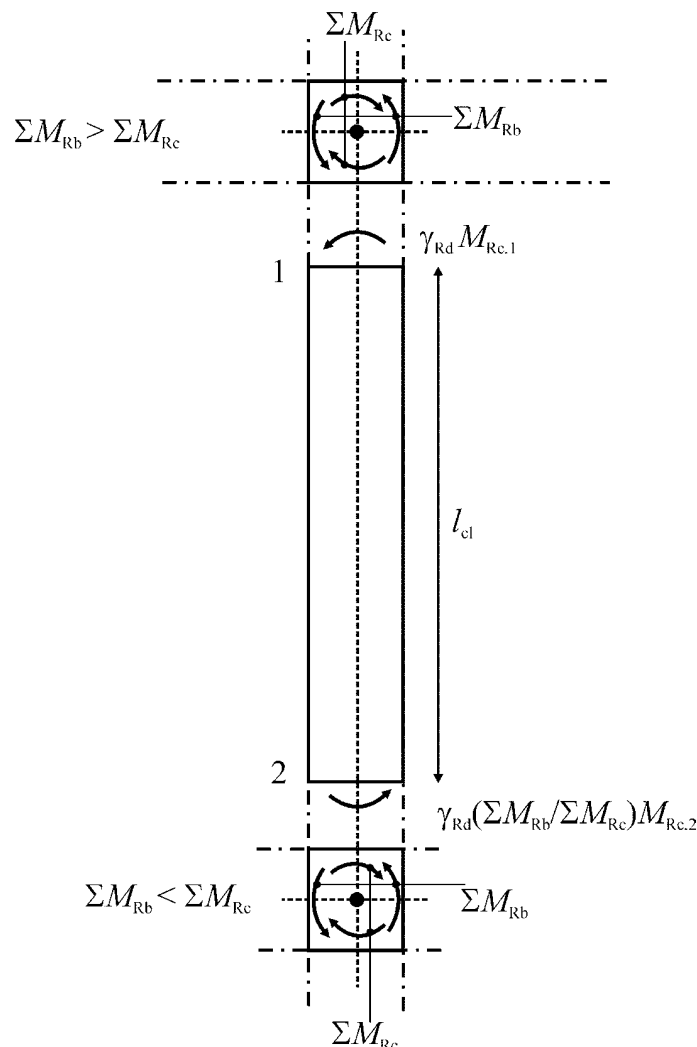
Donde

$\gamma_{Rd}$  es el coeficiente que considera la posible reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero y al confinamiento del hormigón de la zona de compresión de la sección, que se toma como 1,1;

$M_{Rc,i}$  es el valor de cálculo del momento resistente del pilar en su extremo  $i$ , en el sentido de momento flector sísmico bajo el sentido considerado de la acción sísmica;

$\sum M_{Rc}$  y  $\sum M_{Rb}$  se definen en el punto **(2)** del apartado **5.4.2.2**.

(3) Los valores de  $M_{Rc,i}$  y de  $\sum M_{Rc}$  deberán corresponder a la(s) fuerza(s) axil(es) del pilar en la situación sísmica de cálculo para el sentido considerado de la acción sísmica.



**Figura 5.2 – Valores de dimensionamiento por capacidad para el esfuerzo cortante en pilares**

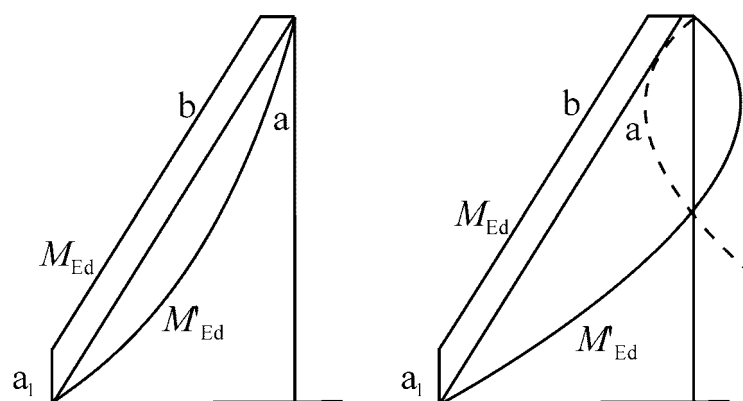
#### **5.4.2.4 Disposiciones especiales para muros dúctiles**

- (1) Deben tenerse en cuenta las incertidumbres en el cálculo y en los efectos dinámicos postelásticos, al menos mediante un método simplificado adecuado. Si no se dispone de un método más preciso, se pueden usar las reglas indicadas en los siguientes apartados de los envolventes de cálculo para momentos flectores, así como para los coeficientes de mayoración de los esfuerzos cortantes.
- (2) Se permite una redistribución de los efectos de la acción sísmica de hasta el 30%, entre muros sismorresistentes primarios, siempre que no se produzca una reducción de la demanda total de resistencia. Los esfuerzos cortantes se deberán redistribuir junto con los momentos flectores, de tal forma que la relación entre dichos momentos flectores y los esfuerzos cortantes no se vea significativamente afectada en los muros considerados aisladamente. En muros sometidos a grandes variaciones en los esfuerzos axiales, por ejemplo en muros acoplados, se deberán redistribuir los momentos y cortantes desde los muros poco comprimidos a los muros sometidos a altas compresiones axiales.
- (3) En muros acoplados, se permite una redistribución de la acción sísmica, de hasta el 20%, entre vigas de acoplamiento de plantas diferentes, siempre que el esfuerzo axial sísmico en la base de cada muro considerado aisladamente (la resultante de los esfuerzos cortantes en las vigas de acoplamiento) no se vea afectada.

(4) Se deben considerar las incertidumbres relativas a la distribución de momentos a lo largo de la altura de muros sismorresistentes primarios esbeltos (con una relación entre altura y longitud  $h_w/l_w$  mayor de 2,0).

(5) Los requisitos del punto (4) se pueden considerar satisfechos aplicando, independientemente del tipo de análisis usado, el siguiente procedimiento simplificado:

El diagrama de momento flector de cálculo a lo largo de la altura del muro se deberá obtener mediante una envolvente del diagrama de momento flector calculado (determinado a partir del cálculo estructural), desplazada verticalmente (traslación de las tracciones). La curva envolvente se puede suponer lineal si la estructura no muestra discontinuidades importantes de masa, rigidez o resistencia a lo largo de su altura (véase la figura 5.3). La traslación de tracciones deberá ser coherente con la inclinación de la biela tomada para la comprobación del ELU del cortante, con una posible distribución en abanico de bielas cerca de la base, y con los forjados actuando como tirantes.



Leyenda

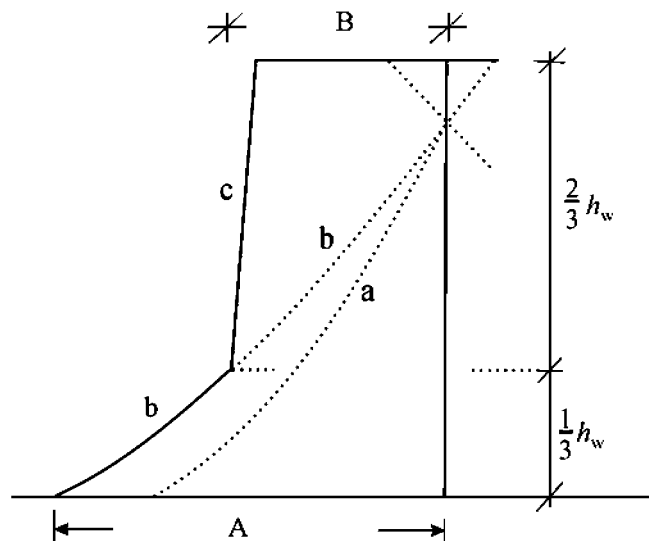
- a Diagrama de momento flector calculado mediante análisis
- b Envolvente de cálculo
- a<sub>1</sub> Traslación de las tracciones

**Figura 5.3 – Envolvente de cálculo para momentos flectores en muros esbeltos (izquierda: sistemas de muros, derecha: sistemas duales)**

(6) Se deben tener en cuenta los posibles incrementos de los esfuerzos cortantes en la base del muro sismorresistente primario tras la plastificación.

(7) El requisito especificado en el punto (6) se puede considerar satisfecho si los esfuerzos cortantes se aumentan un 50% respecto a los obtenidos en el cálculo.

(8) En los sistemas duales que contengan muros esbeltos, deberá usarse la envolvente de cálculo de los momentos flectores de la figura 5.4 para tener en cuenta las incertidumbres en efectos de orden superior.



Leyenda

- a Diagrama del esfuerzo cortante calculado mediante análisis
- b Diagrama del esfuerzo cortante aumentado
- c Envoltura de cálculo
- A  $V_{wall,base}$
- B  $V_{wall,top} \geq V_{wall,base} / 2$

**Figura 5.4 – Envoltura de cálculo de los esfuerzos cortantes en muros esbeltos de sistemas duales**

#### 5.4.2.5 Disposiciones especiales para muros de grandes dimensiones ligeramente armados

- (1) Se debe aumentar el esfuerzo cortante  $V'_{Ed}$ , obtenido del cálculo para asegurar que la plastificación a flexión precede a la formación del estado límite último de cortante.
- (2) El requisito indicado en el punto **(1)** de este apartado se considera satisfecho si, en cada planta del muro, el valor de cálculo del esfuerzo cortante  $V_{Ed}$  se obtiene a partir del esfuerzo cortante calculado en el análisis,  $V'_{Ed}$ , a través de la siguiente ecuación:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q + 1}{2} \quad (5.10)$$

- (3) Al realizar la comprobación en ELU del muro para flexión con esfuerzo axil se deben considerar los esfuerzos axiles dinámicos adicionales desarrollados en muros de grandes dimensiones debidos al despegue respecto al suelo (descalce) o a la apertura y cierre de grietas horizontales.
- (4) A menos que se disponga de resultados de cálculo más precisos, se puede tomar la componente dinámica del esfuerzo axil del muro indicada en el punto **(3)** como el 50% del esfuerzo axil en el muro debido a las cargas gravitatorias presentes en la situación sísmica de cálculo. Se deberá tomar esta fuerza con signo positivo o negativo, según sea más desfavorable.
- (5) Si el valor del coeficiente de comportamiento,  $q$ , no supera 2,0, se puede despreciar el efecto del

esfuerzo axial dinámico al que se hace referencia en los puntos (3) y (4).

### 5.4.3 Comprobación en ELU y detalles constructivos

#### 5.4.3.1 Vigas

##### 5.4.3.1.1 Resistencia a flexión y cortante

(1) Las resistencias a flexión y cortante se deberán calcular conforme al Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Las armaduras superiores en las secciones transversales extremas de las vigas sismorresistentes primarias en T o L, se deberán colocar principalmente dentro de la anchura del alma. Solo parte de esta armadura se puede colocar fuera, pero dentro de la anchura eficaz del ala  $b_{eff}$ .

(3) La anchura eficaz del ala  $b_{eff}$  se puede suponer como sigue:

- para vigas sismorresistentes primarias que confluyen en pilares exteriores, se toma como anchura eficaz del ala  $b_{eff}$ , en ausencia de vigas transversales, la anchura  $b_c$  del pilar (véase la figura 5.5 b), o igual a dicha anchura aumentada en  $2 h_f$  a cada lado (véase la figura 5.5a) si existe una viga transversal de anchura similar;
- para vigas sismorresistentes primarias que confluyen en pilares interiores, las anchuras indicadas en a) se pueden aumentar en  $2 h_f$  a cada lado de la viga (véase las figuras 5.5c y 5.5d).

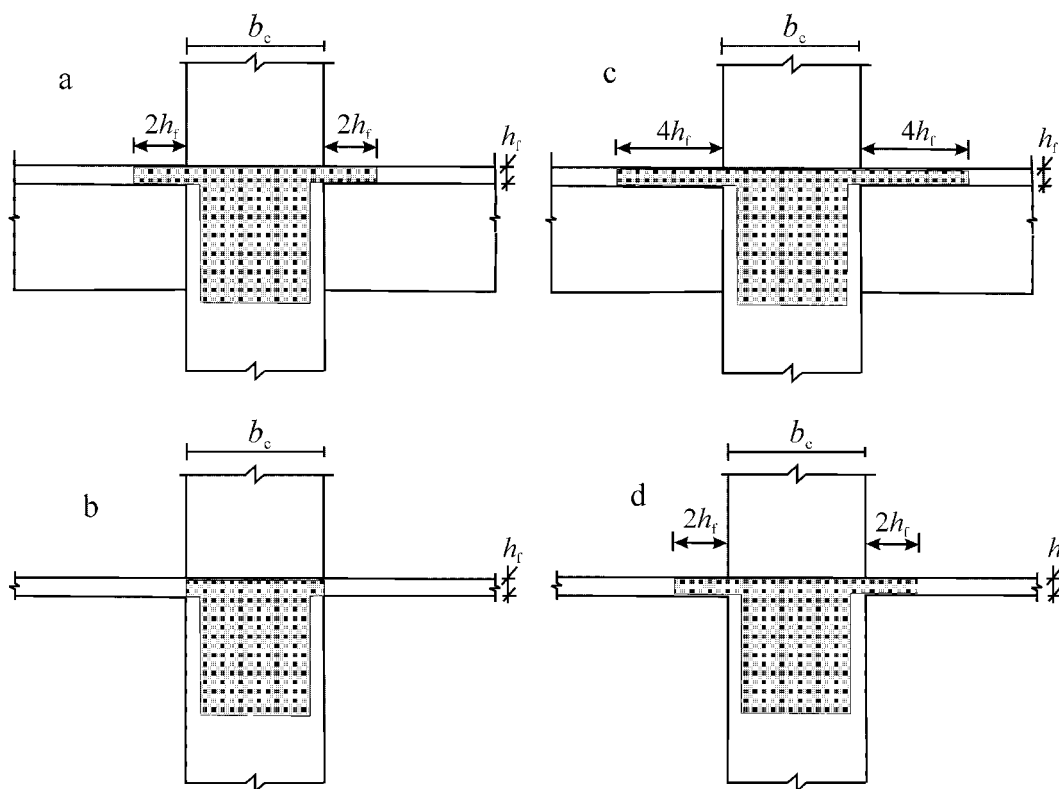


Figura 5.5 – Anchura eficaz del ala  $b_{eff}$  para vigas que confluyen en pilares

#### 5.4.3.1.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1) Se deben considerar como zonas críticas aquellas zonas de una viga sismorresistente primaria situadas dentro de una distancia  $l_{cr} = h_w$  (donde  $h_w$  es el canto de la viga) medida desde una sección extrema donde la viga se conecta a una junta entre viga y pilar, así como las comprendidas dentro de la misma distancia  $l_{cr} = h_f$ , considerada a ambos lados de cualquier otra sección susceptible de plastificar en la situación sísmica de cálculo.

(2) En vigas sismorresistentes primarias que soporten elementos verticales discontinuos (interrumpidos), se deberán considerar como zonas críticas las zonas comprendidas dentro de una distancia  $2 h_w$  medida a ambos lados del elemento vertical soportado.

(3) Para satisfacer el criterio de ductilidad local en las zonas críticas de vigas sismorresistentes primarias, el valor del coeficiente de ductilidad en curvaturas  $\mu_\phi$  debe ser, al menos, igual al indicado en el punto (3) del apartado 5.2.3.4.

(4) El requisito especificado en el punto (3) se considera satisfecho si se cumplen, en ambas alas de una viga, las condiciones siguientes:

- a) en la zona de compresión se dispone una armadura no menor que la mitad de la dispuesta en la zona de tracción, además de cualquier armadura necesaria para el equilibrio, además de la armadura de compresión necesaria para la comprobación del estado límite último en la situación sísmica de cálculo.
- b) la cuantía de la armadura de tracción  $\rho$  no supera un valor máximo  $\rho_{\max}$  igual a:

$$\rho_{\max.} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.11)$$

con las cuantías de las armaduras de tracción y compresión,  $\rho$  y  $\rho'$ , normalizadas respecto a  $bd$ , siendo  $b$  la anchura del ala de compresión de la viga. Si la zona de tracción incluye una losa, la cuantía de armadura de losa paralela a la viga dentro de la anchura eficaz del ala definida en el punto (3) del apartado 5.4.3.1.1 está incluida en  $\rho$ .

(5) A lo largo de toda la viga sismorresistente primaria, la cuantía de la armadura de tracción  $\rho$  no debe ser menor que el siguiente valor mínimo  $\rho_{\min}$ :

$$\rho_{\min.} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (5.12)$$

(6) Dentro de las zonas críticas de vigas sismorresistentes primarias deben disponerse cercos que cumplan las condiciones siguientes:

- a) el diámetro  $d_{bw}$  de los cercos (en milímetros) no debe ser menor de 6;
- b) la separación,  $s$ , entre los cercos (en milímetros) no debe ser mayor de:

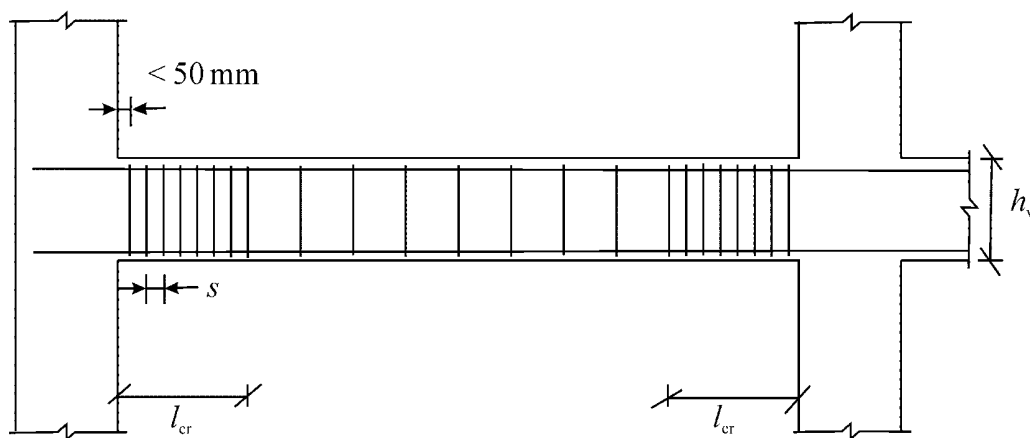
$$s = \text{mín.} \{ h_w / 4; 24d_{bL}; 225; 8d_{bL} \} \quad (5.13)$$

Donde

$d_{bL}$  es el diámetro mínimo de la armadura longitudinal (en milímetros); y

$h_w$  es el canto de la viga (en milímetros);

- c) el primer cerco no debe situarse a más de 50 mm del extremo de la viga (véase la figura 5.6).



**Figura 5.6 – Armadura transversal en zonas críticas de vigas**

### 5.4.3.2 Pilares

#### 5.4.3.2.1 Resistencias

- (1) Las resistencias a flexión y a cortante se deben calcular según el Anejo 19 del Código Estructural, usando el valor del esfuerzo axial obtenido del dimensionamiento en la situación sísmica de cálculo.
- (2) La flexión biaxial puede tenerse en cuenta de forma simplificada, realizando la comprobación de forma separada en cada dirección con la resistencia a flexión simple reducida en un 30%.
- (3) En pilares sismorresistentes primarios, el valor del esfuerzo axial reducido  $\nu_d$  no debe superar 0,65.

#### 5.4.3.2.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local de los pilares sismorresistentes primarios

- (1) La cuantía total de la armadura longitudinal  $\rho_l$  no debe ser menor de 0,01 ni mayor de 0,04. En secciones transversales simétricas se deberá disponer una armadura simétrica ( $\rho = \rho'$ ).
- (2) Debe disponerse, al menos, un redondo intermedio entre los de las esquinas a lo largo de cada lado del pilar, para asegurar la integridad de las juntas entre viga y pilar.
- (3) Las zonas comprendidas dentro de una distancia  $l_{cr}$ , medida desde las dos secciones extremas de un pilar sismorresistente primario, deben considerarse zonas críticas.
- (4) En ausencia de información más precisa, la longitud de la zona crítica  $l_{cr}$  (en metros) puede

calcularse usando la siguiente ecuación:

$$l_{cr} = \max. \{ h_c; l_{cl} / 6; 0,45 \} \quad (5.14)$$

Donde

$h_c$  es la mayor dimensión transversal del pilar (en metros); y

$l_{cl}$  es la longitud libre del pilar (en metros).

(5) Si  $l_c/h_c < 3$ , toda la altura del pilar sismorresistente primario debe considerarse como zona crítica y, por tanto, debe armarse como tal.

(6) En la zona crítica de la base de los pilares sismorresistentes primarios, se deberá tener un valor del coeficiente de ductilidad en curvaturas igual al menos al indicado en el punto **(3)** del apartado 5.2.3.4.

(7) Si, para el valor especificado de  $\mu_\phi$ , se necesita una deformación unitaria última del hormigón no confinado mayor que  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$  en cualquier zona de la sección transversal, se debe compensar la pérdida de resistencia debida a la pérdida del recubrimiento del hormigón mediante un confinamiento adecuado del núcleo de hormigón, considerando las propiedades del hormigón confinado indicadas en el apartado 3.1.9 del Anejo 19 del Código Estructural.

(8) Los requisitos especificados en los puntos **(6)** y **(7)** de este apartado se suponen satisfechos si:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.15)$$

Donde

$\omega_{wd}$  cuantía mecánica volumétrica de los cercos de confinamiento en las zonas críticas

$$\left[ \omega_{wd} = \frac{\text{volumen de los cercos de confinamiento}}{\text{volumen del núcleo de hormigón}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

$\mu_\phi$  es el valor requerido del coeficiente de ductilidad en curvaturas;

$v_d$  es el valor de cálculo del esfuerzo axil reducido ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );

$\varepsilon_{sy,d}$  es el valor de cálculo de la deformación unitaria del acero correspondiente al límite elástico;

$h_c$  es el canto bruto transversal;

$h_o$  es el canto del núcleo confinado (hasta el eje de los cercos);

$b_c$  es la anchura bruta transversal;

$b_o$  es la anchura del núcleo confinado (hasta el eje de los cercos)

$\alpha$  es el coeficiente de eficacia del confinamiento, igual a  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_{sy}$ , con:

a) para secciones transversales rectangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o) \quad (5.17a)$$

Donde

$n$  es el número total de redondos longitudinales enlazados lateralmente mediante cercos o atados transversales; y

$b_i$  es la distancia entre dos armaduras enlazadas consecutivas (véase la figura 5.7; también para  $b_o$ ,  $h_o$ ,  $s$ ).

b) para secciones transversales circulares con cercos circulares y un diámetro del núcleo confinado  $D_o$  (hasta el eje de los cercos):

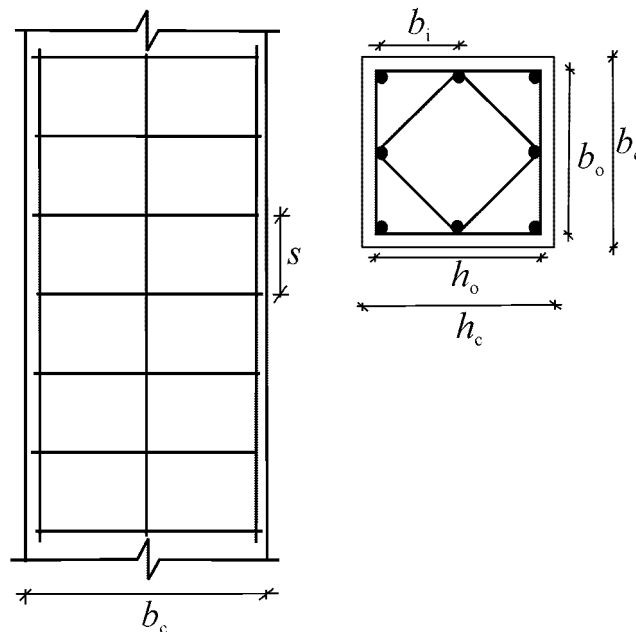
$$\alpha_n = 1 \quad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o)^2 \quad (5.17b)$$

c) para secciones transversales circulares con armadura de confinamiento helicoidal:

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o) \quad (5.17c)$$



**Figura 5.7 – Confinamiento del núcleo de hormigón**

(9) En la zona crítica de la base de los pilares sismorresistentes primarios se deberá disponer un valor mínimo de  $\omega_{wd}$  igual a 0,08.

(10) En las zonas críticas de los pilares sismorresistentes primarios, se deben disponer cercos y atados transversales de al menos 6 mm de diámetro, con una separación tal que se asegure una ductilidad mínima, y se evite el pandeo local de las armaduras longitudinales. El patrón de colocación de los cercos debe ser tal que las secciones transversales del pilar se beneficien de las condiciones de compresión triaxial producidas por dichos cercos.

(11) Las condiciones mínimas indicadas en el punto **(10)** se consideran satisfechas si se cumplen las condiciones siguientes:

- a) la separación,  $s$ , entre los cercos (en milímetros) no supera:

$$s = \text{mín.} \{ b_o / 2; 175; 8d_{bL} \} \quad (5.18)$$

Donde

$b_o$  es la dimensión mínima del núcleo de hormigón, hasta el eje de los cercos (en milímetros); y

$d_{bL}$  es la diámetro mínimo de la armadura longitudinal (en milímetros).

- b) la distancia entre dos redondos longitudinales consecutivos enlazados por cercos o atados transversales no supera 200 mm. Además, en base a lo dispuesto en el punto (6) del apartado 9.5.3 del Anejo 19 del Código Estructural, deberá cumplirse que toda barra longitudinal quede adecuadamente sujeta por la esquina de un cerco o por un atado transversal cuando se encuentre a más de 150 mm de otra que se halle sujeta.

(12) La armadura transversal en las zonas críticas de la base de pilares sismorresistentes primarios se puede determinar según el Anejo 19 del Código Estructural, si la carga axial reducida en la situación sísmica de cálculo es menor de 0,2 y el valor del coeficiente de comportamiento  $q$  usado para el cálculo no supera 2,0.

#### 5.4.3.3 Juntas entre viga y pilar

(1) La armadura horizontal de confinamiento en juntas de vigas sismorresistentes primarias con pilares no deberá ser menor que la especificada en los puntos **(8)** a **(11)** del apartado 5.4.3.2.2 para las zonas críticas de los pilares, con la excepción del caso indicado en el siguiente punto.

(2) Si las vigas concurren en las cuatro caras de la junta y su anchura es al menos tres cuartos de la dimensión paralela de la sección transversal del pilar, la separación de la armadura horizontal de confinamiento en la junta puede aumentarse al doble de lo especificado en el punto **(1)** de este apartado, pero sin superar 150 mm.

(3) Entre las armaduras de esquina del pilar se debe disponer al menos un redondo vertical intermedio a cada lado de la junta entre vigas sismorresistentes primarias y pilares.

#### 5.4.3.4 Muros (muros pantalla) dúctiles

##### 5.4.3.4.1 Resistencia a flexión y cortante

(1) Las resistencias a flexión y cortante deben calcularse conforme al Anejo 19 del Código Estructural, usando el valor del esfuerzo axial obtenido del cálculo en la situación sísmica de cálculo, a menos que se especifique lo contrario en los siguientes puntos.

(2) En muros sismorresistentes primarios el valor de la carga axial normalizada,  $\nu_d$ , no deberá superar 0,4.

(3) La armadura vertical del alma debe tenerse en cuenta en el cálculo de la resistencia a flexión de las secciones del muro.

(4) Las secciones de muros compuestos que consten de segmentos conectados o entrecruzados (secciones en L, T, U, I, o similares) deberán considerarse unidades integrales, consistentes en un alma o almas paralelas, o aproximadamente paralelas, a la dirección del esfuerzo cortante sísmico actuante, y en un ala o alas normales, o aproximadamente normales, a dicha dirección. Para calcular la resistencia a flexión, la anchura eficaz del ala a cada lado de un alma deberá suponerse que se extiende desde la cara del alma hasta una distancia mínima de:

- a) la anchura real del ala;
- b) la mitad de la distancia a un alma adyacente del muro; y
- c) el 25% de la altura total del muro por encima del nivel considerado.

##### 5.4.3.4.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1) La altura de la zona crítica,  $h_{cr}$ , por encima de la base del muro se puede estimar como sigue:

$$h_{cr} = \max [I_w h_w / 6] \quad (5.19a)$$

pero con:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{para } n \leq 6 \text{ plantas} \\ h_s & \text{para } n \geq 7 \text{ plantas} \end{cases} \quad (5.19b)$$

donde  $h_s$  es la altura libre de la planta, y donde la base se define como el nivel de la cimentación o del empotramiento en las plantas de sótano con diafragmas rígidos y muros perimetrales.

(2) En las zonas críticas de muros, se deberá disponer un valor del coeficiente de ductilidad en curvaturas,  $\mu_\phi$ , que sea al menos igual al calculado mediante las ecuaciones (5.4) y (5.5) del punto **(3)** del apartado **5.2.3.4**, donde el valor de base del coeficiente de comportamiento,  $q_o$ , en dichas ecuaciones se reemplaza por el producto de  $q_o$  veces el valor máximo de la relación  $M_{Ed}/M_{Rd}$  en la base del muro en la situación sísmica de cálculo, en las que  $M_{Ed}$  es el valor de cálculo del momento flector obtenido del análisis, y  $M_{Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia a flexión.

(3) A menos que se use un método más preciso, el valor de  $\mu_\phi$  especificado en el punto **(2)** de este apartado se puede lograr mediante armadura de confinamiento dentro de las zonas de borde de la sección transversal, llamadas elementos de contorno, la extensión de las cuales deberá determinarse según el punto **(6)** de este apartado. La cuantía de armadura de confinamiento se deberá calcular según los puntos **(4)** y **(5)** siguientes.

(4) En el caso de muros con secciones transversales rectangulares, la cuantía mecánica volumétrica de la armadura de confinamiento necesaria,  $\omega_{wd}$ , en los elementos de contorno deberá satisfacer la ecuación siguiente, con los valores de  $\mu_\phi$  indicados en el punto **(2)** anterior:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.20)$$

cuyos parámetros se definen en el punto **(8)** del apartado **5.4.3.2.2**, excepto  $\omega_v$ , que es la cuantía mecánica de la armadura vertical del alma ( $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$ ).

(5) En el caso de muros con rigidizadores o alas, o con sección compuesta de varias partes rectangulares (secciones en T, L, I, U, etc.), la cuantía mecánica volumétrica de la armadura de confinamiento en los elementos de contorno se puede determinar como sigue:

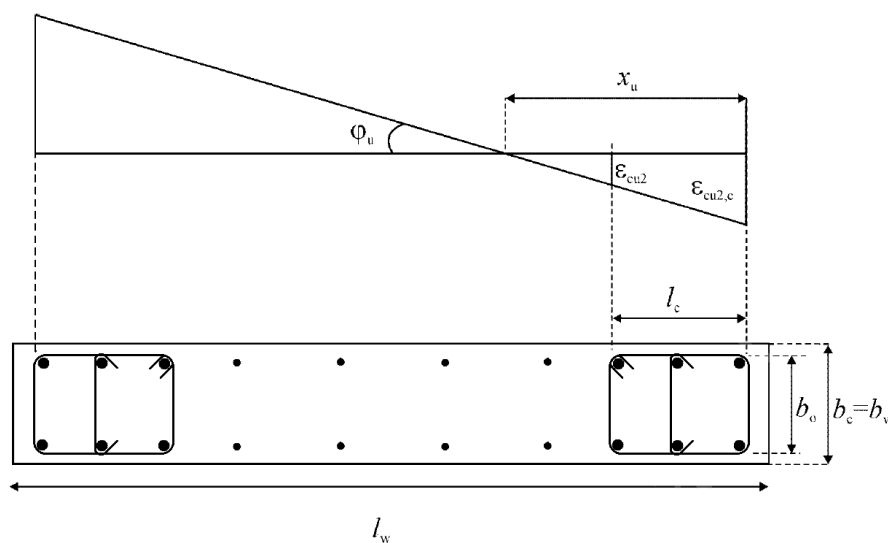
- a) el esfuerzo axil,  $N_{Ed}$ , y el área total de la armadura vertical del alma,  $A_{sv}$ , se deben normalizar a  $h_c b_c f_{cd}$ , donde la anchura del rigidizador o ala comprimida se toma igual a la anchura de la sección transversal  $b_c$  ( $\nu_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$ ,  $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$ ). La profundidad de la fibra neutra  $x_u$  correspondiente a la situación de curvatura última después de la pérdida del recubrimiento (desconchado) del hormigón situado fuera del núcleo confinado de los elementos de contorno se puede estimar como:

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (5.21)$$

donde  $b_o$  es la anchura del núcleo confinado en los elementos de contorno, rigidizadores o alas. Si el valor de  $x_u$  de la ecuación (5.21) no es mayor que el canto del rigidizador o ala después de la pérdida del recubrimiento de hormigón, la cuantía mecánica volumétrica de la armadura de confinamiento en el rigidizador o ala se determina como en el punto a) de este apartado (es decir, según la ecuación (5.20), el punto **(4)** del apartado 5.4.3.4.2) con  $v_u$ ,  $\omega_c$ ,  $b_c$  y  $b_o$  referidos al canto del rigidizador o ala.

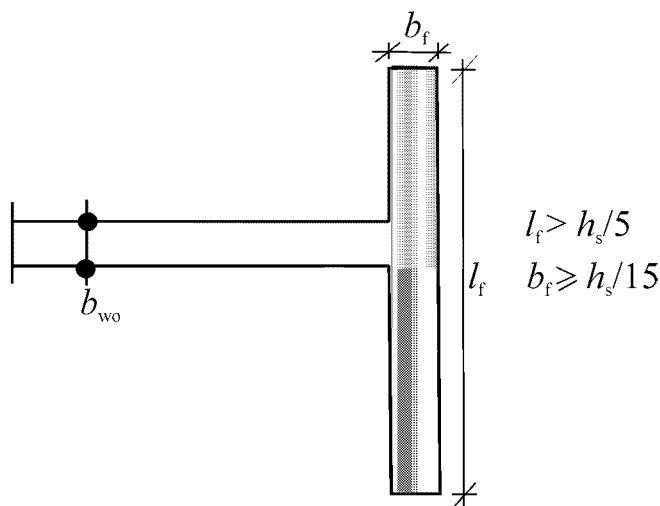
- b) si el valor de  $x_u$  es mayor que la anchura del rigidizador o del ala después de la pérdida del recubrimiento de hormigón, se puede seguir el método general basado en: 1) la definición del coeficiente de ductilidad en curvaturas como  $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ , 2) el cálculo de  $\phi_u$  como  $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$  y de  $\phi_y$  como  $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$ ; 3) la sección de equilibrio para la estimación de la profundidad de la fibra neutra  $x_u$  y  $x_y$ ; y 4) los valores de la resistencia y la deformación unitaria última del hormigón confinado,  $f_{ck,c}$  y  $\varepsilon_{cu2,c}$  en función de la tensión lateral eficaz de confinamiento (véase el apartado 3.1.9 del Anejo 19 del Código Estructural). La armadura de confinamiento y la longitud de los muros confinados se deberán dimensionar en consecuencia.

(6) La armadura indicada en los puntos **(3)** a **(5)** de este apartado deberá extenderse verticalmente sobre la altura  $h_{cr}$  de la zona crítica, de acuerdo con lo definido en el punto **(1)** del apartado 5.4.3.4.2 y horizontalmente sobre una longitud  $l_c$  medida desde la fibra extrema de compresión del muro hasta el punto en el que el hormigón no confinado pudiera desconcharse debido a altas deformaciones unitarias por compresión. Si no se dispone de datos más precisos, la deformación de compresión unitaria última del hormigón no confinado a la cual se espera el desconchado se puede tomar igual a  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ . El elemento de contorno confinado se puede limitar hasta una distancia  $x_u (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$  desde el eje del cerco próximo a la fibra extrema de compresión, siendo  $x_u$  la profundidad de la zona de compresión confinada, correspondiente a la curvatura última estimada por equilibrio (véase la ecuación (5.21) para una anchura de la zona de compresión confinada,  $b_o$ , constante) y la deformación unitaria última del hormigón confinado,  $\varepsilon_{cu2,c}$ , estimada en base al apartado 3.1.9 del Anejo 19 del Código Estructural como  $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$  (véase la figura 5.8). La longitud  $l_c$  del elemento de contorno confinado no deberá ser menor de  $0,15 \cdot l_w$  o  $1,50 \cdot b_w$



**Figura 5.8 - Elemento de contorno confinado de un extremo de muro con borde libre (parte superior: deformaciones unitarias para la curvatura última; parte inferior: sección transversal del muro)**

(7) No es necesario disponer de un elemento de contorno confinado sobre alas de muro que tenga un espesor  $b_f \geq h_s/15$  y anchura  $l_f \geq h_s/5$ , donde  $h_s$  designa la altura libre de planta (véase la figura 5.9). No obstante, los elementos de contorno confinados pueden ser necesarios en el extremo de este tipo de alas, debido a la flexión fuera de plano del muro.

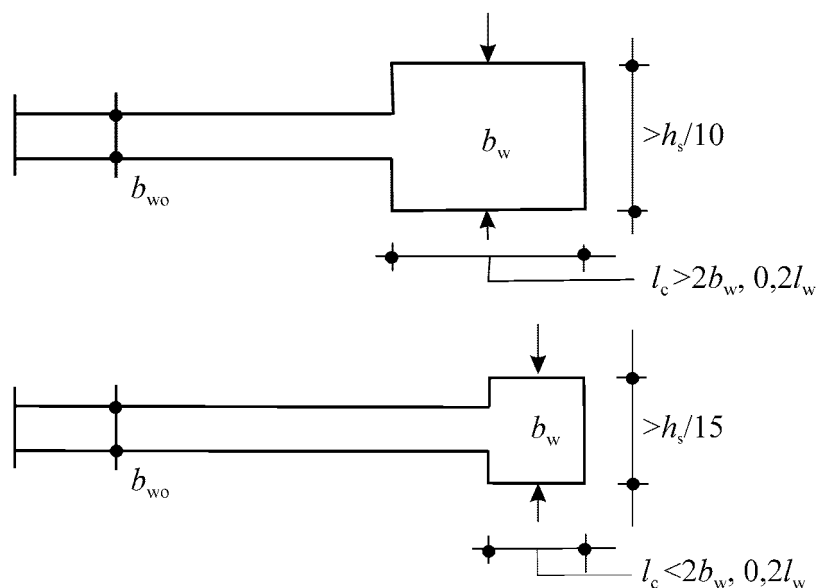


**Figura 5.9 – Elementos de contorno confinados no necesarios en extremo de muros con un gran rigidizador transversal**

(8) La cuantía de armadura longitudinal en los elementos de contorno no deberá ser menor de 0,005.

(9) Las disposiciones de los puntos **(9)** a **(11)** del apartado 5.4.3.2.2 se aplican también dentro de los elementos de contorno de muros. Se deberán usar cercos solapados, de forma que cualquier redondo longitudinal se enlace por un cerco o un atado transversal, empleando ganchos doblados a  $135^\circ$  y de longitud  $10 d_{bw}$ .

(10) El espesor  $b_w$  de las partes confinadas de la sección del muro (elementos de contorno) no deberá ser menor de 200 mm. Además, si su longitud no supera el mayor valor entre  $2b_w$  y  $0,2 l_w$ ,  $b_w$  no deberá ser menor de  $h_s/15$ , donde  $h_s$  designa la altura libre de planta. Si dicha longitud supera el máximo valor entre  $2b_w$  y  $0,2 l_w$ ,  $b_w$  no deberá ser menor de  $h_s/10$  (véase la figura 5.10).



**Figura 5.10 – Espesor mínimo de los elementos de contorno confinados**

(11) En las zonas del muro situadas por encima de la zona crítica, sólo se aplican las reglas pertinentes del Anejo 19 del Código Estructural relativas a las armaduras vertical, horizontal y transversal. No obstante, en aquellas partes de la sección en las cuales la deformación unitaria de compresión,  $\varepsilon_c$ , sea mayor de 0,002 en la situación sísmica de cálculo, se deberá disponer una cuantía mínima para la armadura vertical de 0,005.

(12) La armadura transversal de los elementos de contorno indicada en los puntos **(4)** a **(10)** de este apartado se puede determinar considerando sólo los requisitos del Anejo 19 del Código Estructural si se cumple cualquiera de las condiciones siguientes:

- a) el valor de cálculo del esfuerzo axil reducido,  $\nu_d$ , no es mayor de 0,15; o,
- b) el valor de  $\nu_d$  no es mayor de 0,20 y el coeficiente  $q$  usado para el cálculo se ha reducido en un 15%.

#### **5.4.3.5 Muros de grandes dimensiones ligeramente armados**

##### **5.4.3.5.1 Resistencia a flexión**

(1) Se debe comprobar el ELU de flexión con esfuerzo axil suponiendo fisuración horizontal, de acuerdo con las disposiciones específicas indicadas en el Anejo 19 del Código Estructural, incluyendo la hipótesis de secciones planas.

(2) Se deben limitar las tensiones normales en el hormigón a fin de prevenir la inestabilidad fuera de plano del muro.

(3) El requisito especificado en el punto **(2)** de este apartado se puede satisfacer utilizando a las reglas relativas a los efectos de segundo orden indicadas en el Anejo 19 del Código Estructural, complementadas con otras reglas relativas a las tensiones normales en hormigón, si fuera necesario.

(4) Cuando se considera el esfuerzo axil dinámico de los puntos **(3)** y **(4)** del apartado **5.4.2.5** en la comprobación del ELU de flexión con esfuerzo axil, la deformación unitaria última,  $\varepsilon_{cu2,c}$ , del hormigón

no confinado se puede aumentar a 0,005. Puede tomarse un valor mayor para hormigón confinado, de acuerdo con el apartado 3.1.9 del Anejo 19 del Código Estructural, siempre que se considere la pérdida del recubrimiento (desconchado) del hormigón no confinado.

#### 5.4.3.5.2 Resistencia a cortante

(1) Debido al margen de seguridad proporcionado por la mayoración de los valores de cálculo de los esfuerzos cortantes en los puntos (1) y (2) del apartado 5.4.2.5 y al hecho de que la respuesta (incluyendo la posible fisuración inclinada) está controlada respecto a la deformación, siempre que el valor de  $V_{Ed}$  indicado en el punto (2) del apartado 5.4.2.5 sea menor o igual que el valor de cálculo de la resistencia a cortante  $V_{Rd,c}$  indicada en el apartado 6.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural, no se requiere en el alma una cuantía mínima de armadura de cortante,  $\rho_{w,min}$ .

NOTA El valor de  $\rho_{w,min}$  es el valor mínimo para muros indicado en el Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Siempre que no se cumpla la condición  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , se deberá calcular la armadura de cortante del alma conforme al Anejo 19 del Código Estructural en base a un modelo celosía de inclinación variable o un modelo de bielas y tirantes según sea más apropiado para la geometría particular del muro.

(3) Si se usa un modelo de bielas y tirantes, la anchura de la biela deberá tener en cuenta la presencia de aberturas, y no deberá ser mayor que el menor valor entre  $0,25 l_w$  y  $4 b_{w0}$ .

(4) El ELU de esfuerzo cortante debido al deslizamiento en juntas de construcción horizontal deberá comprobarse conforme al apartado 6.2.5 del Anejo 19 del Código Estructural, con una longitud de anclaje de las armaduras que cruzan la interfaz que actúan como zunchos, aumentada en un 50% respecto a la requerida por el Anejo 19 del Código Estructural.

#### 5.4.3.5.3 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1) Las armaduras verticales necesarias para la comprobación del ELU de flexión con esfuerzo axial, o para satisfacer cualquier requisito de armadura mínima, se deberán enlazar por un cerco o un atado transversal con diámetro no menor de 6 mm o un tercio del diámetro del redondo vertical,  $d_{bL}$ . Los cercos o atados transversales deberán tener una separación vertical no mayor que el menor valor entre 100 mm o  $8 d_{bL}$ .

(2) Las armaduras necesarias para la comprobación del ELU de flexión con esfuerzo axial, y coaccionados lateralmente por cercos o atados transversales conforme al punto (1) anterior, deberán concentrarse en elementos de contorno en los extremos de la sección transversal. Estos elementos deberán extenderse a lo largo de la longitud  $l_w$  del muro, una distancia no menor que el mayor valor entre  $b_w$  y  $3 b_w \sigma_{cm} / f_{cd}$ , donde  $\sigma_{cm}$  es el valor medio de la tensión del hormigón en la zona de compresión, en el ELU de flexión con esfuerzo axial. El diámetro de los redondos verticales no deberá ser menor de 12 mm en la planta más baja del edificio, o en cualquier planta donde la longitud  $l_w$  del muro se reduce, respecto a la de la planta de debajo, en más de un tercio de la altura de planta  $h_s$ . En todas las demás plantas, el diámetro de los redondos verticales no deberá ser menor de 10 mm.

(3) Para evitar el cambio de modo de comportamiento de uno controlado por flexión a uno controlado por cortante, la cuantía de la armadura vertical situada en la sección del muro no deberá superar innecesariamente la cantidad requerida para la comprobación del ELU de flexión con esfuerzo axial ni la requerida para la integridad del hormigón.

(4) Se deberán disponer sistemas de atado continuos de acero, horizontales o verticales: (a) a lo largo de todas las intersecciones de muros o conexiones con alas o rigidizadores; (b) a todos los niveles de forjado, y (c) alrededor de las aberturas en muros. Como mínimo, estos sistemas de atado deberán satisfacer el

apartado **9.10** del Anejo 19 del Código Estructural.

## **5.5 Dimensionamiento para la clase de ductilidad alta (DCH)**

### **5.5.1 Restricciones geométricas y materiales**

#### **5.5.1.1 Materiales**

- (1) En elementos sísmicos primarios no se debe usar hormigón de resistencia característica  $f_{ck}$  inferior a  $25 \text{ N/mm}^2$ , de acuerdo con lo establecido en el artículo 33.4 del Código Estructural.
- (2) El requisito especificado en el punto **(2)** del apartado **5.4.1.1** se aplica a este apartado.
- (3) En las zonas críticas de elementos sísmicos primarios, debe usarse acero para armaduras pasivas de tipo SD según se define en los artículos 34 y 35 del Código Estructural. Además, el valor característico superior (percentil 95%) de la resistencia real correspondiente al límite elástico,  $f_{yk,0,95}$ , no debe superar el valor nominal en más del 25%.

#### **5.5.1.2 Restricciones geométricas**

##### **5.5.1.2.1 Vigas**

- (1) La anchura de las vigas sismorresistentes primarias no debe ser menor de 200 mm.
- (2) La relación entre anchura y altura del alma de las vigas sismorresistentes primarias debe satisfacer la ecuación (5.40b) del Anejo 19 del Código Estructural.
- (3) Se aplica el punto **(1)** del apartado **5.4.1.2.1**.
- (4) Se aplica el punto **(2)** del apartado **5.4.1.2.1**.
- (5) Se aplica el punto **(3)** del apartado **5.4.1.2.1**.

##### **5.5.1.2.2 Pilares**

- (1) La dimensión mínima de la sección de los pilares sismorresistentes primarios no debe ser menor de 250 mm.
- (2) Se aplica el punto **(1)** del apartado **5.4.1.2.2**.

##### **5.5.1.2.3 Muros dúctiles**

- (1) Las disposiciones se aplican a los muros sencillos, así como a los componentes individuales de muros sismorresistentes primarios acoplados, bajo efectos de acción en su plano, con empotramiento total y anclajes en sus bases, sobre sótanos o cimentaciones adecuadas, de manera que el muro no pueda girar en su base. A este respecto, no se permiten los muros soportados por losas o vigas (véase también **5.4.1.2.5**).
- (2) Se aplica el punto **(1)** del apartado **5.4.1.2.3**.
- (3) Se aplican los requisitos adicionales relativos al espesor de elementos de contorno confinados de muros sismorresistentes primarios, tal como se especifica en los puntos **(8)** y **(9)** del apartado **5.5.3.4.5**.
- (4) En muros sismorresistentes primarios se deberán evitar las aberturas no organizadas, dispuestas

de modo irregular para formar muros acoplados a menos que su influencia, bien se tenga en cuenta en el cálculo, dimensionamiento y detalles constructivos, o bien sea despreciable.

#### **5.5.1.2.4 Reglas específicas para vigas que soportan elementos verticales discontinuos**

(1) Se aplica el punto **(1)** del apartado 5.4.1.2.5.

(2) Se aplica el punto **(2)** del apartado 5.4.1.2.5.

### **5.5.2 Efectos de la acción de cálculo**

#### **5.5.2.1 Vigas**

(1) Se aplica el punto **(1)** del apartado 5.4.2.1 para los valores de cálculo de los momentos flectores y esfuerzos axiales.

(2) Se aplica el punto **(1)** del apartado 5.4.2.2.

(3) Se aplica el punto **(2)** del apartado 5.4.2.2, con el valor  $\gamma_{Rd} = 1,2$  en la ecuación (5.8).

#### **5.5.2.2 Pilares**

(1) Se aplica el punto **(1)** del apartado 5.4.2.1 (que hace referencia también a los requisitos de dimensionamiento por capacidad del punto **(2)** del apartado 5.2.3.3) para los valores de cálculo de los momentos flectores y esfuerzos axiales.

(2) Se aplica el punto **(1)** del apartado 5.4.2.3.

(3) Se aplica el punto **(2)** del apartado 5.4.2.3, con el valor  $\gamma_{Rd} = 1,3$  en la ecuación (5.9).

(4) Se aplica el punto **(3)** del apartado 5.4.2.3.

#### **5.5.2.3 Juntas entre viga y pilar**

(1) El esfuerzo cortante horizontal que actúa en torno al núcleo de una junta entre vigas y pilares sismorresistentes primarios se debe determinar teniendo en cuenta las condiciones pésimas bajo carga sísmica, es decir, las condiciones de dimensionamiento por capacidad para las vigas concurrentes en la junta y los menores valores del esfuerzo cortante compatibles en el resto de elementos concurrentes.

(2) Se pueden usar ecuaciones simplificadas para determinar el esfuerzo cortante actuante en el núcleo de hormigón de las juntas del modo siguiente:

a) para juntas entre viga y pilar interiores:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \quad (5.22)$$

b) para juntas entre viga y pilar exteriores:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \quad (5.23)$$

Donde

- $A_{s1}$  es el área de la armadura superior de la viga;
- $A_{s2}$  es el área de la armadura inferior de la viga;
- $V_c$  es el esfuerzo cortante en el pilar por encima de la junta, obtenido del cálculo en la situación sísmica de cálculo;
- $\gamma_{Rd}$  es un coeficiente que representa la posible reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero, que no deberá ser menor de 1,2.

(3) Los esfuerzos cortantes actuantes en las juntas se deben corresponder con la dirección pésima de la acción sísmica, lo que influye a la hora de escoger los valores  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$  y  $V_c$  que se utilizan en las ecuaciones (5.22) y (5.23).

#### 5.5.2.4 Muros dúctiles

##### 5.5.2.4.1 Disposiciones especiales para muros esbeltos en su plano

- (1) Se aplica el punto **(1)** del apartado 5.4.2.4.
- (2) Se aplica el punto **(2)** del apartado 5.4.2.4.
- (3) Se aplica el punto **(3)** del apartado 5.4.2.4.
- (4) Se aplica el punto **(4)** del apartado 5.4.2.4.
- (5) Se aplica el punto **(5)** del apartado 5.4.2.4.
- (6) Se aplica el punto **(6)** del apartado 5.4.2.4.
- (7) Los requisitos del punto **(6)** se consideran cumplidos si se aplica el siguiente procedimiento simplificado, incorporando el criterio de dimensionamiento por capacidad:

Los valores de cálculo de los esfuerzos cortantes,  $V_{Ed}$ , se deberán obtener de la ecuación:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed} \quad (5.24)$$

Donde

- $V'_{Ed}$  es el esfuerzo cortante obtenido del cálculo;
- $\varepsilon$  es el coeficiente de mayoración, calculado a partir de la ecuación (5.25) y siendo no menor de 1,5:

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left( \frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0,1 \left( \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \leq q \quad (5.25)$$

Donde

- $q$  es el coeficiente de comportamiento usado en el cálculo;
- $M_{Ed}$  es el valor de cálculo del momento flector en la base del muro;
- $M_{Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia a flexión en la base del muro;
- $\gamma_{Rd}$  es un coeficiente que representa la posible reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero; si no se dispone de datos más precisos se puede tomar  $\gamma_{Rd}$  igual a 1,2;
- $T_1$  es el periodo fundamental de vibración del edificio en la dirección de los esfuerzos cortantes  $V_{Ed}$ ;
- $T_c$  es el límite superior del tramo de aceleración espectral constante (véase 3.2.2);
- $S_e(T)$  es la ordenada del espectro de respuesta elástico (véase 3.2.2).

(8) Las disposiciones del punto (8) del apartado 5.4.2.4 se aplican a muros esbeltos de clase de ductilidad DCH.

#### 5.5.2.4.2 Disposiciones especiales para muros bajos

(1) Para aquellos muros sismorresistentes primarios con una relación altura-longitud  $h_w/l_w$  no mayor de 2,0, no hay necesidad de modificar los momentos flectores que resultan del cálculo. También se pueden despreciar los incrementos de cortante debidos a efectos dinámicos.

(2) El esfuerzo cortante  $V'_{Ed}$  obtenido del análisis se deberá mayorar según la siguiente ecuación:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left( \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed} \quad (5.26)$$

(véase el punto (7) del apartado 5.5.2.4.1 para las definiciones y los valores de las variables).

### 5.5.3 Comprobación en ELU y detalles constructivos

#### 5.5.3.1 Vigas

##### 5.5.3.1.1 Resistencia a flexión

- (1) La resistencia a flexión debe calcularse conforme al Anejo 19 del Código Estructural.
- (2) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.3.1.1.
- (3) Se aplica el punto (3) del apartado 5.4.3.1.1.

##### 5.5.3.1.2 Resistencia a cortante

(1) Los cálculos y comprobaciones de la resistencia a cortante se deben realizar conforme al Anejo 19 del Código Estructural, a menos que se especifique lo contrario en los puntos siguientes.

(2) En las zonas críticas de pilares sismorresistentes primarios, la inclinación  $\theta$  de las bielas en un modelo de celosía debe ser  $45^\circ$ .

(3) Por lo que respecta a la disposición de la armadura de cortante dentro de las zonas críticas de los extremos de una viga sismorresistente primaria donde la viga se integra en el pilar se deberán diferenciar los casos siguientes, dependiendo del valor algebraico de la relación  $\zeta = V_{Ed,mín.}/V_{Ed,máx.}$  entre los valores mínimo y máximo de los esfuerzos cortantes actuantes, conforme al punto **(3)** del apartado 5.5.2.1.

- a) Si  $\zeta \geq -0,5$ , la resistencia a cortante proporcionada por la armadura se deberá calcular conforme al Anejo 19 del Código Estructural.
- b) Si  $\zeta < -0,5$ , es decir, cuando se espera una inversión casi completa de esfuerzos cortantes, entonces:

$$i) \quad \text{si } |V_E|_{máx.} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (5.27)$$

donde  $f_{ctd}$  es el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón, se aplica la regla a) de este punto.

- ii) si  $|V_E|_{máx.}$  supera el valor límite de la ecuación (5.27), se deberá disponer armadura inclinada en dos direcciones, bien a  $\pm 45^\circ$  respecto al eje de la viga, o bien a lo largo de las dos diagonales en altura de la viga, y la mitad del  $|V_E|_{máx.}$  se deberá resistir por cercos y la otra mitad por armadura inclinada;

– en este caso, la comprobación se realiza mediante la condición:

$$0,5 V_{Emáx.} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (5.28)$$

Donde

$A_s$  es el área de la armadura inclinada en una dirección que atraviesa el plano de deslizamiento potencial (es decir, la sección transversal extrema de la viga);

$\alpha$  es el ángulo entre la armadura inclinada y el eje de la viga (normalmente  $\alpha = 45^\circ$ , o  $\tan \alpha \approx (d-d')/b$ ).

### 5.5.3.1.3 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1) Se deben considerar como zonas críticas aquellas partes de una viga sismorresistente primaria situadas dentro de una distancia  $l_{cr} = 1,5 h_w$ , medida desde una sección transversal en un extremo donde la viga se integra en una junta entre viga y pilar, así como las comprendidas dentro de la misma distancia  $l_{cr} = 1,5 h_w$ , considerada a ambos lados de cualquier otra sección transversal susceptible de plastificar en la situación sísmica de cálculo.

(2) Se aplica el punto **(2)** del apartado 5.4.3.1.2.

(3) Se aplica el punto **(3)** del apartado 5.4.3.1.2.

- (4) Se aplica el punto **(4)** del apartado **5.4.3.1.2**.
- (5) Para cumplir las condiciones de ductilidad necesarias, se deben satisfacer las condiciones siguientes a lo largo de toda la longitud de la viga sismorresistente primaria:
- a) se debe satisfacer el punto **(5)** del apartado **5.4.3.1.2**;
  - b) se deben disponer al menos dos redondos de alta adherencia con  $d_b = 14$  mm tanto en la cara superior como en la inferior de la viga, los cuales se prolongarán a lo largo de toda la longitud de dicha viga;
  - c) un cuarto de la sección máxima de la armadura superior sobre los apoyos se debe prolongar a lo largo de toda la longitud de la viga.
- (6) Se aplica el punto **(6)** del apartado **5.4.3.1.2**, reemplazando la ecuación (5.13) por la siguiente:

$$s = \text{mín.} \{ h_w / 4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL} \} \quad (5.29)$$

### 5.5.3.2 Pilares

#### 5.5.3.2.1 Resistencias

- (1) Se aplica el punto **(1)** del apartado **5.4.3.2.1**.
- (2) Se aplica el punto **(2)** del apartado **5.4.3.2.1**.
- (3) En pilares sismorresistentes primarios, el valor del esfuerzo axial reducido  $\nu_d$  no debe superar 0,55.

#### 5.5.3.2.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

- (1) Se aplica el punto **(1)** del apartado **5.4.3.2.2**.
- (2) Se aplica el punto **(2)** del apartado **5.4.3.2.2**.
- (3) Se aplica el punto **(3)** del apartado **5.4.3.2.2**.
- (4) En ausencia de datos más precisos, la longitud de la zona crítica  $l_{cr}$  (en metros) se puede calcular como sigue:

$$l_{cr} = \text{máx.} \{ 1,5h_c; l_{cl} / 6; 0,6 \} \quad (5.30)$$

Donde

$h_c$  es la mayor dimensión de la sección transversal del pilar (en metros); y

$l_{cl}$  es la longitud libre del pilar (en metros).

- (5) Se aplica el punto **(5)** del apartado **5.4.3.2.2**.
- (6) Se aplica el punto **(6)** del apartado **5.4.3.2.2**.

(7) Los detalles constructivos de las zonas críticas situadas por encima de la base del pilar deberán basarse en un valor mínimo del coeficiente de ductilidad en curvaturas,  $\mu_\phi$  (véase 5.2.3.4), obtenido del punto (3) del apartado 5.2.3.4. Si el pilar se protege frente a la aparición de rótulas plásticas por el procedimiento de dimensionamiento por capacidad del punto (4) del apartado 4.4.2.3 [es decir, se satisface la ecuación (4.29)], el valor  $q_o$  de las ecuaciones (5.4) y (5.5) se puede sustituir por 2/3 del valor de  $q_o$  que se aplica en una dirección paralela al canto transversal del pilar.

(8) Se aplica el punto (7) del apartado 5.4.3.2.2.

(9) Los requisitos de los puntos (6), (7) y (8) de este apartado se consideran satisfechos si se cumple el punto (8) del apartado 5.4.3.2.2 con los valores de  $\mu_\phi$  especificados en dichos puntos (6) y (7).

(10) El valor mínimo de  $\omega_{wd}$  a disponer dentro de la zona crítica es 0,12 en la base del pilar, o 0,08 en todas las zonas críticas del pilar situadas por encima de la base.

(11) Se aplica el punto (10) del apartado 5.4.3.2.2.

(12) Las condiciones mínimas indicadas en el punto (11) se consideran satisfechas si se cumplen los siguientes requisitos:

a) el diámetro  $d_{bw}$  de los cercos es al menos igual a:

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL, \text{máx.}} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}} \quad (5.31)$$

b) la separación  $s$  de los cercos (en milímetros) no es mayor de:

$$s = \text{mín.} \{ b_o / 3; 125; 6d_{bL} \} \quad (5.32)$$

Donde

$b_o$  (en milímetros) es la dimensión mínima del núcleo de hormigón (interior a los cercos);  
y

$d_{bL}$  es el diámetro mínimo de redondos longitudinales (en milímetros).

c) la distancia entre redondos longitudinales consecutivos enlazados por cercos o atados transversales no supera 150 mm.

(13) En las dos plantas inferiores de los edificios, se deben disponer también cercos, de acuerdo con los puntos (11) y (12) de este apartado, más allá de las zonas críticas a lo largo de una longitud adicional igual a la mitad de la longitud de dichas zonas.

(14) La cuantía de armadura longitudinal en la base del pilar de la planta inferior del edificio (es decir, donde el pilar conecta con la cimentación) no deberá ser menor que la dispuesta en la parte superior de la misma.

### 5.5.3.3 Juntas entre viga y pilar

(1) La compresión diagonal inducida en la junta por el mecanismo de biela no debe superar la resistencia a compresión del hormigón en presencia de deformaciones unitarias por tracción transversal.

(2) En ausencia de un modelo más preciso, el requisito indicado en el punto **(1)** anterior se puede satisfacer con la ayuda de las reglas siguientes:

a) en las juntas entre vigas y pilares interiores, se deberá satisfacer la ecuación:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\nu_d}{\eta} b_j h_{jc}} \quad (5.33)$$

Donde

$$\eta = 0,61(1 - f_{ck}/250)$$

$h_{jc}$  es la distancia entre capas extremas de las armaduras del pilar;

$b_j$  se define en la ecuación (5.34);

$\nu_d$  es el esfuerzo axial reducido en el pilar por encima de la junta;

$f_{ck}$  se expresa en MPa.

b) en juntas entre viga y pilar exteriores:

$V_{jhd}$  deberá ser menor del 80% del valor dado en la parte derecha de la ecuación (5.33), donde:

$V_{jhd}$  viene definido por las ecuaciones (5.22) y (5.23), respectivamente;

y la anchura eficaz de la junta,  $b_j$ , es:

$$a) \quad \text{si } b_c > b_w : b_j = \text{mín. } \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\} \quad (5.34a)$$

$$b) \quad \text{si } b_c < b_w : b_j = \text{mín. } \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\} \quad (5.34b)$$

(3) Se deberá disponer un confinamiento adecuado (tanto horizontal como vertical) de la junta, a fin de limitar la tensión de tracción diagonal máxima del hormigón, máx.  $\sigma_{ct}$ , a  $f_{ctd}$ . En ausencia de un modelo más preciso, esta condición se puede satisfacer mediante la colocación de cercos horizontales de diámetro no menor de 6 mm en la junta, de modo que:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left( \frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad (5.35)$$

Donde

- $A_{sh}$  es el área total de los cercos horizontales;
- $V_{jhd}$  se define en las ecuaciones (5.22) y (5.23);
- $h_{jw}$  es la distancia entre las armaduras superior e inferior de la viga;
- $h_{jc}$  es la distancia entre las capas extremas de la armadura del pilar;
- $b_j$  se define en la ecuación (5.34);
- $\nu_d$  es el valor de cálculo del esfuerzo axial reducido del pilar, por encima de la unión ( $\nu_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );
- $f_{ctd}$  es el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón, conforme al Anejo 19 del Código Estructural.

(4) Como alternativa a la regla indicada en el punto **(3)** de este apartado, la integridad de la junta después de la fisuración diagonal se puede asegurar mediante armadura de cercos horizontales. Para ello, se deberá disponer en la junta del área total de cercos horizontales siguiente:

a) en juntas interiores:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 \nu_d) \quad (5.36a)$$

b) en juntas exteriores:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 \nu_d) \quad (5.36b)$$

donde  $\gamma_{Rd}$  es igual a 1,2 (véase el punto **(2)** del apartado 5.5.2.3) y el valor de cálculo del esfuerzo axial reducido,  $\nu_d$ , hace referencia a la parte del pilar situada sobre la junta de la ecuación (5.36a), o a la parte del pilar situada bajo la junta en la ecuación (5.36b).

(5) Los cercos horizontales calculados según los puntos **(3)** y **(4)** de este apartado se deberán distribuir uniformemente dentro de la altura  $h_{jw}$  entre las armaduras superior e inferior de la viga. En juntas exteriores, éstas deberán encerrar los extremos de las armaduras de la viga dobladas hacia la junta.

(6) Se deberá disponer una armadura vertical adecuada en el pilar que pase a través de la junta, de modo que:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw}) \quad (5.37)$$

donde  $A_{sh}$  es el área total de los cercos horizontales, requerida según los puntos **(3)** y **(4)** de este apartado, y  $A_{sv,i}$  es el área total de los redondos intermedios colocados en las caras relevantes del pilar, entre los redondos de esquina de la misma (incluyendo los redondos que forman parte de la armadura longitudinal de los pilares).

(7) Se aplica el punto **(1)** del apartado 5.4.3.3.

(8) Se aplica el punto **(2)** del apartado **5.4.3.3**.

(9) Se aplica el punto **(3)** del apartado **5.4.3.3**.

#### **5.5.3.4 Muros dúctiles**

##### **5.5.3.4.1 Resistencia a flexión**

(1) La resistencia a flexión se debe evaluar y comprobar del mismo modo que en pilares, bajo el esfuerzo axial más desfavorable para la situación sísmica de cálculo.

(2) En muros sísmicos primarios, el valor del esfuerzo axial reducido,  $v_d$ , no deberá superar 0,35.

##### **5.5.3.4.2 Rotura por compresión diagonal del alma debido a esfuerzo cortante**

(1) El valor de  $V_{Rd,máx.}$  se puede calcular como sigue:

a) fuera de la zona crítica:

según el Anejo 19 del Código Estructural, con una longitud del brazo mecánico interno,  $z$ , igual  $0,8 l_w$  y una inclinación de la biela de compresión respecto a la vertical, dada por  $\tan \theta$ , igual a 1,0.

b) dentro de la zona crítica:

40% del valor fuera de la zona crítica.

##### **5.5.3.4.3 Rotura por tracción diagonal del alma debido a esfuerzo cortante**

(1) El cálculo de la armadura del alma para la comprobación del ELU de cortante debe tener en cuenta el valor de la relación de cortante  $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} l_w)$ . Se deberá utilizar el valor máximo de  $\alpha_s$  en una determinada planta del edificio para la comprobación del ELU de cortante de dicha planta.

(2) Si  $\alpha_s \geq 2,0$ , se aplican las disposiciones indicadas en los puntos **(1)** a **(7)** del apartado **6.2.3** del Anejo 19 del Código Estructural, con los valores de  $z$  y de  $\tan \theta$  tomados como en el punto **(1)(a)** del apartado **5.5.3.4.2**.

(3) Si  $\alpha_s < 2,0$ , se aplican las siguientes disposiciones:

a) las armaduras horizontales del alma deberán satisfacer la siguiente condición (véase el apartado **6.2.3** del Anejo 19 del Código Estructural):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (5.38)$$

Donde

$\rho_h$  es la cuantía de armadura horizontal [ $\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$ ];

$f_{yd,h}$  es el valor de cálculo del límite elástico de la armadura horizontal del alma;

$V_{Rd,c}$  es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de los elementos sin armadura de cortante.

En la zona crítica del muro,  $V_{Rd,c}$  deberá ser 0 si el axil  $N_{Ed}$  es de tracción.

- b) se deberá disponer armadura vertical en el alma, anclada y con empalmes a lo largo de toda la altura del muro conforme al Anejo 19 del Código Estructural, de modo que se cumpla la condición:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min. N_{Ed} \quad (5.39)$$

Donde

$\rho_v$  es la cuantía de la armadura vertical [ $\rho_v = A_v / (b_{wo} \cdot s_h)$ ];

$f_{yd,v}$  es el valor de cálculo del límite elástico de la armadura vertical del alma;

y donde el esfuerzo axil  $N_{Ed}$  se toma como positivo cuando es de compresión.

(4) Las armaduras horizontales de alma deberán estar completamente ancladas en los extremos de la sección del muro, dentro del núcleo confinado de los elementos de contorno, por ejemplo, mediante ganchos de 90° o 135°, o mediante prolongación recta si resulta factible.

(5) Alternativamente, se puede suponer que la armadura horizontal del alma contribuye al confinamiento de los elementos de contorno del muro, siempre que esté formada por cercos alargados, adecuadamente cerrados empleando ganchos doblados a 135° y de longitud  $10 d_{bw}$ , según lo dispuesto en el punto (2) del apartado 5.6.1. En todo caso, deberá cumplirse con lo establecido en el apartado 5.4.3.4.2

#### 5.5.3.4.4 Rotura por esfuerzo cortante debido al deslizamiento

(1) En los planos de esfuerzo cortante por deslizamiento potencial de las zonas críticas (por ejemplo, en juntas de construcción) se debe cumplir la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

donde  $V_{Rd,S}$  es el valor de cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante debido al deslizamiento.

(2) El valor de  $V_{Rd,S}$  se puede tomar como sigue:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (5.40)$$

con

$$V_{dd} = \text{mín.} \begin{cases} 1,3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{cases} \quad (5.41)$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi \quad (5.42)$$

$$V_{fd} = \text{mín.} \begin{cases} \mu_f \cdot \left[ \left( \Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{sd} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases} \quad (5.43)$$

Donde

- $V_{dd}$  es la resistencia del pasador de las armaduras verticales;
- $V_{id}$  es la resistencia a cortante de las armaduras inclinadas (a un ángulo  $\varphi$  respecto al plano de deslizamiento potencial, por ejemplo, juntas de construcción);
- $V_{fd}$  es la resistencia debida al rozamiento;
- $\mu_f$  es el coeficiente de rozamiento hormigón-hormigón bajo acciones cíclicas, que será igual a 0,6 para superficies lisas y a 0,7 para rugosas, tal y como se definen en el apartado 6.2.5 del Anejo 19 del Código Estructural;
- $z$  es la longitud del brazo mecánico interno;
- $\xi$  es la profundidad relativa de la fibra neutra;
- $\Sigma A_{sj}$  es la suma de las áreas de las armaduras verticales del alma y de las armaduras adicionales colocadas específicamente en los elementos de contorno para proporcionar resistencia contra el deslizamiento;
- $\Sigma A_{si}$  es la suma de las áreas de todas las armaduras inclinadas en las dos direcciones, para este fin se recomiendan redondos de gran diámetro;

$$\eta = 0,6 \left( 1 - f_{ck} \text{ (MPa)} / 250 \right) \quad (5.44)$$

$N_{Ed}$  se supone positivo cuando es de compresión.

(3) En el caso de muros bajos se deberá satisfacer:

- a) en la base del muro  $V_{id}$  deberá ser mayor que  $V_{Ed}/2$ ;
- b) en niveles superiores  $V_{id}$  deberá ser mayor que  $V_{Ed}/4$ .

(4) Las armaduras inclinadas se deberán anclar completamente a ambos lados de las superficies potenciales de deslizamiento, y deberán cruzar todas las secciones del muro en una distancia de  $0,5 \cdot l_w$  o

$0,5 \cdot h_w$ , la que sea menor, por encima de la sección crítica de base.

(5) Las armaduras inclinadas producen un aumento de la resistencia a flexión en la base del muro, que deberá tenerse en cuenta cuando se calcule el cortante que actúa  $V_{Ed}$  conforme al criterio de dimensionamiento por capacidad (véanse los puntos **(6)** y **(7)** del apartado 5.5.2.4.1, y el punto **(2)** del apartado 5.5.2.4.2). Se pueden usar dos métodos alternativos:

- a) el aumento de la resistencia a flexión  $\Delta M_{Rd}$  a usar en el cálculo de  $V_{Ed}$  se puede estimar como:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sen \varphi \cdot l_i \quad (5.45)$$

Donde

$l_i$  es la distancia entre los ejes de los dos grupos de armaduras oblicuas, situadas a un ángulo de  $\pm \varphi$  respecto al plano de deslizamiento potencial, medido en la sección de la base;

y el resto de símbolos son los mismos que los de la ecuación (5.42).

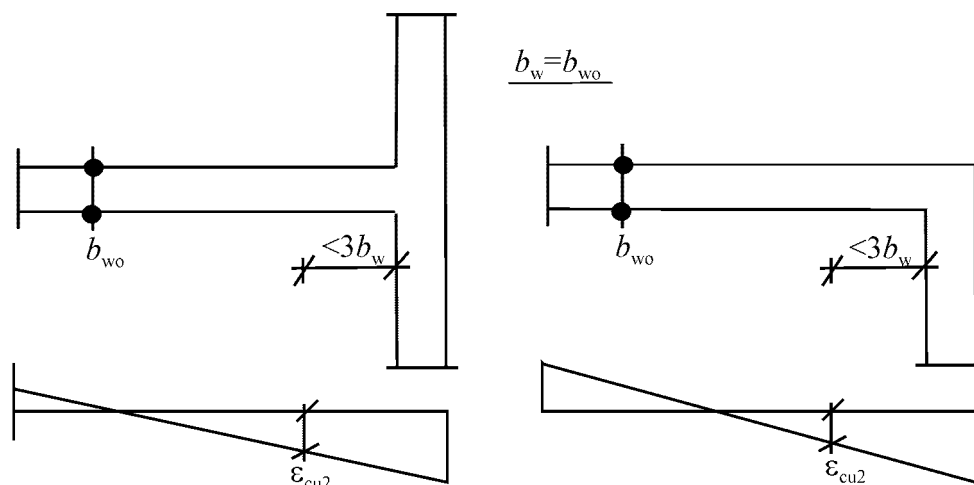
- b) se puede calcular un cortante actuante  $V_{Ed}$  sin tener en cuenta el efecto de las armaduras inclinadas. En la ecuación (5.42),  $V_{id}$  se toma como la resistencia neta a cortante de las armaduras inclinadas (es decir, la resistencia real a cortante, reducida por el aumento del cortante actuante). Dicha resistencia neta a cortante de las armaduras inclinadas respecto al deslizamiento se puede estimar como:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \left[ \cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sen \varphi / (\alpha_s \cdot l_w) \right] \quad (5.46)$$

#### 5.5.3.4.5 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

- (1) Se aplica el punto **(1)** del apartado 5.4.3.4.2.
- (2) Se aplica el punto **(2)** del apartado 5.4.3.4.2.
- (3) Se aplica el punto **(3)** del apartado 5.4.3.4.2.
- (4) Se aplica el punto **(4)** del apartado 5.4.3.4.2.
- (5) Se aplica el punto **(5)** del apartado 5.4.3.4.2.
- (6) Se aplica el punto **(6)** del apartado 5.4.3.4.2.
- (7) Se aplica el punto **(8)** del apartado 5.4.3.4.2.
- (8) Se aplica el punto **(10)** del apartado 5.4.3.4.2.
- (9) Si el muro está conectado a un ala con espesor  $b_f \geq h_s/15$  y anchura  $l_f \geq h_s/5$  (donde  $h_s$  designa la altura libre de la planta), y el elemento de contorno confinado necesita extenderse más allá del ala hacia el interior del alma, una longitud adicional de hasta  $3b_{w0}$ , entonces el espesor  $b_w$  del elemento de contorno en el alma solamente deberá cumplir las disposiciones indicadas en el punto **(1)** del apartado 5.4.1.2.3 para

$b_{w0}$  (figura 5.11).



**Figura 5.11 – Espesor mínimo de los elementos de contorno confinados en muros de clase de ductilidad DCH con alas grandes**

(10) Dentro de los elementos de contorno de muros se aplican los requisitos especificados en el punto **(12)** del apartado 5.5.3.2.2, y  $\omega_{wd}$  deberá tener un valor mínimo de 0,12. Se deberán solapar los cercos superpuestos, de modo que cualquier otro redondo longitudinal quede enlazado por un cerco o un sistema de atado.

(11) Por encima de las zonas críticas se deberán disponer elementos de contorno a lo largo de una altura igual a una planta más, con al menos la mitad de la armadura de confinamiento requerida para la zona crítica.

(12) Se aplica el punto **(1)** del apartado 5.4.3.4.2.

(13) Se debe evitar la fisuración prematura por cortante del alma de los muros, disponiendo una cuantía mínima de armadura de alma:  $\rho_{h,min.} = \rho_{v,min.} = 0,002$ .

(14) La armadura del alma se deberá disponer como dos mallas ortogonales de redondos con las mismas características de adherencia, una en cada cara del muro. Las mallas deberán conectarse mediante atados transversales, separados aproximadamente 500 mm.

(15) La armadura del alma deberá tener un diámetro no menor de 8 mm, pero no mayor que un octavo de la anchura del alma,  $b_{w0}$ . La separación no deberá ser mayor que el menor valor entre 250 mm o 25 veces el diámetro de los redondos.

(16) Se deberá disponer una cuantía mínima de armadura vertical completamente anclada a través de las juntas frías con objeto de contrarrestar los efectos desfavorables en el caso de fisuración en dichas juntas, y las incertidumbres asociadas. Esta cuantía mínima de armadura,  $\rho_{min.}$  necesaria para restablecer la resistencia a cortante del hormigón no fisurado, es:

$$\rho_{min.} \geq \begin{cases} \left( 1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left( f_{yd} \cdot \left( 1 + 1,5 \sqrt{f_{cd} / f_{yd}} \right) \right) \\ 0,0025 \end{cases} \quad (5.47)$$

donde  $A_w$  es el área total de la sección transversal horizontal del muro, y  $N_{Ed}$  debe ser positivo en caso

de compresión.

### 5.5.3.5 Elementos de acoplamiento para muros acoplados

(1) No se debe tener en cuenta el acoplamiento de muros por medio de losas en la medida en que no es eficaz.

(2) Las disposiciones del apartado **5.5.3.1** solo se pueden aplicar a vigas de acoplamiento si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- a) la fisuración en ambas direcciones diagonales es poco probable. Una regla de aplicación aceptable es:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (5.48)$$

- b) se asegura la prevalencia del modo de rotura por flexión. Una regla aceptable de aplicación es:  $l/h \geq 3$ .

(3) Si no se cumple ninguna de las condiciones del punto **(2)**, se deberá asegurar la resistencia a las acciones sísmicas disponiendo una armadura a lo largo de las dos diagonales de la viga, de acuerdo con las condiciones siguientes (véase la figura 5.12):

- a) se deberá asegurar el cumplimiento de la siguiente ecuación:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (5.49)$$

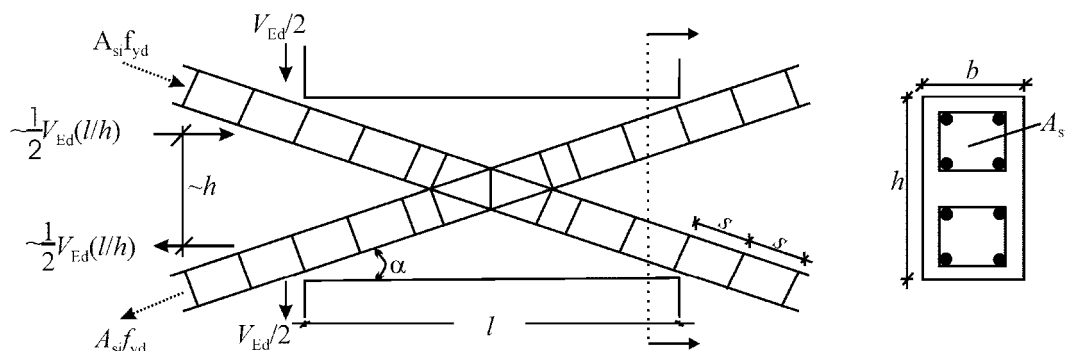
Donde

$V_{Ed}$  es el valor de cálculo del esfuerzo cortante en el elemento de acoplamiento  
( $V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed} / l$ );

$A_{si}$  es el área total de las armaduras en cada dirección diagonal;

$\alpha$  es el ángulo entre las armaduras diagonales y el eje de la viga.

- b) la armadura diagonal se deberá disponer en elementos tipo pilar, con dimensiones laterales iguales, como mínimo a  $0,5 b_w$ ; su longitud de anclaje deberá ser un 50% mayor de la requerida por el Anejo 19 del Código Estructural.
- c) se deberán disponer cercos alrededor de dichos elementos tipo pilar para prevenir el pandeo de las armaduras longitudinales. Para los cercos se aplican las disposiciones del punto **(12)** del apartado **5.5.3.2.2**.
- d) se deberán disponer armaduras longitudinales y transversales en ambas caras laterales de la viga, cumpliendo los requisitos mínimos especificados en el Anejo 19 del Código Estructural para vigas de gran canto. La armadura longitudinal no se deberá anclar en muros acoplados y sólo puede prolongarse dentro de ellos una distancia de 150 mm.



**Figura 5.12 – Vigas de acoplamiento con armadura diagonal**

## 5.6 Disposiciones para anclajes y empalmes

### 5.6.1 Generalidades

- (1) Para los detalles constructivos de las armaduras se aplica el apartado 8 del Anejo 19 del Código Estructural, junto con las reglas adicionales indicadas en los siguientes apartados.
- (2) En los casos en los que se usen cercos como armadura transversal en vigas, pilares o muros, se deben usar estribos cerrados con ganchos doblados a 135° y de longitud  $10 d_{bw}$ .
- (3) En estructuras de clase de ductilidad alta, DCH, la longitud de anclaje de las armaduras de vigas o pilares anclados en las juntas entre viga y pilar debe medirse desde un punto en el redondo situado a una distancia  $5 d_{bL}$  dentro de la cara de la junta, para tener en cuenta la extensión de la zona plastificada debido a deformaciones cíclicas postelásticas (para el ejemplo de una viga, véase la figura 5.13a).

### 5.6.2 Anclaje de las armaduras

#### 5.6.2.1 Pilares

- (1) Cuando se calcula la longitud de anclaje o el solapo de las armaduras de pilares que contribuyen a la resistencia a flexión de elementos de zonas críticas, la relación entre el área de armadura requerida y la realmente dispuesta,  $A_{s,req}/A_{s,prov}$ , se debe suponer igual a 1.
- (2) Si, en la situación sísmica de cálculo, el esfuerzo axial en un pilar es de tracción, las longitudes de anclaje se deben aumentar en un 50% respecto a los valores especificados en el Anejo 19 del Código Estructural.

#### 5.6.2.2 Vigas

- (1) La parte de la armadura longitudinal de las vigas que se dobla en las juntas para su anclaje, se debe colocar siempre dentro de los correspondientes cercos existentes en los pilares.
- (2) Para prevenir la rotura por adherencia, el diámetro de las armaduras longitudinales de las vigas que atraviesen las juntas entre viga y pilar,  $d_{bL}$ , se debe limitar siguiendo las siguientes ecuaciones:
  - a) para juntas entre viga y pilar interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot \nu_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{m\acute{a}x.}} \quad (5.50a)$$

b) para juntas entre viga y pilar exteriores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d) \quad (5.50b)$$

Donde

$h_c$	es la anchura del pilar en paralelo a las armaduras;
$f_{ctm}$	es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón;
$f_{yd}$	es el valor de cálculo del límite elástico del acero;
$\nu_d$	es el valor de cálculo del esfuerzo axial reducido en el pilar, adoptando su valor mínimo para la situación sísmica de cálculo ( $\nu_d = N_{Ed}/f_{cd} \cdot A_c$ );
$k_D$	es el coeficiente que refleja la clase de ductilidad, igual a 1 para la clase de ductilidad DCH y a 2/3 para la clase de ductilidad DCM;
$\rho'$	es la cuantía de armadura de compresión de la viga que pasa a través de la junta;
$\rho_{m\acute{a}x.}$	es la cuantía máxima admisible para la armadura de tracción (véase el punto <b>(4)</b> del apartado 5.4.3.1.2 y el punto <b>(4)</b> del apartado 5.5.3.1.3);
$\gamma_{Rd}$	es el coeficiente de incertidumbre del modelo para los valores de cálculo de la resistencia, tomada como 1,2 o 1,0, respectivamente, para clases de ductilidad DCH y DCM (debido a la reserva de resistencia atribuible al endurecimiento por deformación del acero de las armaduras longitudinales de la viga).

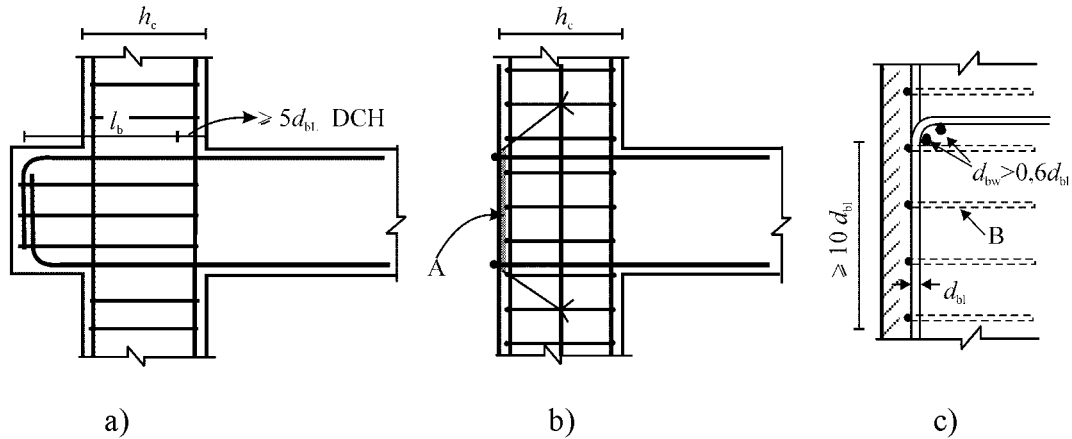
Las ecuaciones (5.50a) y (5.50b) anteriores no se aplican a las armaduras diagonales que atraviesan las juntas.

(3) Si no se puede satisfacer el requisito del punto **(2)** en cuanto a las juntas entre viga y pilar exteriores, debido a que el canto,  $h_c$ , del pilar en paralelo a las armaduras es demasiado pequeño, se pueden tomar las siguientes medidas adicionales, para asegurar el anclaje de la armadura longitudinal de las vigas:

- la viga o losa puede prolongarse horizontalmente en forma de salientes exteriores (véase la figura 5.13a);
- se pueden usar armaduras transversales o placas de anclaje soldadas a los extremos de las armaduras (véase la figura 5.13b);
- se pueden añadir patillas con una longitud mínima de  $10 d_{bL}$  y armaduras transversales agrupadas junto al codo de las patillas (véase la figura 5.13c).

(4) Las armaduras de la parte superior o inferior que atraviesen juntas interiores, deben terminar en los elementos que confluyen en la junta, a una distancia no menor de  $l_{cr}$  (longitud de la zona crítica del elemento, véase el punto **(1)** del apartado 5.4.3.1.2 y el punto **(1)** del apartado 5.5.3.1.3) de la cara de

dicha junta.



Leyenda

A Placa de anclaje

B Cercos alrededor de las armaduras del pilar

**Figura 5.13 – Medidas adicionales para anclajes en juntas entre viga y pilar exteriores**

### 5.6.3 Empalme de armaduras

(1) No debe producirse el empalme por solapo mediante soldadura dentro de las zonas críticas de los elementos estructurales.

(2) Puede haber empalme por conectores mecánicos en pilares y en muros, si estos dispositivos se han sometido a pruebas adecuadas bajo condiciones compatibles con la clase de ductilidad seleccionada.

(3) La armadura transversal a disponer dentro de la longitud de solapo, debe dimensionarse de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural. Además, deben satisfacerse los siguientes requisitos:

- si las armaduras, ancladas y continuas, se disponen en un plano paralelo a la armadura transversal, se debe usar la suma de las áreas de las armaduras solapadas,  $\Sigma A_{sL}$ , en el cálculo de la armadura transversal;
- si las armaduras, ancladas y continuas, se disponen en un plano normal a la armadura transversal, se debe calcular el área de la armadura transversal en base al área del mayor redondo de las armaduras longitudinales solapadas,  $A_{sL}$ ;
- la separación  $s$  de la armadura transversal en la zona de solapo (en milímetros) no debe ser mayor de:

$$s = \text{mín. } \{h/4; 100\} \quad (5.51)$$

donde  $h$  es la dimensión menor de la sección.

(4) El área requerida de la armadura transversal,  $A_{st}$ , dentro de la zona de solapo de la armadura longitudinal de los pilares con empalme en la misma zona (como define el Anejo 19 del Código Estructural),

o de la armadura longitudinal de los elementos de contorno en muros, se puede calcular a través de la siguiente fórmula:

$$A_{st} = s \left( d_{bl} / 50 \right) \left( f_{yld} / f_{ywd} \right) \quad (5.52)$$

Donde

$A_{st}$  es el área de una rama de la armadura transversal;

$d_{bl}$  es el diámetro del redondo objeto del empalme;

$s$  es la separación de la armadura transversal;

$f_{yld}$  es el valor de cálculo del límite elástico de las armaduras longitudinales;

$f_{ywd}$  es el valor de cálculo del límite elástico de las armaduras transversales.

## 5.7 Dimensionamiento y detalles constructivos de los elementos sísmicos secundarios

(1) El apartado 5.7 se aplica a aquellos elementos designados como elementos sísmicos secundarios, sometidos a deformaciones significativas en la situación sísmica de cálculo (por ejemplo, los nervios de una losa no están sometidos a estos requisitos). Estos elementos se deben dimensionar y detallar para que mantengan su capacidad de soportar las cargas gravitatorias presentes en la situación sísmica de cálculo, cuando se someten a las deformaciones máximas de dicha situación.

(2) Las deformaciones máximas en la situación sísmica de cálculo se deben dimensionar conforme al apartado 4.3.4 y deben tener en cuenta los efectos P-Δ (de segundo orden), según los puntos (2) y (3) del apartado 4.4.2.2. Estas deformaciones deben determinarse mediante el análisis de la estructura en la situación sísmica de cálculo, en la cual se desprecia la contribución de los elementos sísmicos secundarios a la rigidez lateral y los elementos sísmicos primarios se modelizan con su rigidez fisurada, a flexión y a cortante.

(3) Se supone que los elementos sísmicos secundarios satisfacen los requisitos del punto (1) de este apartado si los momentos flectores y los esfuerzos cortantes, calculados en función de: a) las deformaciones indicadas en el punto (2); y b) su rigidez fisurada a flexión y a cortante, no superan los valores de cálculo de las resistencias a flexión y a cortante,  $M_{Rd}$  y  $V_{Rd}$ , respectivamente, determinadas conforme al Anejo 19 del Código Estructural.

## 5.8 Elementos de cimentación de hormigón

### 5.8.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Los siguientes puntos se aplican al cálculo de los elementos de cimentación de hormigón tales como zapatas, vigas de atado, vigas de cimentación, losas de cimentación, muros de cimentación, encepados y pilotes, así como a las conexiones entre dichos elementos, o entre ellos y elementos verticales de hormigón. El cálculo de estos elementos debe seguir las reglas del apartado 5.4 del Anejo 5.

(2) Si los efectos de la acción de cálculo para el diseño de elementos de cimentación de estructuras disipativas se obtienen en base a las consideraciones de dimensionamiento por capacidad, conforme al punto (2) del apartado 4.4.2.6, no es esperable disipación de energía en dichos elementos en la situación

sísmica de cálculo. Estos elementos se pueden calcular siguiendo las reglas indicadas en el punto **(1)** del apartado **5.3.2**.

(3) Si los efectos de la acción de cálculo para elementos de cimentación en estructuras disipativas se obtienen a partir del análisis para la situación sísmica de cálculo sin tener en cuenta las consideraciones sobre dimensionamiento por capacidad indicadas en el punto **(2)** del apartado **4.4.2.6**, el dimensionamiento de dichos elementos debe seguir las reglas aplicables a los elementos de la superestructura de la clase de ductilidad seleccionada. Para vigas de atado y vigas de cimentación, es necesario que los esfuerzos cortantes de cálculo se obtengan en base a las consideraciones de dimensionamiento por capacidad, según el apartado **5.4.2.2** para el caso de edificios de clase de ductilidad DCM, o según los puntos **(2)** o **(3)** del apartado **5.5.2.1** para el caso de edificios de clase de ductilidad DCH.

(4) Si los efectos de la acción de cálculo para elementos de cimentación se han obtenido usando un valor del coeficiente de comportamiento  $q$  menor o igual que el límite superior de  $q$  para un comportamiento poco disipativo (1,5 en edificios de hormigón, o entre 1,5 y 2,0 para edificios de acero o mixtos de acero y hormigón, de acuerdo con la nota 1 de la tabla 6.1 o con la nota 1 de la tabla 7.1, respectivamente), el dimensionamiento de dichos elementos puede seguir las reglas del punto **(1)** del apartado **5.3.2** (véase también el punto **(3)** del apartado **4.4.2.6**).

(5) En infraestructuras de tipo cajón de estructuras disipativas, formados por: a) una losa de hormigón actuando como diafragma rígido a nivel de cubierta del sótano; b) una losa de cimentación o un emparrillado de vigas de atado o vigas de cimentación a nivel de la cimentación, y c) muros de cimentación periféricos y/o interiores, calculados conforme al punto **(2)** de este apartado, es de esperar que los pilares y las vigas (incluidas aquellas de la cubierta del sótano) permanezcan elásticos bajo la situación sísmica de cálculo, y pueden calcularse conforme al punto **(1)** del apartado **5.3.2**. Los muros de cortante deberán dimensionarse para el desarrollo de rótulas plásticas a nivel de la losa de cubierta del sótano. De este modo, en los muros que continúen por encima de aquella, deberá considerarse que la zona crítica se extiende hasta una altura  $h_{cr}$  por encima de la losa de cubierta del sótano y hasta una profundidad  $h_{cr}$  por debajo de la misma (véase el punto **(1)** del apartado **5.4.3.4.2** y el punto **(1)** del apartado **5.5.3.4.5**). Se prohíbe expresamente cualquier reducción de la sección transversal del muro por debajo de la losa de cubierta del sótano, dentro de la altura de la planta o plantas afectadas por la mencionada zona crítica. En todo caso, se recomienda que las dimensiones de los muros sean uniformes en toda su altura, llegando hasta la cimentación sin cambios importantes en su sección transversal, a fin de asegurar una adecuada transmisión de las cargas y que la potencial formación de la rótula plástica se produzca en la ubicación prevista. Además, toda la altura libre de dichos muros dentro del sótano deberá dimensionarse a cortante suponiendo que el muro desarrolla su reserva de resistencia a flexión  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$  (con  $\gamma_{Rd} = 1,1$  para la clase de ductilidad DCM y  $\gamma_{Rd} = 1,2$  para la clase de ductilidad DCH) a nivel de cubierta del sótano y con momento nulo a nivel de cimentación.

### **5.8.2 Vigas de atado y vigas de cimentación**

(1) Se deben evitar los pilares cortos de unión entre la cara superior de una zapata o de un encepado y el plano de las vigas de atado o de las vigas de cimentación. Para ello, dicho plano debe estar por debajo de la cara superior de la zapata o el encepado.

(2) En la comprobación deberá suponerse que los esfuerzos axiles en las vigas de atado o en zonas de enlace de las losas de cimentación, de acuerdo con los puntos **(6)** y **(7)** del apartado **5.4.1.2** del Anejo 5, actúan conjuntamente con los efectos de la acción obtenidos según los puntos **(2)** o **(3)** del apartado **4.4.2.6** para la situación sísmica de cálculo y teniendo en cuenta efectos de segundo orden.

(3) La sección transversal de las vigas de atado y de las vigas de cimentación deberá tener una anchura de, al menos,  $b_{w,min} = 0,4$  m y un canto de, al menos,  $h_{w,min} = 0,4$  m.

(4) Las losas de cimentación dispuestas según el punto **(2)** del apartado **5.4.1.2** del Anejo 5 para la conexión horizontal de zapatas aisladas o encepados deberán tener un espesor de, al menos,  $t_{\min.} = 0,2$  m y una cuantía de armadura de, al menos,  $\rho_{s,\min.} = 0,2\%$  en cada cara y dirección.

(5) Las vigas de atado y las vigas de cimentación deberán tener, a lo largo de toda su longitud, una cuantía de armadura longitudinal  $\rho_{b,\min}$  de, al menos 0,4%, en la parte superior y en la inferior.

### **5.8.3 Conexiones de elementos verticales con vigas o muros de cimentación**

(1) La zona común (junta) de una viga o muro de cimentación y un elemento vertical debe cumplir los requisitos de los puntos **5.4.3.3** o **5.5.3.3**, como si se tratara de una junta entre viga y pilar.

(2) Si una viga o muro de cimentación de una estructura de clase de ductilidad DCH se calcula para efectos de acción obtenidos en base a las consideraciones de dimensionamiento por capacidad, conforme al punto **(2)** del apartado **4.4.2.6**, el esfuerzo cortante horizontal,  $V_{jhd}$ , en la junta de la unión se obtiene en función de los resultados del cálculo según los puntos **(2)**, **(4)**, **(5)** y **(6)** del apartado **4.4.2.6**.

(3) Si una viga o muro de cimentación de una estructura de clase de ductilidad DCH no está calculada conforme al método de dimensionamiento por capacidad de los puntos **(4)**, **(5)** y **(6)** del apartado **4.4.2.6** (véase el punto **(3)** del apartado **5.8.1**), el esfuerzo cortante horizontal,  $V_{jhd}$ , en la zona de la junta se determina conforme a las ecuaciones (5.22) y (5.23) del punto **(2)** del apartado **5.5.2.3**, para las juntas entre viga y pilar.

(4) En estructuras de clase de ductilidad DCM, la conexión de vigas o muros de cimentación con elementos verticales puede seguir las reglas indicadas en el apartado **5.4.3.3**.

(5) Las patillas o los ganchos de anclaje situados en la parte inferior de la armadura longitudinal de los elementos verticales deberán orientarse de modo que produzcan compresiones en el área de conexión.

### **5.8.4 Pilotes y encepados de hormigón hormigonados in situ**

(1) La parte superior del pilote, en una distancia desde la cara inferior del encepado de dos veces la dimensión de la sección transversal de dicho pilote, así como las zonas situadas a una distancia de hasta  $2d$  a cada lado de una interfaz entre dos capas de suelo con rigideces a cortante sensiblemente diferentes (relación entre los módulos de cortante mayor de 6), se deben detallar constructivamente como zonas de formación potencial de rótulas plásticas. Para ello, se debe disponer armadura transversal y de confinamiento siguiendo las reglas para zonas críticas de pilares de la clase de ductilidad correspondiente o, al menos, de clase de ductilidad DCM.

(2) Cuando se aplica el requisito especificado en el punto **(3)** del apartado **5.8.1** al dimensionamiento de pilotes de estructuras disipativas, dichos pilotes se deben calcular y detallar constructivamente para la potencial formación de rótulas plásticas en su cabeza. Para ello, se mayor a un 50% la longitud en que se requiere aumentar la armadura transversal y de confinamiento en la parte superior del pilote, conforme al punto **(1)** anterior. Además, en la comprobación del ELU de cortante del pilote se debe usar un valor de cálculo del esfuerzo cortante igual al menos al obtenido en base a los puntos **(4)** al **(8)** del apartado **4.4.2.6**.

(3) Los pilotes necesarios para resistir esfuerzos de tracción o los que se suponen empotrados en la parte superior, deberán anclarse en el encepado de forma que se permita el desarrollo del valor de cálculo de la resistencia al descalce del suelo de dicho pilote, o el valor de cálculo de la resistencia a tracción de la armadura del pilote, el que sea menor. Si la parte de dichos pilotes que está empotrada en el encepado se hormigona antes que el propio encepado, se deberán disponer pasadores en la interfaz en la que se produce la conexión.

## 5.9 Efectos locales debidos a rellenos de fábrica u hormigón

(1) Debido a la particular vulnerabilidad de los muros de rellenos de las plantas a nivel del suelo, es de esperar que se produzca una irregularidad inducida por el sismo y, por ello, se deberán tomar las medidas apropiadas. Si no se usa un método más preciso, toda la longitud de los pilares de la planta baja se deberá considerar como la longitud crítica, y se deberá confinar en consecuencia.

(2) Si la altura de los rellenos es menor que la longitud libre de los pilares adyacentes, se deberán tomar las siguientes medidas:

- a) toda la altura de los pilares se considera como zona crítica, y se deberá armar con la cantidad y el patrón de cercos requeridos para las zonas críticas.
- b) se deberán considerar apropiadamente las consecuencias de la disminución de la relación del tramo de cortante de dichos pilares. Para ello, se deberán aplicar los apartados 5.4.2.3 y 5.5.2.2 para el cálculo del esfuerzo cortante actuante, dependiendo de la clase de ductilidad. En este cálculo, la longitud libre del pilar,  $l_{cl}$ , se deberá tomar igual a la longitud del pilar que no esté en contacto con los rellenos, y el momento  $M_{i,d}$  en la sección del pilar en la parte superior del muro de rellenos se deberá tomar igual a  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$  con  $\gamma_{Rd} = 1,1$  para la clase de ductilidad DCM y 1,3 para la clase de ductilidad DCH, siendo  $M_{Rc,i}$  el valor de cálculo de la resistencia a flexión del pilar;
- c) la armadura transversal para resistir este esfuerzo cortante se deberá disponer a lo largo de la longitud del pilar que no esté en contacto con los rellenos, y extenderse a lo largo de una longitud  $h_c$  (dimensión de la sección transversal del pilar en el plano del muro de rellenos) dentro de la parte del pilar que esté en contacto con dichos rellenos;
- d) si la longitud del pilar que no está en contacto con los rellenos es menor de  $1,5 h_c$ , el esfuerzo cortante se deberá resistir por las armaduras diagonales.

(3) Cuando los rellenos se extiendan a lo largo de toda la longitud libre de los pilares adyacentes, y haya muros de fábrica solo en un lado del pilar (por ejemplo, pilares de esquina), toda la longitud del pilar se deberá considerar como zona crítica y se deberá armar con la cantidad y el patrón de cercos requeridos para las zonas críticas.

(4) La longitud,  $l_c$ , de los pilares sobre las que actúe el esfuerzo debido a la biela diagonal del relleno se deberá comprobar a cortante para el menor de los valores de los dos esfuerzos cortantes siguientes: a) la componente horizontal de la fuerza de la biela del relleno, supuesta igual a la resistencia a cortante horizontal del panel, estimada en función de la resistencia a cortante de las juntas horizontales; o b) el esfuerzo cortante calculado de acuerdo con los apartados 5.4.2.3 o 5.5.2.2, dependiendo de la clase de ductilidad, suponiendo que la capacidad de reserva de resistencia a flexión del pilar,  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ , se desarrolla en los dos extremos de la longitud de contacto,  $l_c$ . La longitud de contacto se deberá suponer igual a la anchura vertical total de la biela diagonal del relleno. A menos que se realice una estimación más precisa de dicha anchura, teniendo en cuenta las propiedades elásticas y la geometría del relleno y del pilar, puede suponerse que la anchura de la biela es una fracción fija de la longitud de la diagonal del panel.

## 5.10 Disposiciones para diafragmas de hormigón

(1) Una losa sólida de hormigón armado puede servir como diafragma si su espesor no es menor de 70 mm y está armada en las dos direcciones horizontales con, al menos, la armadura mínima especificada en el Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Una capa de compresión hormigonada in situ sobre un forjado o cubierta prefabricados se puede

considerar como diafragma si: a) cumple los requisitos del punto **(1)** de este apartado; b) se dimensiona para proporcionar la rigidez y la resistencia requeridas para diafragmas; y c) está hormigonado sobre un sustrato limpio y rugoso, o conectado a dicho sustrato a través de conectores a cortante.

(3) El proyecto sísmico debe incluir la comprobación del ELU de los diafragmas de hormigón armado en estructuras de clase de ductilidad DCH con las siguientes propiedades:

- geometrías irregulares o formas divididas en planta, diafragmas con huecos y entrantes;
- aberturas grandes e irregulares en el diafragma;
- distribución irregular de masas y/o rigideces (como por ejemplo en el caso de entrantes o salientes);
- sótanos con muros sólo en una parte de su perímetro o sólo en parte del área de la planta al nivel suelo.

(4) Los efectos de las acciones en diafragmas de hormigón armado pueden estimarse modelizando los diafragmas como vigas de gran ancho, como emparrillados planos o como modelos de bielas y tirantes, descansando en apoyos elásticos.

(5) Los valores de cálculo de los efectos de las acciones deberán obtenerse teniendo en cuenta el apartado **4.4.2.5**.

(6) Los valores de cálculo de las resistencias deberán obtenerse conforme al Anejo 19 del Código Estructural.

(7) En los casos de sistemas flexibles a torsión (sistemas núcleo) o de sistemas de muros estructurales de clase de ductilidad DCH, deberá comprobarse que existe transmisión de las fuerzas horizontales desde los diafragmas hacia los núcleos o hacia los muros. A este respecto, se aplican las siguientes disposiciones:

- a) el valor de cálculo de la tensión cortante en la interfaz entre el diafragma y un núcleo o muro deberá limitarse a  $1,5f_{ctd}$ , con objeto de controlar la fisuración;
- b) se deberá asegurar una resistencia adecuada frente a la rotura por esfuerzo cortante debido al deslizamiento, suponiendo que el ángulo de la biela es  $45^\circ$ . Se deberán colocar armaduras adicionales que contribuyan a la resistencia a cortante de la interfaz entre diafragmas y núcleos o muros; el anclaje de estas armaduras deberá seguir las disposiciones indicadas en el apartado **5.6**.

## **5.11 Estructuras prefabricadas de hormigón**

### **5.11.1 Generalidades**

#### **5.11.1.1 Objeto y campo de aplicación. Tipos de estructuras**

(1) El apartado **5.11** se aplica al proyecto sísmico de estructuras de hormigón construidas parcial o totalmente con elementos prefabricados.

(2) A menos que se especifique lo contrario (véase el punto **(4)** del apartado **5.11.1.3**), se aplican todas las disposiciones del capítulo **5** de este Anejo y del apartado **10** del Anejo 19 del Código Estructural.

(3) El apartado **5.11** cubre los siguientes tipos de estructuras, definidos en los apartados **5.1.2** y

#### 5.2.2.1:

- los sistemas de pórticos;
- los sistemas de muros (muros pantalla);
- los sistemas duales (estructuras prefabricadas mixtas y muros prefabricados o monolíticos).

(4) Además, se cubren también:

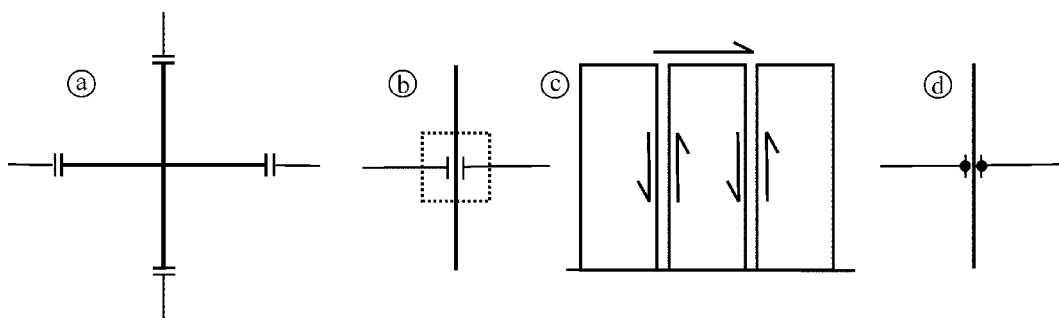
- los sistemas de muros panel (estructuras de muros transversales)
- las estructuras alveolares (sistemas alveolares de piezas monolíticas prefabricadas).

#### 5.11.1.2 Evaluación de estructuras prefabricadas

(1) A la hora de modelar las estructuras prefabricadas, se deberán realizar las siguientes evaluaciones:

- a) identificación de los distintos papeles de los elementos estructurales, entre los siguientes:
  - elementos que solo resisten cargas gravitatorias, por ejemplo, pilares articulados dispuestos alrededor de un núcleo de hormigón armado;
  - elementos que resisten tanto cargas gravitatorias como sísmicas, por ejemplo, pórticos o muros;
  - elementos que proporcionan una conexión adecuada entre elementos estructurales, por ejemplo forjados o cubiertas con función de diafragma.
- b) capacidad de cumplir las disposiciones sobre resistencia sísmica de los apartados **5.1** a **5.10**:
  - sistemas prefabricados capaces de satisfacer dichas disposiciones;
  - sistemas prefabricados combinados con pilares o muros fabricados *in situ*, con objeto de satisfacer dichas disposiciones;
  - sistemas prefabricados que no cumplen las condiciones anteriores y que, por tanto, necesitan criterios de dimensionamiento adicionales y a los que se les deberán asignar coeficientes de comportamiento menores.
- c) identificación de elementos no estructurales, que pueden estar:
  - completamente desacoplados de la estructura; o
  - resistiendo parcialmente la deformación de los elementos estructurales.
- d) identificación del efecto de las conexiones en la capacidad de disipación de energía de la estructura:
  - conexiones alejadas suficientemente de las zonas críticas (según se define en el punto **(1)** del apartado **5.1.2**), que no afecten a la capacidad de disipación de energía de la estructura [véase el apartado **5.11.2.1.1** y, por ejemplo, la figura 5.14(a)].

- conexiones situadas dentro de las zonas críticas pero sobredimensionadas adecuadamente respecto al resto de la estructura, de manera que en la situación sísmica de cálculo permanecen elásticas, mientras que la respuesta inelástica se produce en otras zonas críticas [véase el apartado 5.11.2.1.2 y, por ejemplo, la figura 5.14(b)].
- conexiones situadas dentro de las zonas críticas y con ductilidad considerable [véase el apartado 5.11.2.1.3 y, por ejemplo, las figuras 5.14(c) y 5.14(d)].



**Figura 5.14 – a) conexión situada fuera de zonas críticas;  
b) conexión sobredimensionada con rótulas plásticas desplazadas hacia el exterior de la conexión;  
c) conexiones a cortante dúctiles de paneles de grandes dimensiones, localizadas dentro de zonas críticas (por ejemplo en el forjado de la planta baja);  
y d) conexiones de continuidad dúctiles situadas dentro de zonas críticas de los pórticos**

### 5.11.1.3 Criterios de dimensionamiento

#### 5.11.1.3.1 Resistencia local

(1) En elementos prefabricados y en sus conexiones, deberá tenerse en cuenta la posible degradación de la respuesta debida a las deformaciones cíclicas postelásticas. Normalmente, dicha degradación de la respuesta está cubierta por los coeficientes parciales de seguridad del material para el acero y el hormigón (véanse los puntos (1) y (2) del apartado 5.2.4). Si no es el caso, el valor de cálculo de la resistencia de las conexiones prefabricadas bajo carga monótona deberá reducirse apropiadamente de cara a las comprobaciones para la situación sísmica de cálculo.

#### 5.11.1.3.2 Disipación de energía

(1) En estructuras prefabricadas de hormigón, el principal mecanismo de disipación de energía deberá ser las rótulas plásticas dentro de las zonas críticas.

(2) Además de la disipación de energía mediante las rótulas plásticas dentro de las zonas críticas, las estructuras prefabricadas también pueden disipar energía por medio de mecanismos plásticos de cortante a lo largo de las juntas, siempre que se cumplan las dos condiciones siguientes:

- la relación fuerza-respuesta no deberá degradarse sensiblemente durante la acción sísmica; y
- las posibles inestabilidades se deberán evitar de modo adecuado.

(3) Las tres clases de ductilidad indicadas en el capítulo 5 para estructuras fabricadas in situ se aplican también en el caso de sistemas prefabricados. Sólo el punto (2) del apartado 5.2.1 y el apartado 5.3 del

capítulo 5 se aplican para el proyecto de edificios prefabricados de clase de ductilidad DCL. La clase de ductilidad DCL sólo se considerará en casos de baja sismicidad. En el caso de estructuras de muros panel se seleccionará la clase de ductilidad DCM.

(4) Se puede tener en cuenta la capacidad de disipación de energía a cortante, especialmente en sistemas de muros (muros pantalla) prefabricados, empleando los valores de los coeficientes locales de ductilidad en deslizamientos,  $\mu_s$ , en la elección del coeficiente de comportamiento global  $q$ .

#### 5.11.1.3.3 Disposiciones específicas adicionales

(1) El apartado 5.11 sólo cubre las estructuras prefabricadas regulares (véase 4.2.3). Sin embargo, la comprobación de elementos prefabricados de estructuras no regulares puede basarse en las disposiciones de este subapartado.

(2) Todos los elementos verticales deberán prolongarse hasta el nivel de cimentación, sin interrupciones.

(3) Las incertidumbres relacionadas con las resistencias son las indicadas en el punto (2) del apartado 5.2.3.7.

(4) Las incertidumbres relacionadas con la ductilidad son las indicadas en el punto (3) del apartado 5.2.3.7.

#### 5.11.1.4 Coeficientes de comportamiento

(1) Para estructuras prefabricadas que cumplan las disposiciones del apartado 5.11, el valor del coeficiente de comportamiento  $q_p$  puede calcularse según la siguiente ecuación, a menos que estudios específicos autoricen otros valores:

$$q_p = k_p \cdot q \quad (5.53)$$

donde

$q$  es el coeficiente de comportamiento de acuerdo con la ecuación (5.1);

$k_p$  es el coeficiente de reducción, que depende de la capacidad de disipación de energía de la estructura prefabricada (véase el punto (2) de este apartado), que adopta los siguientes valores:

$$k_p = \begin{cases} 1,00 & \text{para estructuras con conexiones según los apartados 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 o 5.11.2.1.3} \\ 0,5 & \text{para estructuras con otro tipo de conexiones} \end{cases}$$

(2) Para estructuras prefabricadas que no cumplan las disposiciones de dimensionamiento indicadas en el apartado 5.11, el valor del coeficiente de comportamiento  $q_p$  no deberá ser mayor a 1,5.

#### 5.11.1.5 Análisis de las situaciones transitorias

(1) Durante la ejecución de una estructura en la que se dispongan triangulaciones (arriostramientos)

temporales no es necesario considerar las acciones sísmicas como situaciones de cálculo. No obstante, siempre que el terremoto pudiera originar el hundimiento de alguna parte de la estructura dando lugar a un riesgo grave para la vida humana, las triangulaciones temporales se deberán dimensionar explícitamente para una acción sísmica reducida adecuadamente.

(2) En ausencia de estudios específicos, puede suponerse que esta acción es igual a una fracción  $A_p = 15\%$  de la acción de cálculo según se define en el capítulo 3.

### **5.11.2 Conexiones de elementos prefabricados**

#### **5.11.2.1 Disposiciones generales**

##### **5.11.2.1.1 Conexiones alejadas de las zonas críticas**

(1) Las conexiones de elementos prefabricados consideradas como alejadas de las zonas críticas se deberán situar a una distancia, desde la cara extrema de la zona crítica más cercana, igual al menos a la mayor de las dimensiones de las secciones transversales del elemento en la que se encuentra dicha zona.

(2) Las conexiones de este tipo deberán dimensionarse para: a) un esfuerzo cortante obtenido mediante el dimensionamiento por capacidad de los apartados 5.4.2.2 y 5.4.2.3, con un coeficiente para tener en cuenta la reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero,  $\gamma_{Rd}$ , igual a 1,1 para la clase de ductilidad DCM o 1,2 para la clase de ductilidad DCH; y b) un momento flector igual al menos al momento actuante obtenido del cálculo y al 50% del momento resistente,  $M_{Rd}$ , en la cara extrema de la zona crítica más cercana, multiplicado por el coeficiente  $\gamma_{Rd}$ .

##### **5.11.2.1.2 Uniones sobredimensionadas**

(1) Los efectos de la acción de cálculo de conexiones sobredimensionadas deberán obtenerse siguiendo las reglas de dimensionamiento por capacidad de los apartados 5.4.2.2 para vigas y 5.4.2.3 para pilares, en función de las reservas de resistencia a flexión en las secciones extremas de las zonas críticas, iguales a  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ , con el coeficiente  $\gamma_{Rd}$  tomado igual a 1,20 para la clase de ductilidad DCM y a 1,35 para la clase de ductilidad DCH.

(2) Los extremos de las armaduras de la conexión sobredimensionada se deberán anclar completamente antes que las secciones extremas de la zona crítica.

(3) La armadura de la zona crítica se deberá anclar completamente fuera de la conexión sobredimensionada.

##### **5.11.2.1.3 Conexiones disipadoras de energía**

(1) Estas conexiones deberán cumplir el criterio de ductilidad local indicado en el apartado 5.2.3.4 y en los puntos relevantes de los apartados 5.4.3 y 5.5.3.

(2) Como alternativa, deberá demostrarse mediante ensayos cíclicos inelásticos de un número apropiado de probetas representativas de la conexión, que dicha conexión posee una capacidad de deformación cíclica estable y de disipación de energía igual al menos a la de una conexión monolítica con la misma resistencia y de acuerdo con las disposiciones de ductilidad local indicadas en los apartados 5.4.3 o 5.5.3.

(3) Deberán realizarse ensayos sobre probetas representativas, siguiendo un histórico de ciclos de deformaciones apropiado, incluyendo al menos tres ciclos completos a la amplitud correspondiente a  $q_p$ , conforme al punto (3) del apartado 5.2.3.4.

#### **5.11.2.2 Evaluación de la resistencia de las conexiones**

(1) El valor de cálculo de la resistencia de las conexiones entre elementos prefabricados de hormigón deberá obtenerse de acuerdo con las disposiciones del apartado **6.2.5** y el apartado **10** del Anejo 19 del Código Estructural, usando los coeficientes parciales de seguridad del material indicados en los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **5.2.4**. En el caso de que estas disposiciones no cubran suficientemente el tipo de conexión considerada, su resistencia deberá evaluarse por medio de estudios experimentales adecuados.

(2) En la evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante debido al deslizamiento de una conexión, se deberá despreciar la resistencia por rozamiento bajo esfuerzos de compresión externos (opuestos a los esfuerzos internos debidos al efecto mordaza de las armaduras que cruzan la unión).

(3) La soldadura de las armaduras de acero en conexiones disipadoras de energía puede tenerse en cuenta estructuralmente cuando se cumplan todas las condiciones siguientes:

- a) sólo se usan aceros soldables;
- b) los materiales de soldadura, las técnicas y el personal aseguran una pérdida de ductilidad local menor del 10% del coeficiente de ductilidad que se lograría si la conexión se realizara por otros medios distintos de la soldadura.

(4) Deberá demostrarse, analítica y experimentalmente, que los elementos de acero (perfiles o redondos) fijados a elementos de hormigón y con la misión de contribuir a la resistencia sísmica, resisten un historial de cargas cíclicas de deformación impuesta al nivel objetivo de ductilidad, como se especifica en el punto **(2)** del apartado **5.11.2.1.3**.

#### **5.11.3 Elementos**

##### **5.11.3.1 Vigas**

(1) Se aplican las disposiciones apropiadas del apartado **10** del Anejo 19 del Código Estructural y de los apartados **5.4.2.1**, **5.4.3.1**, **5.5.2.1** y **5.5.3.1** de este Anejo 1, además de las establecidas en el apartado **5.11**.

(2) Las vigas prefabricadas simplemente apoyadas deben conectarse estructuralmente a pilares o muros. La conexión debe asegurar la transmisión de fuerzas horizontales en la situación sísmica de cálculo, sin considerar el rozamiento.

(3) Además de las disposiciones pertinentes indicadas en el apartado **10** del Anejo 19 del Código Estructural, la tolerancia y los márgenes para considerar la pérdida de recubrimiento (desconchamiento) de los apoyos deberán también ser suficientes para el desplazamiento previsible del elemento portante (véase **4.3.4**).

##### **5.11.3.2 Pilares**

(1) Se aplican las disposiciones pertinentes de los apartados **5.4.3.2** y **5.5.3.2**, además de las reglas establecidas en el apartado **5.11**.

(2) Las conexiones pilar-pilar dentro de zonas críticas, se permiten solo en la clase de ductilidad DCM.

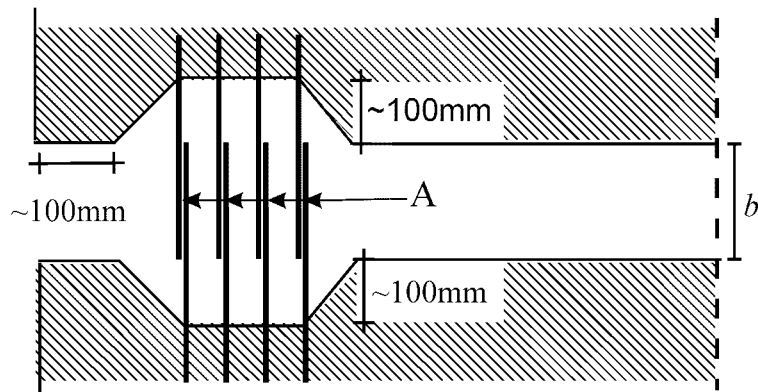
(3) Para sistemas de pórticos prefabricados con conexiones pilar-viga articuladas, los pilares deberán fijarse completamente frente a traslación y rotación en la base, en cimentaciones dimensionadas conforme al apartado **5.11.2.1.2**.

### 5.11.3.3 Juntas entre viga y pilar

- (1) Las juntas entre viga y pilar monolíticas [véase la figura 5.14a)] deberán seguir las disposiciones relevantes de los apartados 5.4.3.3 y 5.5.3.3.
- (2) La resistencia y la ductilidad de las conexiones de los extremos de las vigas a los pilares [véanse las figuras 5.14b) y 5.14d)] deberán comprobarse específicamente, conforme al apartado 5.11.2.2.1.

### 5.11.3.4 Muros de paneles prefabricados de grandes dimensiones

- (1) Se aplica el apartado 10 del Anejo 19 del Código Estructural, con las siguientes modificaciones:
  - a) la cuantía total mínima de armadura hace referencia al área real de la sección transversal de hormigón, y deberá incluir las armaduras verticales del alma y de los elementos de contorno;
  - b) no se permite la armadura con malla sencilla en forma de una única capa;
  - c) se deberá disponer un confinamiento mínimo al hormigón cerca de los extremos de todos los paneles prefabricados, como se especifica en los apartados 5.4.3.4.2 o 5.5.3.4.5 para pilares, sobre una sección cuadrada de lado  $b_w$ , donde  $b_w$  designa el espesor del panel.
- (2) La parte del muro de paneles existente entre una junta vertical y una abertura situada a una distancia menor de  $2,5 b_w$  de dicha junta, deberá dimensionarse y detallarse de acuerdo con los apartados 5.4.3.4.2 o 5.5.3.4.5, dependiendo de la clase de ductilidad.
- (3) Se deberá evitar la degradación de la resistencia de las conexiones.
- (4) Para ello, todas las juntas verticales deberán ser rugosas o con entalladuras, y se deberán comprobar a cortante.
- (5) Las juntas horizontales sometidas a compresión a lo largo de toda su longitud pueden no ser dentadas. Si se encuentran parcialmente en compresión y parcialmente en tracción, deberán tener entalladuras a lo largo de toda su longitud.
- (6) Las siguientes reglas adicionales se aplican para la comprobación de las conexiones horizontales de muros contruidos con paneles prefabricados de grandes dimensiones:
  - a) el esfuerzo de tracción total producido por las acciones axiales (respecto al muro) se deberá resistir mediante la armadura vertical situada a lo largo del área de tracción del panel, y anclar en el cuerpo de los paneles superior e inferior. La continuidad de esta armadura deberá asegurarse por soldadura dúctil efectuada dentro de la junta horizontal o, preferiblemente, mediante grapas especiales dispuestas para tal fin (figura 5.15).
  - b) en conexiones horizontales que se encuentren parcialmente en compresión y parcialmente en tracción (bajo la situación sísmica de cálculo), la comprobación de la resistencia a cortante (véase 5.11.2.2) deberá efectuarse sólo a lo largo de la parte en compresión. En tal caso, el valor del esfuerzo axial,  $N_{Ed}$ , deberá sustituirse por el valor de la fuerza de compresión total,  $F_c$ , actuando en el área de compresión.



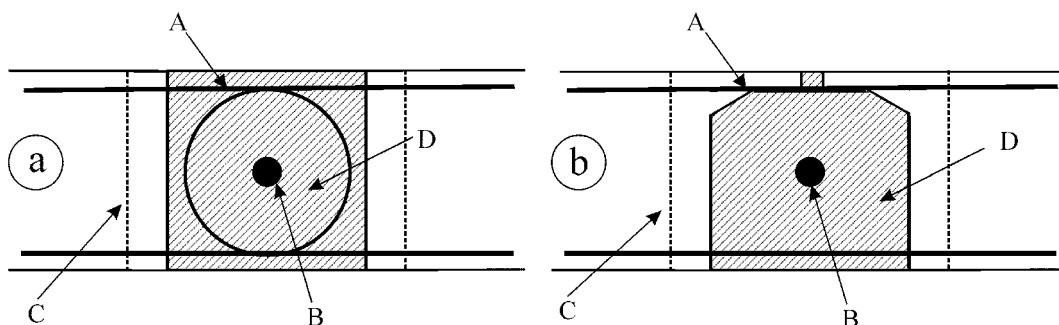
Leyenda

A Soldadura por solapo de las armaduras

**Figura 5.15 – Armadura de tracción que pudiera ser necesaria en los extremos de los muros**

(7) Para mejorar la ductilidad local a lo largo de las conexiones verticales de los paneles de grandes dimensiones se deberán respetar las reglas adicionales siguientes:

- se deberá disponer una armadura mínima a través de las conexiones igual al 0,10% para conexiones totalmente comprimidas, e igual a un 0,25% para conexiones que se encuentren parcialmente en compresión y parcialmente en tracción;
- la cuantía de armadura a través de las conexiones deberá limitarse, para evitar una pérdida brusca de la rigidez al superar el pico del diagrama de comportamiento. Si no se justifica adecuadamente, la cuantía de armadura no deberá superar el 2%;
- dicha armadura deberá distribuirse a lo largo de toda la longitud de la conexión. En la clase de ductilidad DCM esta armadura puede concentrarse en tres bandas (tope, mitad y fondo);
- deberán tomarse las medidas que aseguren la continuidad de la armadura a través de las conexiones panel-panel. Para ello, en las conexiones verticales las armaduras de acero se deberán anclar, bien con barras en U o, en el caso de juntas con al menos una cara libre, mediante soldadura a través de la conexión (véase la figura 5.16);
- para asegurar la continuidad a lo largo de la conexión después de la fisuración, se deberá disponer una armadura longitudinal de cuantía mínima  $\rho_{c,min.}=1\%$  dentro del mortero de relleno de la conexión (véase la figura 5.16).



#### Leyenda

- A Armadura que sobrepasa la conexión
- B Armadura longitudinal de la conexión
- C Dientes (entalladuras)
- D Mortero de relleno entre paneles

**Figura 5.16 – Sección transversal de las conexiones verticales entre paneles prefabricados de grandes dimensiones, a) junta con dos caras libres; b) junta con una cara libre**

(8) Como resultado de la capacidad de disipación de energía a lo largo de las conexiones verticales (y, en parte, a lo largo de las horizontales) de paneles de grandes dimensiones, los muros contruidos con dichos paneles prefabricados están exentos de cumplir los requisitos indicados en los apartados 5.4.3.4.2 y 5.5.3.4.5, referentes al confinamiento de elementos de contorno.

#### 5.11.3.5 Diafragmas

(1) Además de las disposiciones del apartado 10 del Anejo 19 del Código Estructural, referentes a losas, y de las indicadas en el apartado 5.10 de este Anejo, se aplican también las reglas de dimensionamiento siguientes en el caso de forjados con función de diafragma hechos de elementos prefabricados.

(2) Cuando no se satisfaga la condición de diafragma rígido del punto (4) del apartado 4.3.1, se deberá tener en cuenta en el modelo la deformabilidad en el forjado del piso, así como la de las conexiones con los elementos verticales.

(3) El comportamiento rígido del diafragma se mejora si las juntas en el diafragma se sitúan sólo sobre sus apoyos. Una capa de recubrimiento adecuada de hormigón armado *in situ* puede mejorar enormemente la rigidez del diafragma. El espesor de esta capa de recubrimiento no deberá ser menor de 40 mm si la luz entre apoyos es menor de 8 m, o no menor de 50 mm para luces mayores; su armadura de malla deberá conectarse a los elementos verticales resistentes situados por encima y por debajo.

(4) Los esfuerzos de tracción se deberán resistir mediante tirantes de acero dispuestos, al menos, a lo largo del perímetro del diafragma, así como a lo largo de algunas de las juntas de las losas prefabricadas. Si se usa una capa de recubrimiento fabricado *in situ*, esta armadura adicional se deberá colocar en esta capa de recubrimiento.

(5) En cualquier caso, estos tirantes deberán formar un sistema continuo de armadura a lo largo y ancho de todo el diafragma, y deberán conectarse apropiadamente a cada elemento resistente al esfuerzo lateral.

(6) Los esfuerzos cortantes actuantes en el plano a lo largo de las conexiones losa-losa o losa-viga, deberán calcularse de acuerdo con el apartado 4.4.2.5. El valor de cálculo de la resistencia deberá obtenerse según el apartado 5.11.2.2.

(7) Los elementos sísmicos primarios, por encima y por debajo del diafragma, deberán conectarse adecuadamente al diafragma. Para ello, cualquier junta horizontal deberá armarse siempre apropiadamente. No se deberán considerar para esto las fuerzas de rozamiento debidas a los esfuerzos exteriores de compresión.

## 6 Reglas específicas para edificios de acero

### 6.1 Generalidades

#### 6.1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Para el proyecto de edificios de acero se aplica lo establecido en el Código Estructural (Anejos 22 a 29). Las reglas siguientes complementan dicha reglamentación.

(2) Para edificios con estructuras mixtas de acero y hormigón se aplica el capítulo 7.

#### 6.1.2 Principios de dimensionamiento

(1) Los edificios de acero sismorresistentes deben proyectarse de acuerdo con uno de los siguientes principios (véase la tabla 6.1):

- principio a) Comportamiento estructural poco disipativo;
- principio b) Comportamiento estructural disipativo.

**Tabla 6.1 – Principios de dimensionamiento, clases de ductilidad estructural y límite superior de los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento**

Principio de dimensionamiento	Clase de ductilidad estructural	Rango de los valores de referencia del coeficiente de comportamiento $q$
Principio a) Comportamiento estructural poco disipativo	DCL (baja)	$\leq 1,5$
Principio b) Comportamiento estructural disipativo	DCM (media)	$\leq 4$ También limitado por los valores de la tabla 6.2
	DCH (alta)	Solamente limitado por los valores de la tabla 6.2

El valor para el límite superior de  $q$  para un comportamiento poco disipativo es 1,5.

No se establecen limitaciones geográficas a la elección del principio de dimensionamiento y de la clase de ductilidad DCM y DCH para estructuras de acero.

(2) En el principio a) los efectos de la acción se pueden obtener empleando un cálculo elástico global, sin considerar un comportamiento no lineal significativo del material. Cuando se use el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5, el límite superior del valor de referencia del coeficiente de comportamiento  $q$  se tomará igual a 1,5 (véase el punto (1) anterior). En el caso de irregularidad en altura, el coeficiente de comportamiento  $q$  debería corregirse según el punto (7) del apartado 4.2.3.1, pero no es necesario tomarlo menor de 1,5.

3) En el principio a), donde el límite superior del valor de referencia de  $q$  se toma igual a 1,5, los elementos sísmicos primarios de la estructura pueden pertenecer a cualquiera de las cuatro clases de secciones transversales 1, 2, 3 o 4, según se definen en el punto (1) del apartado 5.5.2 del Anejo 22 de Código Estructural.

(4) En el principio a) la resistencia de los elementos y de las conexiones deberá evaluarse según el Código Estructural (Anejos 22 a 29) sin ningún requisito adicional. Para edificios que no están aislados sísmicamente (véase el capítulo 10), se recomienda el dimensionamiento conforme al principio a) solo para los casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1).

(5) En el principio b) se tiene en cuenta la capacidad de algunas partes de la estructura (zonas disipativas) para resistir las acciones del terremoto mediante su comportamiento fuera del dominio elástico. Cuando se use el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5, el valor de referencia del coeficiente de comportamiento  $q$  se puede tomar mayor que el valor límite superior establecido en la tabla 6.1 para un comportamiento estructural poco disipativo. El valor límite superior de  $q$  depende de la clase de ductilidad y del tipo de estructura (véase 6.3). Cuando se adopte este principio b), se deben satisfacer los requisitos especificados en los apartados 6.2 a 6.11.

(6) Las estructuras dimensionadas según el principio b) deben pertenecer a las clases de ductilidad DCM o DCH. Estas clases corresponden a una mayor capacidad de la estructura para disipar energía mediante mecanismos plásticos. Dependiendo de la clase de ductilidad, deben cumplirse los requisitos específicos referentes a uno o más de los siguientes aspectos: clase de los perfiles de acero y capacidad de rotación de las conexiones.

### 6.1.3 Comprobaciones de seguridad

(1) Para las comprobaciones de estado límite último en acero estructural, el coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material  $\gamma_s = \gamma_M$  debe tener en cuenta la posible degradación de la resistencia debida a deformaciones cíclicas.

Cuando debido a las disposiciones de ductilidad local, la relación entre la resistencia residual después de la degradación y la resistencia inicial sea aproximadamente igual a la relación entre los valores de  $\gamma_M$  para las combinaciones de carga accidental y fundamental, se aplicará en la situación sísmica de cálculo el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_s$  adoptado para las situaciones de cálculo persistente y transitoria.

(2) En las comprobaciones del dimensionamiento por capacidad especificadas en los apartados 6.5 a 6.8, deberá considerarse la posibilidad de que el límite elástico real del acero sea mayor que el límite elástico nominal, mediante un coeficiente de reserva de resistencia del material  $\gamma_{ov}$  (véase el punto (3) del apartado 6.2).

## 6.2 Materiales

(1) El acero estructural debe ser conforme con lo establecido en el Código Estructural.

(2) La distribución en la estructura de las propiedades del material, como el límite elástico y la dureza, debe ser tal que las zonas disipativas se formen dónde estaba previsto en el dimensionamiento.

NOTA La plastificación de las zonas disipativas se produce, normalmente, antes de la salida del dominio elástico de las otras zonas durante el terremoto.

(3) El requisito indicado en el punto (2) anterior puede satisfacerse si el límite elástico del acero de las zonas disipativas y el dimensionamiento de la estructura cumplen alguna de las condiciones a), b) o c) siguientes:

a) valor superior del límite elástico,  $f_{y,m\acute{a}x.}$ , del acero de las zonas disipativas satisface la ecuación:  
$$f_{y,m\acute{a}x.} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$$

donde

$\gamma_{ov}$  es el coeficiente de reserva de resistencia usado en el cálculo,  $\gamma_{ov} = 1,25$ ; y

$f_y$  es el límite elástico nominal especificado para el tipo de acero en cuestión.

NOTA Para los aceros de tipo S235 y con  $\gamma_{ov} = 1,25$ , este método produce un máximo de  $f_{y,m\acute{a}x.} = 323 \text{ N/mm}^2$ .

- b) el dimensionamiento de la estructura se realiza en función un único tipo de acero y un único límite elástico nominal  $f_y$  para el acero tanto de las zonas disipativas como de las no disipativas; se especifica un valor superior  $f_{y,m\acute{a}x.}$  para el acero de zonas disipativas; el valor nominal  $f_y$  de los aceros especificado para zonas no disipativas y uniones supera el valor máximo del límite elástico  $f_{y,m\acute{a}x.}$  de las zonas disipativas.

NOTA Esta condición normalmente conduce al uso de aceros tipo S355 en elementos y uniones no disipativos (dimensionados en base a la  $f_y$  de los aceros tipo S235), y al uso de aceros tipo S235 para elementos y uniones disipativos donde el valor máximo del límite elástico de los aceros tipo S235 está limitado a  $f_{y,m\acute{a}x.} = 355 \text{ N/mm}^2$ .

- c) el límite elástico real,  $f_{y,act}$ , del acero de cada zona disipativa se determina mediante mediciones, y el coeficiente de reserva de resistencia se obtiene para cada zona disipativa según la ecuación  $\gamma_{ov,act} = f_{y,act}/f_y$ , siendo  $f_y$  el límite elástico nominal del acero de zonas disipativas.

NOTA Esta condición es aplicable cuando se usan aceros conocidos procedentes del stock, en la evaluación de edificios existentes, o cuando las hipótesis del lado de la seguridad utilizadas en el dimensionamiento relativas al límite elástico se confirman por mediciones realizadas antes de la construcción.

(4) Si se satisface la condición b) del punto **(3)** anterior, el coeficiente de reserva de resistencia,  $\gamma_{ov}$ , puede tomarse igual a 1,0 en las comprobaciones del dimensionamiento para elementos estructurales definidas en los apartados **6.5** a **6.8**. En la comprobación de la ecuación (6.1) para conexiones, el valor de  $\gamma_{ov}$  a emplear es el mismo que en la condición a) del punto **(3)**.

(5) Si se satisface la condición c) del punto **(3)** anterior, el coeficiente de reserva de resistencia,  $\gamma_{ov}$ , se deberá tomar igual al máximo entre los valores  $\gamma_{ov,act}$  obtenidos en las comprobaciones especificadas en los apartados **6.5** a **6.8**.

(6) Para zonas disipativas, el valor del límite elástico  $f_{y,m\acute{a}x.}$  considerado en la aplicación de las condiciones indicadas en el punto **(3)** se deberá especificar y anotar en los planos.

(7) La dureza de los aceros y de las soldaduras deberá satisfacer los requisitos para la acción sísmica con el valor cuasi-permanente de la temperatura de servicio (véase el Anejo 28 del Código Estructural).

(8) Se deberán definir en las especificaciones de proyecto la dureza requerida de los aceros y de las soldaduras, así como la temperatura de servicio mínima adoptada en combinación con la acción sísmica.

(9) En uniones atornilladas de elementos sísmicos primarios, se deberán usar tornillos de alta resistencia de las categorías 8.8 o 10.9.

(10) El control de las propiedades de los materiales debe realizarse conforme al apartado **6.11**.

## 6.3 Tipos de estructuras y coeficientes de comportamiento

### 6.3.1 Tipos de estructuras

(1) Los edificios de acero deben clasificarse dentro de uno de los tipos de estructuras siguientes, en función del comportamiento de su estructura resistente primaria bajo acciones sísmicas (véanse las figuras 6.1 a 6.8):

- a) Pórticos resistentes a flexión: estructuras en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se produce, principalmente, por elementos actuando a flexión.
- b) Pórticos con triangulaciones centradas: estructuras en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se produce, principalmente, por elementos sometidos a esfuerzos axiales.
- c) Pórticos con triangulaciones descentradas: estructuras en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se produce, principalmente, por elementos sometidos a esfuerzos axiales, pero en los cuales la excentricidad de la geometría es tal que la energía se puede disipar en los acoplamientos sísmicos mediante flexión cíclica o cortante cíclico.
- d) Estructuras de péndulo invertido: estructuras definidas en el apartado **5.1.2**, en las que las zonas disipativas están localizadas en la base de los pilares.
- e) Estructuras con núcleos de hormigón o muros de hormigón: estructuras en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se produce, principalmente, por dichos núcleos o muros (muros pantalla).
- f) Pórticos resistentes a flexión, combinadas con triangulaciones centradas.
- g) Pórticos resistentes a flexión, combinados con los rellenos.

(2) En pórticos resistentes a flexión, las zonas disipativas deberán localizarse principalmente en las rótulas plásticas formadas en las vigas o en las uniones entre viga y pilar, de modo que la energía se disipe mediante flexión cíclica. Estas zonas disipativas pueden también localizarse en los pilares:

- en la base del pórtico;
- en la parte superior de los pilares de la última planta en edificios de varias plantas;
- en las partes superior e inferior de los pilares de edificios de una planta en los cuales  $N_{Ed}$  en los pilares cumpla la condición:  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ .

(3) En pórticos con triangulaciones centradas, las zonas disipativas deberán localizarse principalmente en las diagonales a tracción.

Las triangulaciones (arriostramientos) pueden pertenecer a una de las siguientes categorías:

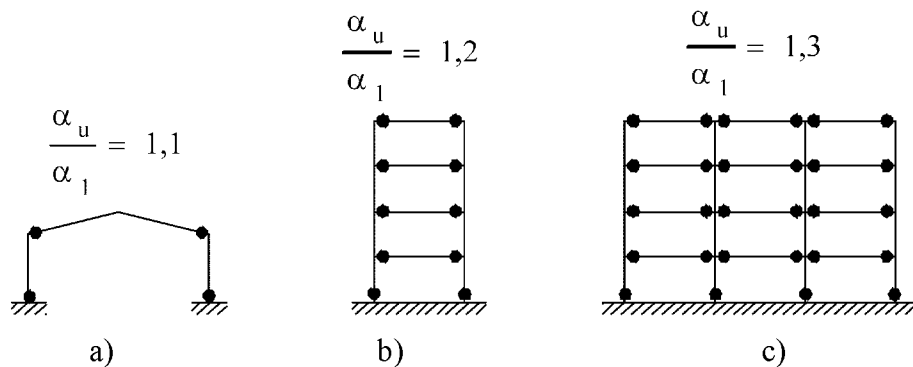
- triangulaciones diagonales de tracción activas, en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se puede asegurar por medio de las diagonales a tracción exclusivamente, despreciando las diagonales a compresión;

- triangulaciones en V, en las que la resistencia a las fuerzas horizontales se puede asegurar tanto por las diagonales a tracción como por las diagonales a compresión. El punto de intersección de estas diagonales se encuentra sobre un elemento horizontal que debe ser continuo.

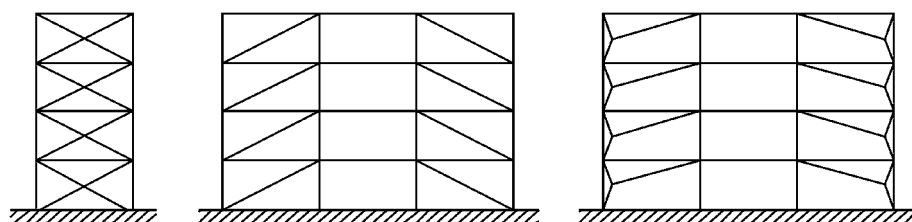
Las triangulaciones en K, en los que la intersección de las diagonales se encuentra en un pilar (véase la figura 6.9) no pueden usarse.

(4) En pórticos con triangulaciones descentradas, se deberán emplear configuraciones que aseguren que todos los acoplamientos sísmicos sean activos, como se muestra en la figura 6.4.

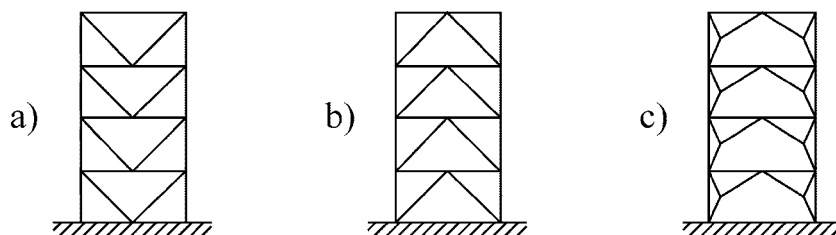
(5) Las estructuras de péndulo invertido se pueden considerar como pórticos resistentes a flexión supuesto que las estructuras sismorresistentes poseen más de un pilar en cada plano resistente y que se satisface la siguiente condición de limitación del esfuerzo axial en cada uno de los pilares:  $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$ .



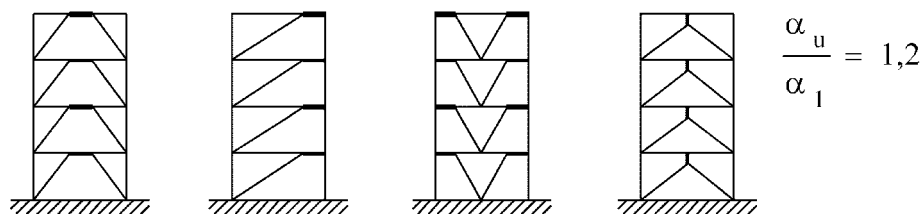
**Figura 6.1 – Pórticos resistentes a flexión (zonas disipativas en vigas y en la parte inferior de pilares) Valores por defecto para  $\alpha_u/\alpha_1$  (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)**



**Figura 6.2 – Pórticos con triangulaciones centradas diagonales (zonas disipativas sólo en las diagonales a tracción)**

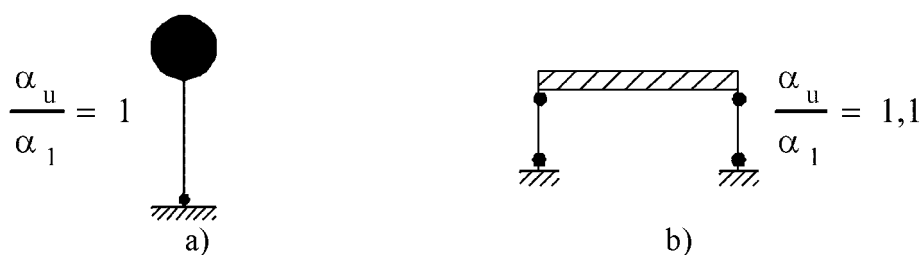


**Figura 6.3 – Pórticos con triangulaciones centradas en V (zonas disipativas en las diagonales a tracción y las diagonales a compresión)**



**Figura 6.4 – Pórticos con triangulaciones descentradas (zonas disipativas en acoplamientos a flexión y a cortante).**

**Valores por defecto para  $\alpha_u/\alpha_1$  (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)**

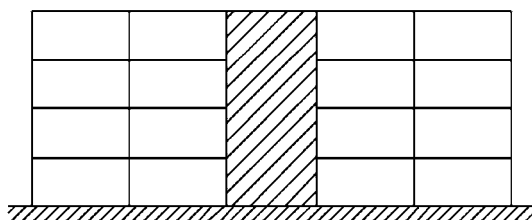


**Figura 6.5 – Estructuras de péndulo invertido:**

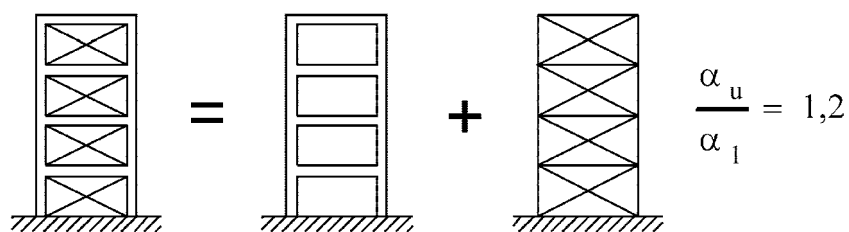
**a) zonas disipativas en la base del pilar;**

**b) zonas disipativas en pilares ( $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ ).**

**Valores por defecto para  $\alpha_u/\alpha_1$  (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)**



**Figura 6.6 – Estructuras con núcleos de hormigón o muros de hormigón**



**Figura 6.7 – Pórticos resistentes a flexión combinados con triangulaciones centradas (zonas disipativas en el pórtico a flexión y en las diagonales a tracción)**

Valores por defecto para  $\alpha_u/\alpha_1$  (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)

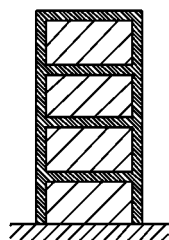


Figura 6.8 – Pórticos resistentes a flexión combinados con rellenos

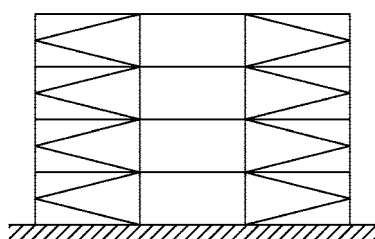


Figura 6.9 – Pórtico con triangulaciones en K (no permitido)

### 6.3.2 Coeficientes de comportamiento

(1) El coeficiente de comportamiento  $q$ , introducido en el apartado 3.2.2.5, tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía de la estructura. Para sistemas estructurales regulares se deberá tomar un coeficiente de comportamiento  $q$  con los límites superiores de los valores de referencia especificados en la tabla 6.2, supuesto que se cumplen las reglas indicadas en los apartados 6.5 a 6.11.

**Tabla 6.2 – Límites superiores de los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento para sistemas regulares en altura**

TIPO ESTRUCTURAL	Clase de ductilidad	
	DCM	DCH
a) Pórticos resistentes a flexión	4	5 $\alpha_u/\alpha_1$
b) Pórticos con triangulaciones centradas Triangulaciones diagonales Triangulaciones en V	4	4
	2	2,5
	4	5 $\alpha_u/\alpha_1$
c) Pórticos con triangulaciones descentradas	4	5 $\alpha_u/\alpha_1$
d) Estructuras de péndulo invertido	2	2 $\alpha_u/\alpha_1$
e) Estructuras con núcleos de hormigón o muros de hormigón	Véase el capítulo 5	
f) Pórticos a flexión combinados con arriostramientos concéntricos	4	4 $\alpha_u/\alpha_1$
g) Pórticos resistentes a flexión combinados con rellenos Rellenos de hormigón o de fábrica no conectados, en contacto con la estructura	2	2
	Véase el capítulo 7	
	4	5 $\alpha_u/\alpha_1$

Rellenos de hormigón armado conectados		
Rellenos aislados del pórtico resistente a flexión (véanse los pórticos resistentes a flexión)		

(2) Si el edificio es irregular en altura (véase **4.2.3.3**) los valores límites superiores de  $q$  indicados en la tabla 6.2 se deberán reducir en un 20% (véase el punto **(7)** del apartado **4.2.3.1** y la tabla 4.1).

(3) Para edificios regulares en planta, si no se realizan cálculos para determinar  $\alpha_u/\alpha_1$ , se pueden usar los valores por defecto aproximados de la relación  $\alpha_u/\alpha_1$  indicados en las figuras 6.1 a 6.8. Los parámetros  $\alpha_1$  y  $\alpha_u$  se definen como sigue:

- $\alpha_1$  es el valor por el que se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, con objeto de alcanzar primero la resistencia plástica en algún elemento de la estructura, mientras el resto de acciones de cálculo permanecen constantes;
- $\alpha_u$  es el valor por el que se multiplica la acción sísmica de cálculo horizontal, con objeto de que las rótulas plásticas se formen en un número suficiente de secciones para el desarrollo de una inestabilidad global de la estructura, mientras que el resto de las acciones de cálculo permanecen constantes. El coeficiente  $\alpha_u$  puede obtenerse mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales).

(4) Para edificios no regulares en planta (véase **4.2.3.2**), el valor aproximado de  $\alpha_u/\alpha_1$  que puede usarse, si no se realizan cálculos para su evaluación, es igual a la media entre (a) 1,0; y (b) el valor dado en las figuras 6.1 a 6.8.

(5) Se permiten valores de  $\alpha_u/\alpha_1$  mayores que los especificados en los puntos **(3)** y **(4)** anteriores, siempre que puedan confirmarse con el cálculo de  $\alpha_u/\alpha_1$  mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales).

(6) El valor máximo de  $\alpha_u/\alpha_1$  que puede usarse en el dimensionamiento es igual a 1,6, incluso si el análisis mencionado en el punto **(5)** anterior proporciona valores potenciales mayores.

## 6.4 Análisis estructural

(1) El dimensionamiento de los forjados con función de diafragma deberá ser conforme con el apartado **4.4.2.5**.

(2) A menos que se especifique lo contrario en este capítulo (por ejemplo, para los pórticos con triangulaciones centradas, véanse los puntos **(1)** y **(2)** del apartado **6.7.2**) el análisis de la estructura puede realizarse suponiendo que todos los elementos de la estructura sismorresistente son activos.

## 6.5 Criterios de dimensionamiento y reglas de detalles constructivos comunes a todos los tipos de estructuras con comportamiento estructural disipativo

### 6.5.1 Generalidades

(1) Los criterios de dimensionamiento indicados en el apartado **6.5.2** deberán aplicarse a las partes sismorresistentes de las estructuras dimensionadas conforme al principio de comportamiento estructural disipativo.

(2) Los criterios de dimensionamiento indicados en el apartado **6.5.2** se consideran satisfechos si se

observan las reglas de detalles constructivos indicadas en los apartados 6.5.3 a 6.5.5.

### 6.5.2 Reglas de dimensionamiento para estructuras disipativas

(1) Las estructuras con zonas disipativas deben dimensionarse de manera que la plastificación, el pandeo local o cualquier otro fenómeno debido al comportamiento de histéresis no afecten a la estabilidad global de la estructura.

NOTA Se considera que los coeficientes  $q$  indicados en la tabla 6.2 cumplen este requisito (véase el punto (2) del apartado 2.2.2).

(2) Las zonas disipativas deben tener una resistencia y ductilidad adecuadas. La resistencia debe comprobarse conforme al Código Estructural (Anejos 22 a 29).

(3) Las zonas disipativas pueden localizarse en los elementos estructurales o en las conexiones.

(4) Si las zonas disipativas se localizan en los elementos estructurales, las partes no disipativas y las conexiones de las partes disipativas con el resto de la estructura deben tener una reserva de resistencia suficiente para permitir el desarrollo de plastificación cíclica en las partes disipativas.

(5) Cuando las zonas disipativas estén localizadas en las uniones, los elementos conectados deben tener una reserva de resistencia suficiente para permitir el desarrollo de la plastificación cíclica en dichas uniones.

### 6.5.3 Reglas de dimensionamiento para elementos disipativos a compresión o flexión

(1) Se debe asegurar una ductilidad local suficiente para los elementos que disipan energía en compresión o flexión, limitando la relación entre la anchura y el espesor,  $b/t$ , de acuerdo con las clases de sección especificadas en el apartado 5.5 del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Los requisitos relativos a las clases de sección de los elementos de acero que disipan energía se indican en la tabla 6.3 en función de la clase de ductilidad y del coeficiente de comportamiento  $q$  usados en el dimensionamiento.

**Tabla 6.3 – Requisitos para las clases de sección de elementos disipativos dependiendo de las clases de ductilidad y del coeficiente de comportamiento de referencia**

Clase de ductilidad	Valor de referencia del coeficiente de comportamiento $q$	Clase requerida de la sección
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Clase 1, 2 o 3
	$2 < q \leq 4$	Clase 1 o 2
DCH	$q > 4$	Clase 1

### 6.5.4 Reglas de dimensionamiento para partes o elementos a tracción

(1) En el caso de elementos o partes de elementos sometidos a tracción se deberá cumplir el requisito de ductilidad indicado en el punto (3) del apartado 6.2.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

### 6.5.5 Reglas de dimensionamiento para uniones en zonas disipativas

(1) El dimensionamiento de las uniones debe ser tal que limite la localización de las deformaciones

unitarias plásticas, el nivel de las tensiones residuales, y que evite los defectos de construcción.

(2) Se puede considerar que las conexiones no disipativas de los elementos disipativos realizadas con soldaduras a tope de penetración total cumplen con el criterio de reserva de resistencia.

(3) Para uniones con soldaduras en ángulo o uniones atornilladas, se deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad (6.1)$$

donde

$R_d$  es la resistencia de la conexión, de acuerdo con el Código Estructural (Anejos 22 a 29);

$R_{fy}$  es la resistencia plástica del elemento disipativo enlazado, basada en el valor de cálculo del límite elástico del material, según se define en el Código Estructural (Anejos 22 a 29);

$\gamma_{ov}$  es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto (2) del apartado 6.1.3, y el apartado 6.2).

(4) Deberán usarse uniones atornilladas a cortante de categoría *B* y *C* según el apartado 3.4.1 del Anejo 26 del Código Estructural, y uniones atornilladas a tracción de categoría *E*, según el apartado 3.4.2 de dicho Anejo. También se permiten las juntas a cortante con tornillos adecuados. Las superficies de rozamiento deberán pertenecer a las clases A o B, de acuerdo con el artículo 93.8 del Código Estructural.

(5) Para uniones atornilladas a cortante, el valor de cálculo de la resistencia a cortante de los tornillos deberá ser mayor de 1,2 veces el valor de cálculo de la capacidad resistente.

(6) Se deberá confirmar la adecuación del dimensionamiento mediante evidencias experimentales, por lo que la resistencia y la ductilidad de los elementos y sus uniones bajo carga cíclica se deberán, a su vez, confirmar mediante evidencias experimentales, con objeto de satisfacer los requisitos específicos definidos en los apartados 6.6 a 6.9 para cada tipo de estructura y clase de ductilidad estructural. Esto se aplica a uniones de resistencia parcial o total en zonas disipativas o adyacentes a dichas zonas.

(7) La evidencia experimental puede basarse en los datos existentes. De otro modo, deberán realizarse ensayos.

## **6.6 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos resistentes a flexión**

### **6.6.1 Criterios de dimensionamiento**

(1) Los pórticos resistentes a flexión deben dimensionarse de manera que las rótulas plásticas se formen en las vigas o en las conexiones de las vigas con los pilares, pero no en los pilares, según el apartado 4.4.2.3. Este requisito no se aplica ni en la base de la estructura, ni en la planta superior de edificios de varias plantas, ni en edificios de una sola planta.

(2) Dependiendo de la localización de las zonas disipativas, se aplica el punto (4) o el punto (5) del apartado 6.5.2.

(3) El patrón de formación de rótulas requerido deberá conseguirse observando las reglas indicadas en los apartados 4.4.2.3, 6.6.2, 6.6.3, y 6.6.4.

## 6.6.2 Vigas

(1) Deberá comprobarse que las vigas tengan una resistencia suficiente frente a rotura por pandeo por flexión fuera del plano y por pandeo lateral de acuerdo con el Código Estructural (Anejos 22 a 29), suponiendo la formación de una rótula plástica en un extremo de la viga. El extremo de la viga que deberá considerarse es el más solicitado en la situación sísmica de cálculo.

(2) Para las rótulas plásticas de las vigas, deberá comprobarse que ni el momento plástico resistente total ni la capacidad de rotación se reducen por compresión o esfuerzos cortantes. Para ello, se deberán comprobar las siguientes condiciones en los puntos en que se espere la formación de rótulas:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.4)$$

donde

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (6.5)$$

$N_{Ed}$  es valor de cálculo del esfuerzo axial;

$M_{Ed}$  es valor de cálculo del momento flector;

$V_{Ed}$  es valor de cálculo del esfuerzo cortante;

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  son los valores de cálculo de las resistencias, de acuerdo con el Código Estructural;

$V_{Ed,G}$  es el valor de cálculo del esfuerzo cortante debido a las acciones no sísmicas;

$V_{Ed,M}$  es el valor de cálculo del esfuerzo cortante debido a la aplicación de los momentos plásticos  $M_{pl,Rd,A}$  y  $M_{pl,Rd,B}$  con signos opuestos en los extremos A y B de la viga.

NOTA  $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L$  es la condición más desfavorable, correspondiente a una viga de luz  $L$  y zonas disipativas en ambos extremos.

(3) Para secciones pertenecientes a la clase 3 de sección transversal, las ecuaciones (6.2) a (6.5) deberán comprobarse reemplazando  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  por  $N_{el,Rd}$ ,  $M_{el,Rd}$ ,  $V_{el,Rd}$ .

(4) Si no se cumple la ecuación (6.3), el requisito especificado en el punto (2) anterior se considera satisfecho si se cumplen las disposiciones del apartado 6.2.9.1 del Anejo 22 del Código Estructural.

### 6.6.3 Pilares

(1) Los pilares deben comprobarse a compresión, considerando la combinación más desfavorable del esfuerzo axil y de los momentos flectores. En las comprobaciones,  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  deberán obtenerse mediante:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.6)$$

donde

$N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) son los esfuerzos de compresión (momento flector y esfuerzo cortante, respectivamente) en el pilar, debidos a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo;

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) son los esfuerzos de compresión (momento flector y esfuerzo cortante, respectivamente) en el pilar debido a la acción sísmica de cálculo;

$\gamma_{ov}$  es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto **(2)** del apartado 6.1.3 y el punto **(3)** del apartado 6.2);

$\Omega$  es el valor mínimo de  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  de todos los pilares en los que existen zonas disipativas;  $M_{Ed,i}$  es el valor de cálculo del momento flector en la viga  $i$  para la situación sísmica de cálculo y  $M_{pl,Rd,i}$  es el momento plástico correspondiente.

(2) En pilares en los que se formen rótulas plásticas como se indica en el punto **(1)** del apartado 6.6.1, la comprobación deberá tener en cuenta que en dichas rótulas plásticas el momento que actúa es igual a  $M_{pl,Rd}$ .

(3) La comprobación de la resistencia de los pilares deberá realizarse conforme al apartado 6 del Anejo 22 del Código Estructural.

(4) El esfuerzo cortante del pilar  $V_{Ed}$ , resultante del cálculo estructural, deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.7)$$

(5) La transmisión de esfuerzos de las vigas a los pilares deberá ser conforme con las reglas de dimensionamiento indicadas en el apartado 6 del Anejo 26 del Código Estructural.

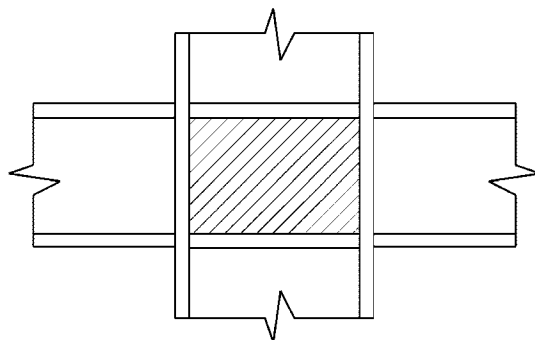
(6) La resistencia a cortante de paneles del alma enmarcados en las conexiones entre viga y pilar (véase la figura 6.10) deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.8)$$

donde

$V_{wp,Ed}$  es el valor de cálculo del esfuerzo cortante en el panel del alma debido a los efectos de las acciones, teniendo en cuenta la resistencia plástica de las zonas disipativas adyacentes en vigas o conexiones;

$V_{wp,Rd}$  es la resistencia a cortante del panel del alma de acuerdo con el apartado 6.2.6.1 del Anejo 26 del Código Estructural. No se requiere tener en cuenta el efecto de las tensiones del esfuerzo axial y del momento flector sobre la resistencia plástica a cortante.



**Figura 6.10 – Panel del alma enmarcado por alas y rigidizadores**

(7) Deberá comprobarse también que la resistencia a abolladura por cortante de los paneles del alma es conforme con el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd} \quad (6.9)$$

donde

$V_{wb,Rd}$  es la resistencia a abolladura por cortante del panel del alma.

#### **6.6.4 Conexiones de viga a pilar**

(1) Si la estructura se dimensiona para disipar energía en las vigas, las conexiones de viga a pilar deberán dimensionarse para el grado de reserva de resistencia necesario (véase 6.5.5), teniendo en cuenta el momento resistente  $M_{pl,Rd}$  y el esfuerzo cortante ( $V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ ) evaluados en el apartado 6.6.2.

(2) Se permiten las uniones semirrígidas disipativas y/o de resistencia parcial, si se cumplen los requisitos siguientes:

- a) la conexión tiene una capacidad de rotación coherente con las deformaciones globales;
- b) se ha demostrado que los elementos que confluyen en las conexiones son estables en el estado límite último (ELU);
- c) el efecto de la deformación de la conexión sobre el desplazamiento global se ha tenido en cuenta usando un análisis global estático no lineal (empujes incrementales) o un análisis no lineal en el dominio del tiempo.

(3) El dimensionamiento de la conexión deberá ser tal que la capacidad de rotación de la zona de la rótula plástica,  $\theta_p$ , no sea menor de 35 mrad para estructuras de clase de ductilidad DCH, y de 25 mrad para estructuras de clases de ductilidad DCM con  $q > 2$ . La rotación,  $\theta_p$ , se define como:

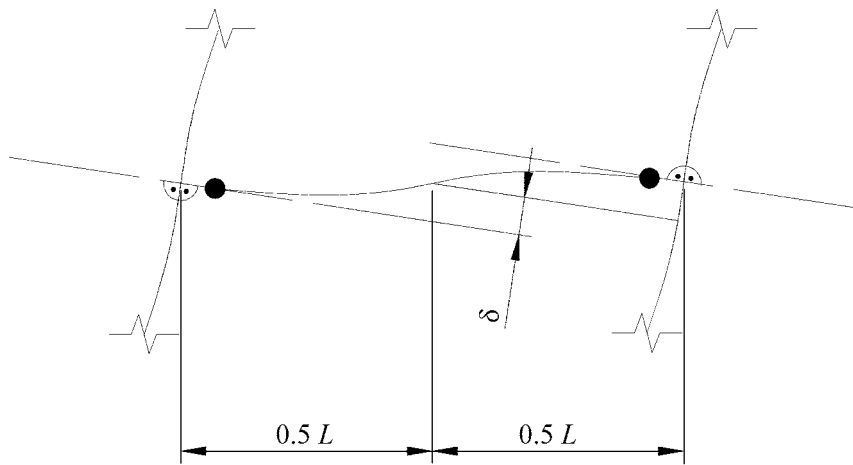
$$\theta_p = \delta / 0,5L \quad (6.10)$$

donde (véase la figura 6.11)

$\delta$  es la flecha de la viga a mitad del vano;

$L$  es la luz de la viga.

Deberá asegurarse la capacidad de rotación de la zona de la rótula plástica,  $\theta_p$ , bajo carga cíclica, sin una degradación de la resistencia ni la rigidez mayor del 20%. Este requisito es válido independientemente de la localización prevista de las zonas disipativas.



**Figura 6.11 – Flecha de la viga para el cálculo de  $\theta_p$**

(4) En los experimentos realizados para evaluar  $\theta_p$ , la resistencia a cortante del panel del alma entre pilares deberá satisfacer la ecuación (6.8) y la deformación por cortante del panel entre pilares no deberá contribuir en más del 30% a la capacidad de rotación plástica,  $\theta_p$ .

(5) La deformación elástica del pilar no deberá incluirse en la evaluación de  $\theta_p$ .

(6) Cuando se usen conexiones de resistencia parcial, el dimensionamiento por capacidad del pilar deberá derivarse de la capacidad plástica de las uniones.

## **6.7 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos con triangulaciones (arriostramientos) centradas**

### **6.7.1 Criterios de dimensionamiento**

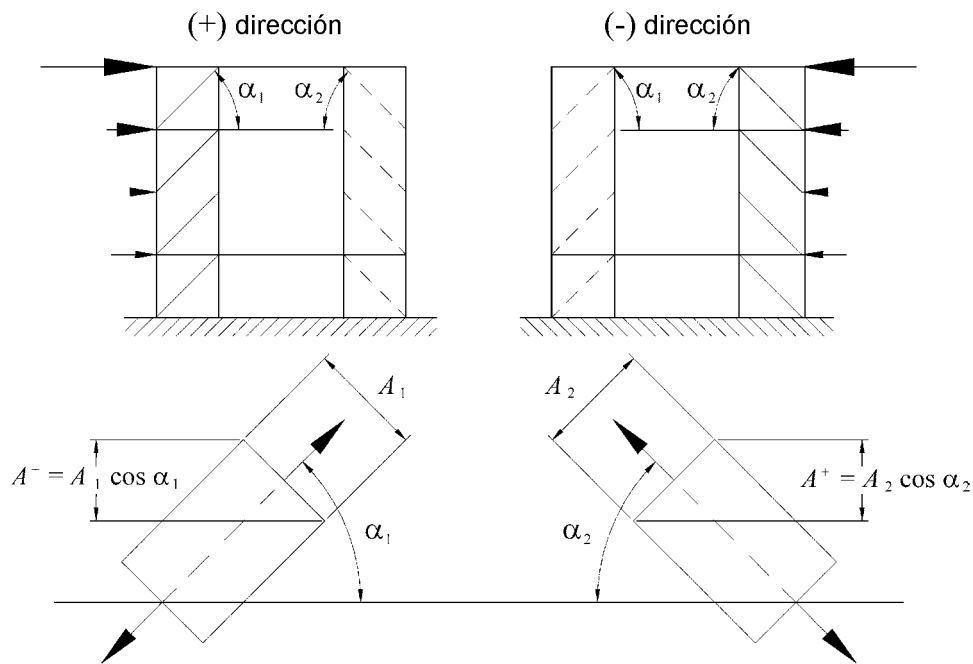
(1) Los pórticos con triangulaciones centradas deben dimensionarse de manera que la plastificación de las diagonales en tracción tenga lugar antes de la rotura de las conexiones y antes de la plastificación o el pandeo de las vigas o pilares.

(2) Los elementos diagonales de los arriostramientos deben colocarse de manera que la estructura muestre, bajo las inversiones de esfuerzos, similares características carga-flecha en cada planta en sentidos opuestos de la misma dirección de arriostramiento.

(3) Para ello, se deberá cumplir la siguiente regla en cada planta:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (6.11)$$

donde  $A^+$  y  $A^-$  son las áreas de las proyecciones horizontales de las secciones transversales de las diagonales a tracción, cuando las acciones sísmicas horizontales tienen dirección positiva o negativa, respectivamente (véase la figura 6.12).



**Figura 6.12 – Ejemplo de aplicación del punto (3) del apartado 6.7.1**

### 6.7.2 Análisis

- (1) Bajo condiciones de cargas gravitatorias, debe considerarse que dichas cargas se resisten exclusivamente por las vigas y pilares, sin tener en cuenta los elementos de arriostramiento (triangulaciones).
- (2) En un análisis elástico para la acción sísmica, las diagonales deben tenerse en cuenta del modo siguiente:
  - en estructuras con triangulaciones diagonales, sólo deben tenerse en cuenta las diagonales en tracción;
  - en estructuras con triangulaciones en V, deben tenerse en cuenta tanto las diagonales en tracción como las diagonales en compresión.
- (3) En el análisis de cualquier tipo de arriostramiento concéntrico, se permite tener en cuenta tanto las diagonales a tracción como las diagonales a compresión siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

- a) se usa un análisis global estático no lineal (empujes incrementales) o un análisis no lineal en el dominio del tiempo;
- b) en el modelo de comportamiento de las diagonales se tienen en cuenta las situaciones pre-pandeo y post-pandeo; y
- c) se proporciona la información de base que justifica el modelo usado para representar el comportamiento de las diagonales.

### 6.7.3 Elementos diagonales

(1) En pórticos con triangulaciones en X, la esbeltez adimensional,  $\bar{\lambda}$ , definida en el Anejo 22 del Código Estructural deberá limitarse a  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ .

NOTA El límite de 1,3 se define para evitar la sobrecarga de los pilares en la fase previa al pandeo (cuando tanto las diagonales de compresión como las de tracción están activas) más allá de los efectos de la acción obtenidos de un análisis en estado último donde solo la diagonal de tracción se considera activa.

(2) En pórticos con triangulaciones diagonales en los que las diagonales no se disponen como triangulaciones diagonales en X (véase, por ejemplo, la figura 6.12), la esbeltez adimensional,  $\bar{\lambda}$ , deberá ser menor o igual que 2,0.

(3) En pórticos con triangulaciones en V la esbeltez adimensional,  $\bar{\lambda}$ , deberá ser menor o igual que 2,0.

(4) En estructuras de hasta dos plantas, no hay limitación para  $\bar{\lambda}$ .

(5) La resistencia plástica,  $N_{pl,Rd}$ , de la sección transversal bruta de las diagonales deberá ser tal que  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ .

(6) En pórticos con triangulaciones en V, las diagonales comprimidas deberán dimensionarse para la resistencia a compresión, de acuerdo con el Código Estructural (Anejos 22 a 29).

(7) Las conexiones de las diagonales a cualquier otro elemento deberán satisfacer las reglas de dimensionamiento del apartado 6.5.5.

(8) Con objeto de satisfacer un comportamiento disipativo homogéneo de las diagonales, deberá comprobarse que la máxima reserva de resistencia,  $\Omega$ , definida en el punto (1) del apartado 6.7.4 no difiere del valor mínimo,  $\Omega$ , en más del 25%.

(9) Se permiten las conexiones disipativas semirrígidas y/o de resistencia parcial, supuesto de que se satisfacen las condiciones siguientes:

- a) las conexiones tienen una capacidad de alargamiento coherente con las deformaciones globales;
- b) el efecto de la deformación de las conexiones sobre el desplazamiento global se tiene en cuenta usando un análisis global estático no lineal (empujes incrementales) o un análisis no lineal en el dominio del tiempo.

#### 6.7.4 Vigas y pilares

(1) Las vigas y pilares bajo esfuerzos axiles deberán cumplir los requisitos de resistencia mínima siguientes:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (6.12)$$

donde

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$	es el valor de cálculo de la resistencia a pandeo de la viga o del pilar conforme al Código Estructural, teniendo en cuenta la interacción de la resistencia a pandeo con el momento flector $M_{Ed}$ , definido como su valor de cálculo para la situación sísmica de cálculo;
$N_{Ed,G}$	es el esfuerzo axil en la viga o en el pilar debido a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo;
$N_{Ed,E}$	es el esfuerzo axil en la viga o en el pilar debido a la acción sísmica de cálculo;
$\gamma_{ov}$	es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto (2) del apartado 6.1.3 y el punto (3) del apartado 6.2);
$\Omega$	es el valor mínimo de $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ sobre todas las diagonales del sistema de pórticos con triangulaciones, donde:  $N_{pl,Rd,i}$ es el valor de cálculo de la resistencia de la diagonal $i$ ;  $N_{Ed,i}$ es el valor de cálculo del esfuerzo axil en la misma diagonal $i$ en la situación sísmica de cálculo.

(2) En pórticos con triangulaciones en V, las vigas deberán dimensionarse de modo que resistan:

- todas las acciones no sísmicas sin considerar los apoyos intermedios dados por las diagonales;
- el efecto vertical de la acción sísmica no equilibrada aplicado a la viga por las triangulaciones después del pandeo de la diagonal en compresión. Este efecto de la acción se calcula usando  $N_{pl,Rd}$  para el arriostramiento (triangulación) a tracción y  $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$  para el arriostramiento (triangulación) a compresión. El valor de  $\gamma_{pb}$  es 0,3

NOTA El coeficiente  $\gamma_{pb}$  se usa para la estimación de la resistencia post-pandeo de las diagonales en compresión.

(3) En pórticos con triangulaciones diagonales en los que las diagonales a tracción y compresión no se intersectan (por ejemplo, las diagonales de la figura 6.12), el dimensionamiento deberá tener en cuenta los esfuerzos de tracción y compresión que se desarrollan en los pilares adyacentes a las diagonales comprimidas y que corresponden a los esfuerzos de compresión en dichas diagonales, iguales al valor de cálculo de su resistencia a pandeo.

### 6.8 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos con triangulaciones descentradas

#### 6.8.1 Criterios de dimensionamiento

(1) Los pórticos con triangulaciones descentradas deben dimensionarse de manera que los elementos o partes de los elementos específicos llamados acoplamientos sísmicos sean capaces de disipar energía

mediante la formación de mecanismos de flexión plástica y/o de cortante plástico.

(2) El sistema estructural debe dimensionarse de manera que se alcance un comportamiento disipativo homogéneo de todo el conjunto de acoplamientos sísmicos.

NOTA Las reglas indicadas a continuación pretenden asegurar que la plastificación en los acoplamientos, incluyendo efectos del endurecimiento por deformación en las rótulas plásticas o paneles de cortante, se producirá antes de la plastificación o rotura en cualquier otro lugar.

(3) Los acoplamientos sísmicos pueden ser elementos horizontales o verticales (véase la figura 6.4).

### 6.8.2 Acoplamientos sísmicos

(1) El alma de un acoplamiento (tramo de acoplamiento sísmico) deberá ser de espesor constante, sin pletinas de refuerzo y sin orificios o entregas.

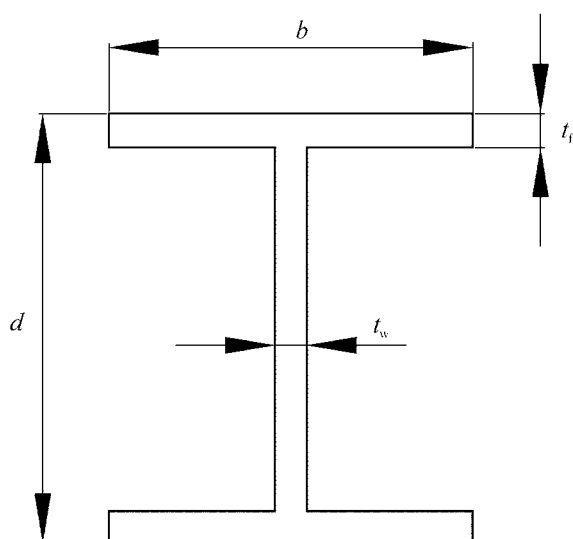
(2) Los acoplamientos sísmicos se clasifican en tres categorías, en función del tipo de mecanismo plástico desarrollado:

- acoplamientos cortos, que disipan la energía por plastificación, principalmente a cortante;
- acoplamientos largos, que disipan la energía por plastificación, principalmente a flexión;
- acoplamientos intermedios, en los que el mecanismo plástico implica flexión y cortante.

(3) Para secciones en I, se usan los siguientes parámetros para definir los valores de cálculo de las resistencias y los límites de las categorías:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (6.13)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad (6.14)$$



**Figura 6.13 – Definición de los símbolos para las secciones en I de los acoplamientos**

(4) Si  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ , el valor de cálculo de la resistencia del acoplamiento deberá satisfacer las dos condiciones siguientes en los dos extremos de dicho acoplamiento:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (6.15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (6.16)$$

donde

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  son los valores de cálculo de los efectos de la acción, respectivamente, el valor de cálculo del esfuerzo axial, el valor de cálculo del momento flector y el valor de cálculo del cortante, en los dos extremos del acoplamiento.

(5) Si  $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$ , se deberán satisfacer las ecuaciones (6.15) y (6.16) con los valores reducidos siguientes,  $V_{p,link,r}$  y  $M_{p,link,r}$ , usados en vez de  $V_{p,link}$  y  $M_{p,link}$ :

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5} \quad (6.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right] \quad (6.18)$$

(6) Si  $N_{Ed}/N_{Rd} \geq 0,15$ , la longitud  $e$  del acoplamiento no deberá superar:

$$e \leq 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{cuando } R < 0,3 \quad (6.19)$$

o bien

$$e \leq (1,15 - 0,5R) 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{cuando } R \geq 0,3 \quad (6.20)$$

donde  $R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - t_f) / (V_{Ed} \cdot A)$ , siendo  $A$  el área bruta del acoplamiento.

(7) Para alcanzar un comportamiento disipativo global de la estructura, deberá comprobarse que cada uno de los valores de las relaciones  $\Omega$  definidas en el punto **(1)** del apartado **6.8.3** no superen el valor mínimo  $\Omega$  resultante del punto **(1)** del apartado **6.8.3** en más del 25% de dicho valor mínimo.

(8) En el caso en que puedan aparecer simultáneamente momentos iguales en ambos extremos del acoplamiento [véase la figura 6.14a)], estos acoplamientos pueden clasificarse según la longitud  $e$ . Para secciones en I, las categorías son:

$$\text{– acoplamientos cortos} \quad e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad (6.21)$$

– acoplamientos largos  $e > e_L = 3,0 M_{p,link} / V_{p,link}$  (6.22)

– acoplamientos intermedios  $e_s < e < e_L$  (6.23)

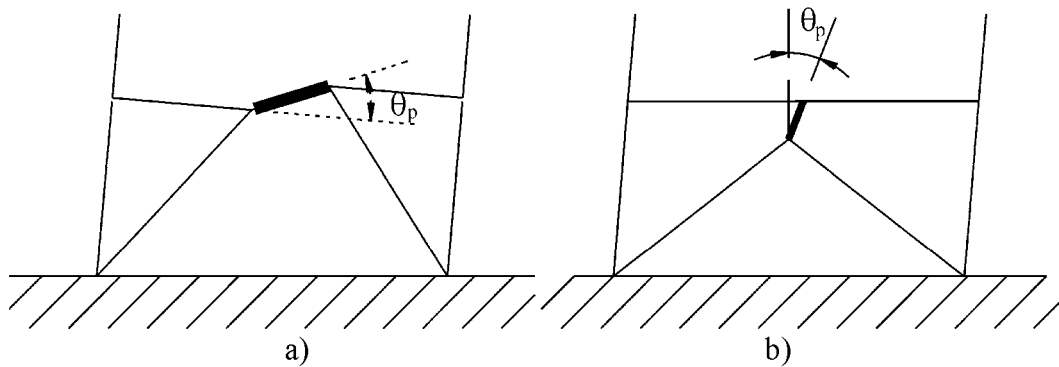
(9) En el caso en que sólo se forme una rótula plástica en un extremo del acoplamiento [véase la figura 6.14b)], el valor de la longitud  $e$  define las categorías de estos acoplamientos. Para secciones en I, las categorías son:

– acoplamientos cortos  $e \leq e_s = 0,8 (1+\alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$  (6.24)

– acoplamientos largos  $e > e_L = 1,5 (1+\alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$  (6.25)

– acoplamientos intermedios  $e_s < e < e_L$  (6.26)

donde  $\alpha$  es la relación entre el menor de los momentos flectores en uno de los extremos del acoplamiento en la situación sísmica de cálculo,  $M_{Ed,A}$ , y el mayor de los momentos flectores en el extremo donde se forma la rótula plástica,  $M_{Ed,B}$ , tomados ambos momentos en valores absolutos.



**Figura 6.14 – a) momentos iguales en los extremos del acoplamiento;  
b) momentos distintos en los extremos del acoplamiento**

(10) El ángulo de rotación  $\theta_p$  entre el acoplamiento y el elemento fuera del acoplamiento, como se define en el punto (3) del apartado 6.6.4, deberá ser coherente con las deformaciones globales. No deberá superar los siguientes valores:

– acoplamientos cortos  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$  radianes (6.27)

– acoplamientos largos  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$  radianes (6.28)

– acoplamientos intermedios  $\theta_p \leq \theta_{pR} =$  valor determinado mediante interpolación lineal de los valores anteriores (6.29)

(11) Deberán disponerse rigidizadores de alma completos, a ambos lados del alma del acoplamiento en los extremos de las triangulaciones diagonales de dicho acoplamiento. Estos rigidizadores deberán tener una anchura combinada no menor de  $(b_f - 2t_w)$  y un espesor no menor que el mayor valor entre  $0,75 t_w$  y 10 mm.

(12) Los acoplamientos deberán tener rigidizadores intermedios de alma, como sigue:

- a) los acoplamientos cortos deberán contar con una separación entre los rigidizadores intermedios de alma no mayor de  $(30 t_w - d/5)$  para un ángulo de rotación del acoplamiento  $\theta_p$  de 0,08 radianes, o  $(52 t_w - d/5)$  para ángulos de rotación del acoplamiento  $\theta_p$  de 0,02 radianes o menores. Se deberá usar una interpolación lineal para valores de  $\theta_p$  comprendidos entre 0,08 y 0,02 radianes;
- b) los acoplamientos largos deberán contar con un rigidizador intermedio de alma, a una distancia de 1,5 veces  $b$ , medida desde cada extremo del acoplamiento donde se formaría la rótula plástica;
- c) los acoplamientos intermedios deberán contar con un rigidizador intermedio de alma que cumpla los requisitos de los puntos a) y b) anteriores;
- d) no se requieren rigidizadores intermedios de alma en los acoplamientos de longitud  $e$  mayor de  $5 M_p/V_p$ ;
- e) los rigidizadores intermedios de alma deberán ser completos. Para los acoplamientos de canto  $d$  menor de 600 mm, se requieren los rigidizadores sólo sobre una cara del alma del acoplamiento. El espesor de los rigidizadores de una cara no deberá ser menor del mayor valor entre  $t_w$  y 10 mm, y su anchura no deberá ser menor de  $(b/2) - t_w$ . Para acoplamientos de canto  $d$  igual o mayor de 600 mm, deberán situarse rigidizadores similares sobre ambas caras del alma.

(13) Las soldaduras en ángulo que conectan un rigidizador al alma del acoplamiento deberán tener un valor de cálculo de la resistencia adecuado para resistir un esfuerzo de  $\gamma_{ov} f_y A_{st}$ , donde  $A_{st}$  es el área del rigidizador. El valor de cálculo de la resistencia de las soldaduras en ángulo que unen el rigidizador a las alas deberá ser la adecuada para resistir una fuerza de  $\gamma_{ov} f_y A_{st}/4$ .

(14) Deberán disponerse apoyos laterales en las alas superior e inferior del acoplamiento, en sus extremos. Los apoyos laterales extremos de los acoplamientos deberán tener un valor de cálculo de la resistencia axil suficiente para proporcionar apoyo lateral para fuerzas del 6% de la resistencia axil nominal esperada del acoplamiento, calculada como  $f_y b t_f$ .

(15) En las vigas donde haya un acoplamiento sísmico, la resistencia a abolladura por cortante de los paneles del alma fuera del acoplamiento deberá comprobarse de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural.

### 6.8.3 Elementos que no contienen acoplamientos sísmicos

(1) Se deberán comprobar a compresión los elementos que no contienen acoplamientos sísmicos, tales como los pilares y los elementos diagonales cuando se usan acoplamientos horizontales en vigas, y también las vigas cuando se usan acoplamientos verticales, considerando la combinación más desfavorable del esfuerzo axil y de los momentos flectores:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (6.30)$$

donde

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$  es el valor de cálculo de la resistencia axil del pilar o elemento diagonal conforme al Código Estructural, teniendo en cuenta la interacción con el momento flector  $M_{Ed}$  y el cortante  $V_{Ed}$ , tomados iguales a su valor de cálculo para la situación sísmica de cálculo;

$N_{Ed,G}$	es el esfuerzo de compresión en el pilar o elemento diagonal debido a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo;
$N_{Ed,E}$	es el esfuerzo de compresión en el pilar o elemento diagonal debido a la acción sísmica de cálculo;
$\gamma_{ov}$	es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto <b>(2)</b> del apartado 6.1.3 y el punto <b>(3)</b> del apartado 6.2);
$\Omega$	es un coeficiente multiplicador igual al mínimo de los siguientes valores:  el valor mínimo de $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ entre todos los acoplamientos cortos;  el valor mínimo de $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$ entre todos los acoplamientos intermedios y largos;
donde	
$V_{Ed,i}, M_{Ed,i}$	son los valores de cálculo del esfuerzo cortante y del momento flector en el acoplamiento $i$ en la situación sísmica de cálculo;
$V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$	son los valores de cálculo de las resistencias plásticas a cortante y a flexión del acoplamiento $i$ , como se indica en el punto <b>(3)</b> del apartado 6.8.2.

#### 6.8.4 Conexiones de los acoplamientos sísmicos

(1) Si la estructura se proyecta para disipar energía en los acoplamientos sísmicos, las conexiones de dichos acoplamientos o de los elementos que los contienen, se deberán dimensionar para unos efectos de la acción,  $E_d$ , calculados como sigue:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega_l E_{d,E} \quad (6.31)$$

donde

$E_{d,G}$	es el efecto de la acción en la conexión debida a las acciones no sísmicas incluidas en la combinación de acciones para la situación sísmica de cálculo;
$E_{d,E}$	es el efecto de la acción en la conexión debida a la acción sísmica de cálculo;
$\gamma_{ov}$	es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto <b>(2)</b> del apartado 6.1.3 y el punto <b>(3)</b> del apartado 6.2);
$\Omega_l$	es el coeficiente de reserva de resistencia para el acoplamiento, obtenido conforme al punto <b>(1)</b> del apartado 6.8.3.

(2) En el caso de conexiones semirrígidas y/o de resistencia parcial, se puede suponer que la disipación de energía se produce solo en dichas conexiones. Esto es admisible, en el supuesto de que se cumplan todas las condiciones siguientes:

- a) las conexiones tienen una capacidad de rotación suficiente para las correspondientes demandas de deformación;
- b) se ha demostrado que los elementos que confluyen en las conexiones son estables en ELU;

- c) se ha tenido en cuenta el efecto de las deformaciones de las conexiones en el desplazamiento global.

(3) Cuando se usen conexiones de resistencia parcial para los acoplamientos sísmicos, el dimensionamiento por capacidad de otros elementos de la estructura deberá obtenerse a partir de la capacidad plástica de las conexiones de los acoplamientos.

## **6.9 Reglas de dimensionamiento para estructuras de péndulo invertido**

(1) En estructuras de péndulo invertido (definidas en el punto (d) del apartado 6.3.1), los pilares deberán comprobarse a compresión considerando la combinación más desfavorable del esfuerzo axial y los momentos flectores.

(2) En las comprobaciones,  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  deberán obtenerse como en el apartado 6.6.3.

(3) La esbeltez adimensional de los pilares deberá limitarse a  $\bar{\lambda} \leq 1,5$ .

(4) El coeficiente de sensibilidad del desplome relativo entre plantas definido en el apartado 4.4.2.2 deberá limitarse a  $\theta \leq 0,20$ .

## **6.10 Reglas de dimensionamiento para estructuras de acero con núcleos o muros de hormigón y para pórticos resistentes a flexión combinados con triangulaciones centradas o rellenos**

### **6.10.1 Estructuras con núcleos o muros de hormigón**

(1) Los elementos de acero deben comprobarse de acuerdo con este capítulo y con el Código Estructural (Anejos 22 a 29), mientras que los elementos de hormigón deben dimensionarse conforme al capítulo 5 de este Anejo.

(2) Los elementos en los que exista interacción entre el acero y el hormigón deben comprobarse conforme al capítulo 7.

### **6.10.2 Pórticos resistentes a flexión combinados con triangulaciones centradas**

(1) Las estructuras duales con pórticos resistentes a flexión y pórticos con triangulaciones (arriostramientos) actuando en la misma dirección, deberán dimensionarse usando un solo coeficiente  $q$ . Los esfuerzos horizontales deberán distribuirse entre los distintos pórticos de acuerdo con sus rigideces elásticas.

(2) Los pórticos resistentes a flexión y los pórticos con triangulaciones deberán ser conformes con los apartados 6.6, 6.7 y 6.8.

### **6.10.3 Pórticos resistentes a flexión combinados con rellenos**

(1) Los pórticos resistentes a flexión en los que los muros de rellenos están conectados eficazmente a la estructura de acero deben dimensionarse conforme al capítulo 7.

(2) Los pórticos resistentes a flexión en los que los muros de rellenos están estructuralmente desconectados del pórtico de acero en las caras laterales y superior, deben dimensionarse como estructuras de acero.

(3) Los pórticos resistentes a flexión en los que los muros de rellenos están en contacto con la estructura de acero, pero no conectados eficazmente a ella, deberán satisfacer las siguientes reglas:

- a) los muros de rellenos deberán distribuirse uniformemente en altura para no aumentar localmente la demanda de ductilidad en los elementos de la estructura. Si esto no se verifica, el edificio deberá considerarse como irregular en altura;
- b) deberá tenerse en cuenta la interacción entre el pórtico y el relleno. También deberán tenerse en cuenta los esfuerzos internos en las vigas y pilares debidos a la acción de las bielas diagonales en los rellenos. Para ello, se pueden usar las reglas indicadas en el apartado 5.9;
- c) los pórticos de acero deberán comprobarse de acuerdo con las reglas de este capítulo, mientras que los muros de rellenos de hormigón armado o de fábrica deberán dimensionarse conforme al Anejo 19 del Código Estructural y a los capítulos 5 ó 9 de este Anejo.

### 6.11 Control del proyecto y de la construcción

(1) El control del proyecto y la construcción deben asegurar que la estructura real corresponda a la proyectada.

(2) Para ello, además de las disposiciones indicadas en el Código Estructural (Anejos 22 a 29), deberán cumplirse los siguientes requisitos:

- a) los planos realizados para la fabricación y la construcción deberán indicar los detalles de las conexiones, los tamaños y las calidades de los tornillos y soldaduras, así como los tipos de acero de los elementos, indicando el límite elástico máximo admisible del acero,  $f_{y,máx.}$ , a usar por el constructor en las zonas disipativas;
- b) deberá comprobarse la conformidad de los materiales con el apartado 6.2;
- c) el control de apriete de los tornillos y de la calidad de las soldaduras deberá seguir las reglas indicadas en el Código Estructural;
- d) durante la construcción deberá asegurarse que el valor del límite elástico real del acero usado no supera el valor de  $f_{y,máx.}$  para zonas disipativas indicado en los planos en más de un 10%.

(3) Cuando no se cumpla alguna de las condiciones anteriores, se deben aportar las correcciones o justificaciones necesarias para cumplir los requisitos de este Anejo y para garantizar la seguridad de la estructura.

## 7 Reglas específicas para edificios de estructura mixta de acero y hormigón

### 7.1 Generalidades

#### 7.1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Para el proyecto de edificios con una estructura mixta de acero y hormigón se aplica lo establecido en el Anejo 30 del Código Estructural. Las siguientes reglas complementan a las indicadas en dicha reglamentación.

(2) Se aplican también las disposiciones de los capítulos 5 y 6 de este Anejo, excepto cuando sean modificadas por las indicadas en este capítulo.

#### 7.1.2 Principios de dimensionamiento

(1) Los edificios sismorresistentes contruidos con estructuras mixtas deben proyectarse de acuerdo con uno de los siguientes principios (véase la tabla 7.1):

- Principio a) Comportamiento estructural poco disipativo.
- Principio b) Comportamiento estructural disipativo, con zonas disipativas mixtas.
- Principio c) Comportamiento estructural disipativo, con zonas disipativas de acero.

**Tabla 7.1 – Principios de dimensionamiento, clases de ductilidad estructural y límites superiores de los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento**

Principio de dimensionamiento	Clase de ductilidad estructural	Rango de los valores de referencia del coeficiente de comportamiento $q$
Principio a) Comportamiento estructural poco disipativo	DCL (baja)	$\leq 1,5$
Principios b) o c) Comportamiento estructural disipativo	DCM (media)	$\leq 4$ También limitado por los valores de la tabla 7.2
	DCH (alta)	Solamente limitado por los valores de la tabla 7.2

El valor del límite superior de  $q$  para un comportamiento poco disipativo es 1,5.

No se establecen limitaciones geográficas para la elección de los principios de dimensionamiento y de las clases de ductilidad DCM y DCH para estructuras mixtas.

(2) En el principio a) los efectos de la acción pueden obtenerse empleando un análisis elástico, sin tener en cuenta el comportamiento no lineal del material, pero considerando la reducción del momento de inercia debido a la fisuración del hormigón en parte de los vanos de las vigas, de acuerdo con las reglas generales para el cálculo estructural definidas en el apartado 7.4 y a las reglas específicas indicadas en los apartados 7.7 a 7.11 en función de cada tipo de estructura. Cuando se use el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5, el límite superior del valor de referencia del coeficiente de comportamiento  $q$  se tomará igual a 1,5 (véase el punto (1) anterior). En caso de irregularidad en altura, el límite superior del valor del coeficiente de comportamiento  $q$  debería corregirse como se indica en el punto (7) del apartado 4.2.3.1, pero no es necesario tomar un valor inferior a 1,5.

(3) En el principio a) la resistencia de los elementos y de las uniones deberá evaluarse de acuerdo con el Código Estructural (Anejos 22 a 32, referentes a las estructuras de acero y mixtas), sin ningún requisito adicional. Para edificios que no estén aislados en la base (véase el capítulo 10) se recomienda el dimensionamiento según el principio a) sólo en casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1).

(4) En los principios b) y c) se considera la capacidad de partes de la estructura (zonas disipativas) para resistir las acciones sísmicas mediante un comportamiento inelástico. Cuando se use el espectro de cálculo definido en 3.2.2.5, el límite superior del valor de referencia del coeficiente de comportamiento  $q$  se tomará con un valor mayor que el valor superior establecido en la tabla 7.1 para un comportamiento estructural poco disipativo. El valor del límite superior de  $q$  es función de la clase de ductilidad y del tipo de estructura (véase 7.3). Cuando se adopten los principios b) o c) deberán cumplirse los requisitos indicados en los apartados 7.2 a 7.12.

(5) En el principio c), se supone que las estructuras no se benefician del comportamiento mixto en las zonas disipativas. La aplicación del principio c) está condicionada por el cumplimiento estricto de las medidas que evitan la participación del hormigón en la resistencia de las zonas disipativas. En el principio c) la estructura mixta se dimensiona según el Anejo 30 del Código Estructural para las acciones no sísmicas y conforme al capítulo 6 de este Anejo, para resistir la acción sísmica. Las medidas que evitan la participación del hormigón se indican en el apartado 7.7.5.

(6) Las reglas de dimensionamiento para estructuras mixtas disipativas [principio b)] tienen como objetivo el desarrollo en la estructura de mecanismos plásticos locales (zonas disipativas) fiables y de un mecanismo plástico global que disipe la mayor cantidad de energía posible bajo la acción sísmica de cálculo. Para cada elemento estructural o tipo de estructura considerado en este capítulo, las reglas que permiten conseguir este objetivo se indican en los apartados 7.5 a 7.11, con referencia a los llamados criterios particulares. Estos criterios se dirigen a conseguir el desarrollo de un comportamiento mecánico global para el que puedan establecerse disposiciones de dimensionamiento.

(7) Las estructuras dimensionadas según el principio b) deben pertenecer a las clases de ductilidad estructural DCM o DCH. Estas clases corresponden a una mayor capacidad de la estructura para disipar energía mediante mecanismos plásticos. Una estructura que pertenezca a una clase de ductilidad dada debe cumplir requisitos específicos en uno o más de los siguientes aspectos: clase de los perfiles de acero, capacidad de rotación de las conexiones y detalles constructivos.

### 7.1.3 Comprobaciones de seguridad

(1) Se aplican el punto (1) del apartado 5.2.4 y el punto (1) del apartado 6.1.3.

(2) Se aplica el punto (2) del apartado 5.2.4.

(3) Se aplica el punto (3) del apartado 5.2.4.

(4) En las comprobaciones del dimensionamiento por capacidad relevantes para las partes de la estructura de acero, se aplica el punto (3) del apartado 6.2.

## 7.2 Materiales

### 7.2.1 Hormigón

(1) En las zonas disipativas, la resistencia característica  $f_{ck}$  del hormigón que se prescriba no deberá ser

inferior a  $25 \text{ N/mm}^2$ , de acuerdo con lo establecido en el artículo 33.4 del Código Estructural. Si la resistencia característica  $f_{ck}$  del hormigón es mayor de  $40 \text{ N/mm}^2$ , el dimensionamiento no se encuentra dentro del campo de aplicación de este Anejo.

### 7.2.2 Acero para armaduras pasivas

(1) Para la clase de ductilidad DCM, el acero para armaduras pasivas considerado en la resistencia plástica de las zonas disipativas debe ser de tipo S o SD, según se define en los artículos 34 y 35 del Código Estructural. Para la clase de ductilidad DCH, el acero para armaduras pasivas considerado en la resistencia plástica de las zonas disipativas debe ser de tipo SD.

(2) En las zonas de las estructuras no disipativas sometidas a tensiones elevadas, debe usarse acero de tipo S o SD (según el artículo 34 del Código Estructural). Este requisito se aplica tanto a los redondos como a las mallas electrosoldadas.

(3) En las zonas con tensiones elevadas sólo se permiten redondos corrugados como acero para armaduras pasivas, excepto para los estribos cerrados o los atados transversales.

(4) En las zonas disipativas no deberán usarse mallas electrosoldadas que no cumplan los criterios de ductilidad del punto (1) anterior. Si se usan dichas mallas, deberá disponerse una armadura dúctil duplicando la malla, y su capacidad resistente deberá considerarse en el análisis por capacidad.

### 7.2.3 Acero estructural

(1) Los requisitos son los especificados en el apartado 6.2.

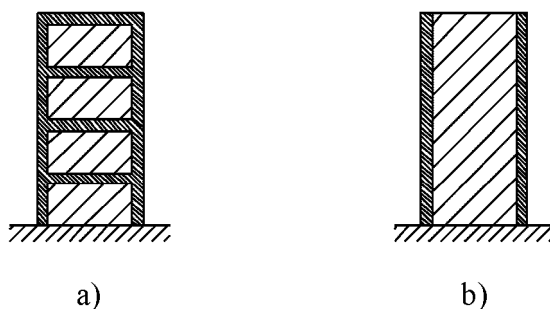
## 7.3 Tipos de estructuras y coeficientes de comportamiento

### 7.3.1 Tipos de estructuras

(1) Las estructuras mixtas de acero y hormigón deben clasificarse dentro de uno de los tipos de estructuras siguientes, en función del comportamiento de su estructura resistente primaria bajo las acciones sísmicas:

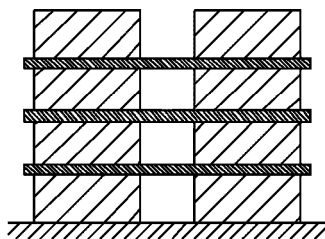
- a) pórticos mixtos resistentes a flexión, son estructuras con la misma definición y limitaciones que las indicadas en el punto (1)(a) del apartado 6.3.1, pero en las que las vigas y los pilares pueden ser bien de acero estructural, o bien mixtas de acero y hormigón (véase la figura 6.1);
- b) pórticos mixtos con triangulaciones centradas, son estructuras con la misma definición y limitaciones que las indicadas en el punto (1)(b) del apartado 6.3.1 y en las figuras 6.2 y 6.3. Las vigas y los pilares pueden ser bien de acero estructural, o bien mixtas de acero y hormigón. Las triangulaciones deben ser de acero estructural;
- c) pórticos mixtos con triangulaciones descentradas, son estructuras con la misma definición y limitaciones que las indicadas en el punto (1)(c) del apartado 6.3.1 y en la figura 6.4. Los elementos que no contengan a los acoplamientos pueden ser bien de acero estructural, o bien mixtos de acero y hormigón. Los acoplamientos deben ser de acero estructural, excepto para los de la losa. La disipación de energía debe darse solo a través de la plastificación a flexión o cortante de dichos acoplamientos;
- d) estructuras de péndulo invertido, son estructuras con la misma definición y limitaciones que las indicadas en el punto (1)(d) del apartado 6.3.1 (véase la figura 6.5);

- e) sistemas de pórticos mixtos, son estructuras que se comportan, básicamente, como muros de hormigón armado. Los sistemas estructurales mixtos pueden pertenecer a alguno de los tipos de estructura siguientes:
- el tipo 1 corresponde a un pórtico de acero o mixto trabajando junto a paneles de relleno de hormigón conectados a la estructura de acero [véase la figura 7.1a)];
  - el tipo 2 es un muro de hormigón armado en el cual los perfiles de acero embebidos, conectados a la estructura de hormigón, se usan como armadura vertical de borde [véase la figura 7.1b)];
  - el tipo 3 es un sistema en el que se emplean vigas de acero o mixtas para acoplar dos o más muros de hormigón armado o mixtos (véase la figura 7.2).
- f) muros de cortante mixtos de placa de acero, son estructuras que constan de una placa de acero vertical continua a lo largo de toda la altura del edificio, embebida en hormigón armado sobre una o ambas caras de la placa, y con los elementos de borde de acero estructural o mixtos.



**Figura 7.1 – Sistemas estructurales mixtos. Muros mixtos:**

- a) tipo 1 – estructura de acero o pórticos mixtos resistentes a flexión con paneles de relleno de hormigón conectados;**  
**b) tipo 2 – muros mixtos armados con perfiles verticales de acero embebidos**



**Figura 7.2 – Sistemas estructurales mixtos.**

**Tipo 3 – muros de hormigón o mixtos acoplados por vigas de acero o mixtas**

(2) En todos los tipos de sistemas estructurales mixtos la disipación de energía se produce en los perfiles de acero verticales y en las armaduras verticales de los muros. En los sistemas estructurales mixtos de tipo 3, la disipación de energía se produce también en las vigas de acoplamiento.

(3) Si en los sistemas estructurales mixtos los elementos de muro no están conectados a la estructura de acero, se aplican los capítulos 5 y 6.

### 7.3.2 Coeficientes de comportamiento

(1) El coeficiente de comportamiento  $q$ , definido en el apartado 3.2.2.5, considera la capacidad de disipación de energía de la estructura. Para sistemas estructurales regulares, los coeficientes de comportamiento  $q$  deberán tomarse considerando el límite superior del valor de referencia indicado en la tabla 6.2 o en la tabla 7.2, siempre que se cumplan las reglas de los apartados 7.5 a 7.11.

**Tabla 7.2 – Límites superiores de los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento para los sistemas regulares en altura**

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	Clase de ductilidad	
	DCM	DCH
a), b), c) y d)	Véase la tabla 6.2	
e) Sistemas estructurales mixtos	$3 \alpha_u / \alpha_l$	$4 \alpha_u / \alpha_l$
Muros mixtos (tipo 1 y tipo 2)		
Muros de hormigón o mixtos acoplados por vigas de acero o mixtas (tipo 3)	$3 \alpha_u / \alpha_l$	$4,5 \alpha_u / \alpha_l$
f) Muros de cortante mixtos de placa de acero	$3 \alpha_u / \alpha_l$	$4 \alpha_u / \alpha_l$

(2) Si el edificio es irregular en altura (véase 4.2.3.3), los valores de  $q$  listados en la tabla 6.2 y en la tabla 7.2 deberán reducirse en un 20% (véase el punto (7) del apartado 4.2.3.1 y la tabla 4.1).

(3) Para edificios regulares en planta, si no se realizan cálculos específicos para evaluar  $\alpha_u / \alpha_l$  (véase el punto (3) del apartado 6.3.2), se pueden usar los valores por defecto aproximados de la relación  $\alpha_u / \alpha_l$  presentados en las figuras 6.1 a 6.8. Para sistemas estructurales mixtos, el valor por defecto puede tomarse como  $\alpha_u / \alpha_l = 1,1$ . En el caso de muros de cortante mixtos de placa de acero, el valor por defecto puede tomarse como  $\alpha_u / \alpha_l = 1,2$ .

(4) Para edificios no regulares en planta (véase 4.2.3.2), el valor aproximado de  $\alpha_u / \alpha_l$  que puede usarse cuando no se realicen cálculos explícitos para su evaluación es igual a la media entre: (a) 1,0 y (b) el valor indicado en el punto (3) anterior.

(5) Se permiten valores de  $\alpha_u / \alpha_l$  mayores que los indicados en los puntos (3) y (4) de este apartado, en el supuesto de que se hayan calculado mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales).

(6) El máximo valor de  $\alpha_u / \alpha_l$  que puede usarse en el cálculo es 1,6, incluso si el análisis mencionado en el punto (5) anterior indica valores potenciales mayores.

## 7.4 Análisis estructural

### 7.4.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Las siguientes reglas se aplican al dimensionamiento de la estructura bajo la acción sísmica mediante el método de la fuerza lateral y el análisis modal espectral.

### 7.4.2 Rigidez de las secciones

(1) La rigidez de las secciones mixtas en las que el hormigón se encuentra comprimido se deberá obtener empleando un coeficiente de equivalencia,  $n$

$$n = E_a / E_{cm} = 7 \quad (7.1)$$

(2) Para vigas mixtas con losa comprimida, la inercia de la sección,  $I_1$ , deberá obtenerse teniendo en cuenta la anchura eficaz de la losa definida en el apartado 7.6.3.

(3) La rigidez de las secciones mixtas en las que el hormigón se encuentre traccionado, deberá obtenerse suponiendo que el hormigón está fisurado y que solo las partes de acero de la sección son activas.

(4) Para vigas mixtas con losa traccionada, la inercia de la sección,  $I_2$ , deberá obtenerse teniendo en cuenta la anchura eficaz de la losa definida en el apartado 7.6.3.

(5) La estructura deberá analizarse teniendo en cuenta la presencia de hormigón a compresión en ciertas zonas y de hormigón a tracción en otras; la distribución de dichas zonas se indica en los apartados 7.7 a 7.11 para los distintos tipos de estructuras.

## 7.5 Criterios de dimensionamiento y reglas de detalles constructivos para un comportamiento estructural disipativo, comunes a todos los tipos de estructuras

### 7.5.1 Generalidades

(1) Los criterios de dimensionamiento indicados en el apartado 7.5.2 deberán aplicarse a las partes sismorresistentes de las estructuras proyectadas siguiendo el principio de un comportamiento estructural disipativo.

(2) Los criterios de dimensionamiento indicados en el apartado 7.5.2 se consideran satisfechos si se satisfacen las reglas indicadas en los apartados 7.5.3, 7.5.4 y 7.6 a 7.11.

### 7.5.2 Criterios de dimensionamiento para estructuras disipativas

(1) Las estructuras con zonas disipativas deben dimensionarse de manera que la plastificación, el pandeo local o cualquier otro fenómeno debido a un comportamiento de histéresis en dichas zonas no afecten a la estabilidad global de la estructura.

NOTA Los coeficientes  $q$  indicados en la tabla 7.2 se consideran conformes con este requisito (véase el punto (2) del apartado 2.2.2).

(2) Las zonas disipativas deben tener una ductilidad y resistencia adecuadas. La resistencia debe determinarse conforme al Código Estructural (Anejos 22 a 29) y al Capítulo 6 para el principio c) (véase 7.1.2) y según el Anejo 30 del Código Estructural y el Capítulo 7 para el principio b) (véase 7.1.2). La ductilidad se alcanza mediante el cumplimiento de las reglas de detalles constructivos.

(3) Las zonas disipativas pueden localizarse en los elementos estructurales o en las conexiones.

(4) Si las zonas disipativas se localizan en los elementos estructurales, las partes no disipativas y las conexiones entre las zonas disipativas y el resto de la estructura deben tener una reserva de resistencia

suficiente para permitir el desarrollo de la plastificación cíclica en dichas partes disipativas.

(5) Cuando las zonas disipativas se localizan en las conexiones, los elementos conectados deben tener una reserva de resistencia suficiente para permitir el desarrollo de la plastificación cíclica en dichas conexiones.

### **7.5.3 Resistencia plástica de las zonas disipativas**

(1) En el dimensionamiento de estructuras mixtas de acero y hormigón se usan dos resistencias plásticas para zonas disipativas: una resistencia plástica límite inferior (subíndice:  $pl$ ,  $Rd$ ) y una resistencia plástica límite superior (subíndice:  $U$ ,  $Rd$ ).

(2) La resistencia plástica límite inferior de las zonas disipativas es la que se utiliza en las comprobaciones del dimensionamiento relativas a las secciones de los elementos disipativos; por ejemplo,  $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$ . La resistencia plástica límite inferior de las zonas disipativas se obtiene teniendo en cuenta el hormigón de la sección y sólo aquellas componentes de acero de dicha sección clasificadas como dúctiles.

(3) La resistencia plástica límite superior de las zonas disipativas es la que se usa en el dimensionamiento por capacidad de los elementos adyacentes a la zona disipativa: por ejemplo, en la comprobación del dimensionamiento por capacidad del punto **(4)** del apartado **4.4.2.3**; los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas son las resistencias plásticas límite superiores,  $M_{U,Rd,b}$ , mientras que los de los pilares son las resistencias plásticas límite inferiores,  $M_{pl,Rd,c}$ .

(4) La resistencia plástica límite superior se obtiene teniendo en cuenta la componente de hormigón y todas las componentes de acero presentes en la sección, incluidas aquellas que no se clasifiquen como dúctiles.

(5) Los efectos de la acción directamente relacionados con la resistencia de las zonas disipativas deben determinarse en función de la resistencia límite superior de las secciones disipativas mixtas; por ejemplo, el valor de cálculo del esfuerzo cortante en el extremo de una viga mixta disipativa debe determinarse en función del momento plástico límite superior de la sección mixta.

### **7.5.4 Reglas de detalles constructivos para conexiones mixtas en las zonas disipativas**

(1) El dimensionamiento debe limitar la localización de deformaciones plásticas y tensiones residuales elevadas, así como prevenir los defectos constructivos.

(2) Debe mantenerse la integridad del hormigón en compresión durante el sismo, y la plastificación debe limitarse a los perfiles de acero.

(3) Sólo deberá permitirse la plastificación de las armaduras en una losa si las vigas están dimensionadas conforme al punto **(8)** del apartado **7.6.2**.

(4) El apartado **6.5** se aplica para el dimensionamiento de soldaduras y tornillos.

(5) El dimensionamiento local de las armaduras necesarias en el hormigón de la zona de la junta deberá justificarse mediante modelos que satisfagan el equilibrio (por ejemplo, el Apéndice C para las losas).

(6) Se aplican los puntos **(6)** y **(7)** del apartado **6.5.5**.

(7) En los paneles del alma completamente embebidos de las conexiones entre viga y pilar, la resistencia

de la zona del panel puede obtenerse como la suma de las contribuciones del hormigón y del acero del panel, si se cumplen las condiciones siguientes:

a) la relación de aspecto  $h_b/h_c$  de la zona del panel es:

$$0,6 < h_b / h_c < 1,4 \quad (7.2)$$

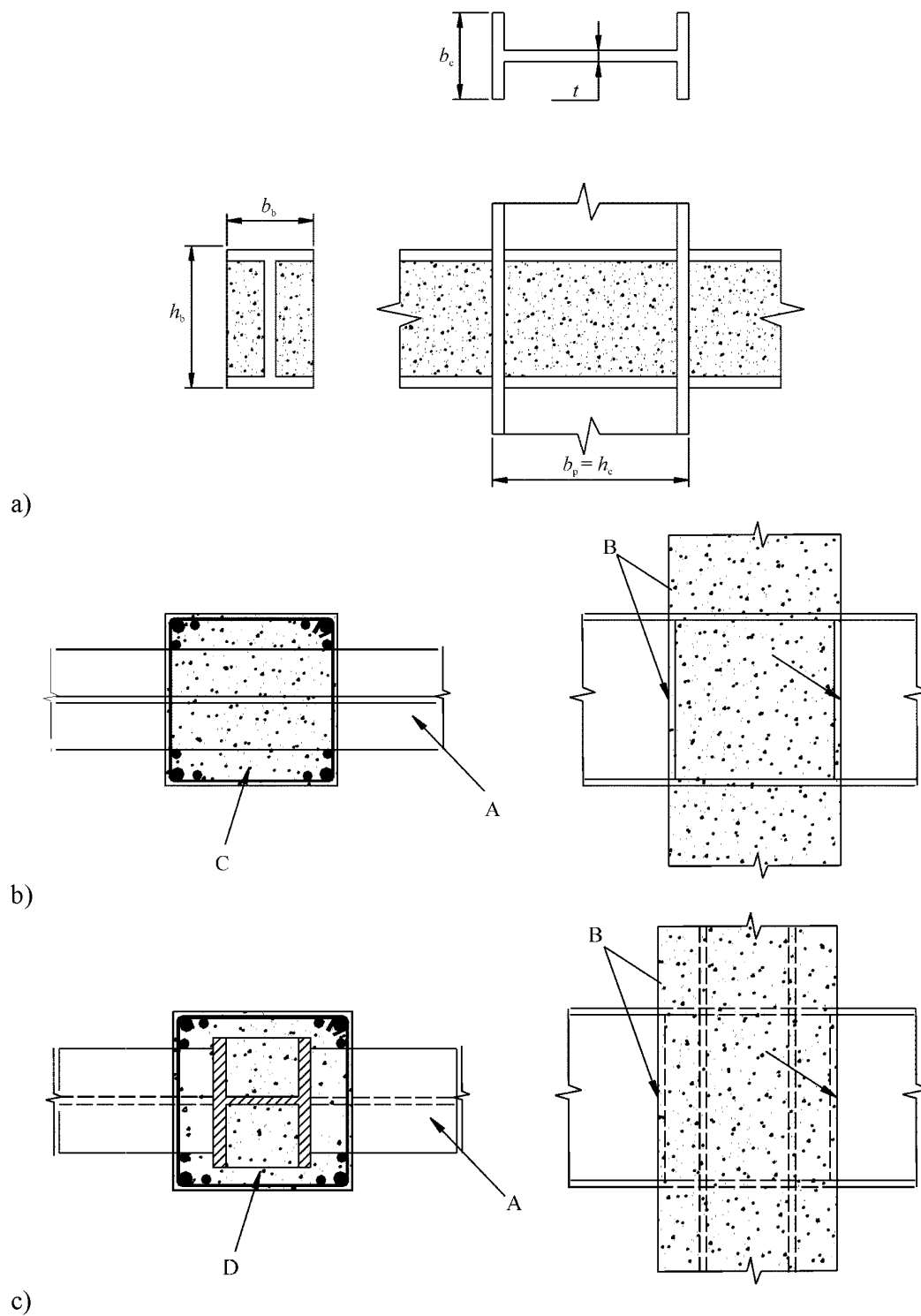
b) 
$$V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd} \quad (7.3)$$

donde

$V_{wp,Ed}$  es el valor de cálculo del esfuerzo cortante en el panel debido a los efectos de la acción, teniendo en cuenta la resistencia plástica de las zonas disipativas mixtas adyacentes en vigas o conexiones;

$V_{wp,Rd}$  es la resistencia a cortante del panel mixto de acero y hormigón conforme al Anejo 30 del Código Estructural;

$h_b, h_c$  se definen en la figura 7.3a).



Leyenda

- A Viga de acero
- B Pletinas de apoyo de las caras
- C Pilar de hormigón armado
- D Pilar mixto embebido

**Figura 7.3 – Conexiones entre viga y pilar**

(8) En los paneles rigidizados parcialmente embebidos se permite una evaluación similar a la del punto (7) anterior si, además de los requisitos del punto (9), se cumple una de las condiciones siguientes:

- a) se disponen en el panel rigidizado parcialmente embebido unos redondos rectos del tipo definido en el punto (4) del apartado 7.6.5 y que cumplan con los puntos (5) y (6) del apartado 7.6.5, con una separación máxima  $s_1 = c$ ; estos acoplamientos están orientados perpendicularmente al lado de mayor longitud del panel y no se requiere ninguna otra armadura del mismo; o
- b) no hay armadura, siempre que  $h_b/b_b < 1,2$  y  $h_c/b_c < 1,2$   
donde  $h_b$ ,  $b_b$ ,  $b_c$  y  $h_c$  son los definidos en la figura 7.3a).

(9) Cuando una viga disipativa de acero o mixta se conecta a un pilar de hormigón armado, como se indica en la figura 7.3b), deberá disponerse una armadura vertical para el pilar con un valor de cálculo de la resistencia axil al menos igual a la resistencia a cortante de la viga de acoplamiento, cerca del rigidizador o la pletina de apoyo de las caras adyacente a la zona disipativa. Se permite el uso de armaduras verticales destinadas a otros fines como parte de la armadura vertical requerida. Se requiere la presencia de placas o pletinas de apoyo de las caras, las cuales deberán ser rigidizadores completos con una anchura combinada no menor de  $(b_b - 2t)$ ; su espesor no deberá ser menor de  $0,75t$  u 8 mm;  $b_b$  y  $t$  son, respectivamente, la anchura del ala de la viga y el espesor del panel (véase la figura 7.3).

(10) Cuando una viga disipativa de acero o mixta se conecta totalmente embebida a un pilar mixto, como se indica en la figura 7.3 c), la conexión entre viga y pilar puede dimensionarse bien como conexión entre viga y pilar de acero, o bien como conexión entre viga y pilar mixto. En este último caso, las armaduras verticales del pilar pueden dimensionarse según el punto (9) anterior, o mediante la distribución de la resistencia a cortante de la viga entre el perfil de acero del pilar y la armadura de dicho pilar. En ambos casos, se requieren pletinas de apoyo de las caras, como se describe en el punto (9).

(11) La armadura vertical del pilar especificada en los puntos (9) y (10) anteriores deberá confinarse mediante una armadura transversal que cumpla los requisitos para los elementos definidos en el apartado 7.6.

## **7.6 Reglas para elementos**

### **7.6.1 Generalidades**

(1) Los elementos mixtos que son elementos sísmicos primarios deben cumplir con lo recogido en el Anejo 30 del Código Estructural y con las reglas adicionales indicadas en este Capítulo 7.

(2) La estructura sismorresistente se dimensiona como un mecanismo plástico global que incluye zonas disipativas locales; este mecanismo global identifica los elementos en los que se localizan las zonas disipativas e, indirectamente, los elementos sin zonas disipativas.

(3) En el caso de elementos a tracción o con partes de dichos elementos traccionados, deberá cumplirse el requisito de ductilidad indicado en el punto (3) del apartado 6.2.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

(4) Deberá asegurarse una suficiente ductilidad local de los elementos que disipan energía bajo compresión y/o flexión, limitando las relaciones entre la anchura y el espesor de sus muros. Las zonas

disipativas de acero y las partes de acero no embebidas de los elementos mixtos deberán cumplir los requisitos del punto **(1)** del apartado **6.5.3** y de la tabla 6.3. Las zonas disipativas de los elementos mixtos embebidos deberán cumplir los requisitos de la tabla 7.3. Los límites dados para las alas en vuelo de los elementos total o parcialmente embebidos pueden suavizarse si se proporcionan detalles constructivos especiales, como se describe en el punto **(9)** del apartado **7.6.4** y en los puntos **(4)** a **(6)** del apartado **7.6.5**.

**Tabla 7.3 – Relación entre el coeficiente de comportamiento y los límites de esbeltez de las placas de los perfiles en las zonas disipativas de las estructuras mixtas compuestas**

Clase de ductilidad de la estructura	DCM		DCH
Valor de referencia del coeficiente de comportamiento ( $q$ )	$q \leq 1,5 - 2$	$1,5 - 2 < q < 4$	$q > 4$
Sección en H o I parcialmente embebida			
Sección en H o I totalmente embebida			
Límites $c/t_f$ para alas en vuelo:	$20 \varepsilon$	$14 \varepsilon$	$9 \varepsilon$
Sección rectangular rellena			
Límites $h/t$ :	$52 \varepsilon$	$38 \varepsilon$	$24 \varepsilon$
Sección circular rellena			
Límites $d/t$ :	$90 \varepsilon^2$	$85 \varepsilon^2$	$80 \varepsilon^2$

donde

$$\varepsilon = (f_y/235)^{0,5};$$

$c/t_f$  se define en la figura 7.8;

$d/t$  y  $h/t$  son las relaciones entre la dimensión exterior máxima y el espesor del muro del perfil de acero.

(5) En los apartados **7.6.2**, **7.6.4**, **7.6.5** y **7.6.6** se dan reglas de detalles constructivos más específicas para elementos mixtos.

(6) En el dimensionamiento de cualquier tipo de pilar mixto, puede tenerse en cuenta o bien solamente la resistencia del perfil de acero, o bien las resistencias combinadas del perfil de acero y el hormigón envolvente o el relleno de hormigón.

(7) El dimensionamiento de pilares en los que se supone que la resistencia de los elementos proviene únicamente del perfil de acero puede realizarse de acuerdo con las disposiciones del capítulo 6. En el caso de pilares disipativos, deberán satisfacerse las reglas de dimensionamiento por capacidad de los puntos **(4)** y **(5)** del apartado **7.5.2** y el **(3)** del apartado **7.5.3**.

(8) Para pilares totalmente embebidos, con comportamiento mixto, las dimensiones mínimas de la sección transversal  $b$ ,  $h$  o  $d$  no deberán ser menores de 250 mm.

(9) Se deberá determinar la resistencia de los pilares mixtos no disipativos, incluyendo la resistencia a cortante, conforme a las reglas indicadas en el Anejo 30 del Código Estructural.

(10) Para pilares, cuando se supone que el hormigón envolvente o el relleno de hormigón contribuyan a la resistencia axial y/o a flexión del elemento, se aplican las reglas de dimensionamiento de los apartados

**7.6.4 a 7.6.6.** Estas reglas aseguran una transferencia total del cortante entre el hormigón y las partes de acero de una sección, y protegen las zonas disipativas frente a la rotura inelástica prematura.

(11) Para el dimensionamiento sismorresistente, el valor de cálculo de la resistencia a cortante dado en la tabla 6.6 del Anejo 30 del Código Estructural, deberá multiplicarse por un coeficiente de reducción de 0,5.

(12) Cuando, por motivos de dimensionamiento por capacidad, se emplee la resistencia compuesta total de un pilar, se deberá asegurar una transferencia total del cortante entre el acero y las partes de hormigón armado. Si la transferencia del cortante a través de la adherencia y el rozamiento es insuficiente, deberán disponerse conectores a cortante para asegurar la acción compuesta total.

(13) Cuando un pilar esté sometido principalmente a esfuerzos axiales, deberá disponerse una transferencia de cortante suficiente que asegure que las partes de hormigón y de acero comparten las cargas aplicadas al pilar en las conexiones a las vigas y los elementos de arriostramiento (triangulaciones).

(14) Los pilares no se dimensionan, generalmente, para ser disipativos, excepto en su base en algunos tipos de estructuras. Sin embargo, debido a incertidumbres en el comportamiento, se requiere armadura de confinamiento en las zonas críticas como se especifica en el apartado **7.6.4**.

(15) Los apartados **5.6.2.1** y **5.6.3**, relativos al anclaje y a los empalmes en el cálculo de pilares de hormigón armado, se aplican también a las armaduras de los pilares mixtos.

#### **7.6.2 Vigas de acero mixtas con una losa**

(1) El objetivo del dimensionamiento en este apartado es mantener la integridad de la losa de hormigón durante el evento sísmico, mientras se produce la plastificación en la parte inferior del perfil de acero o en las armaduras de la losa.

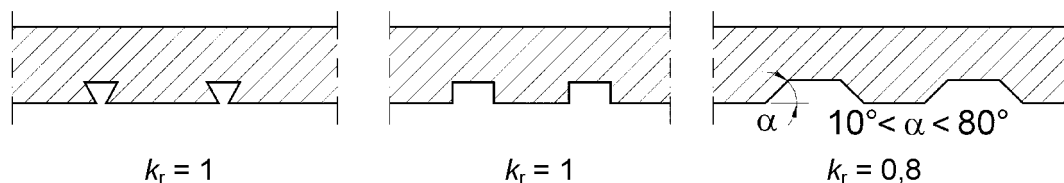
(2) Si no se pretende beneficiarse del carácter mixto de la sección de la viga para disipación de energía, debe aplicarse el apartado **7.7.5**.

(3) Las vigas pensadas para que se comporten como elementos mixtos en zonas disipativas de la estructura sismorresistente, deberán calcularse para una conexión a cortante total o parcial, conforme al Anejo 30 del Código Estructural. El grado mínimo de conexión,  $\eta$ , según se define en el apartado **6.6.1.2** de dicho Anejo, no deberá ser menor de 0,8, y la resistencia total de los conectores a cortante dentro de cualquier región de momento negativo no deberá ser menor que la resistencia plástica de la armadura.

(4) El valor de cálculo de la resistencia de los conectores en zonas disipativas se obtiene a partir del valor de cálculo de la resistencia indicado en el Anejo 30 del Código Estructural, multiplicado por un coeficiente de reducción de 0,75.

(5) Se requiere una conexión total a cortante cuando se usen conectores no dúctiles.

(6) Cuando se use una chapa nervada de acero con los nervios transversales a las vigas portantes, el coeficiente de reducción  $k_t$  del valor de cálculo de la resistencia a cortante de los conectores, indicado en el Anejo 30 del Código Estructural, deberá reducirse adicionalmente, multiplicándolo por el coeficiente de eficiencia para chapa nervada  $k_r$  indicado en la figura 7.4.



**Figura 7.4 – Valores del coeficiente de eficiencia para chapa nervada**

(7) Para conseguir ductilidad en las rótulas plásticas, la relación  $x/d$  de la distancia  $x$  entre la fibra superior de compresión del hormigón y la fibra neutra plástica, y el canto  $d$  de la sección mixta, deberá cumplir la siguiente ecuación:

$$x / d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a) \quad (7.4)$$

donde

$\varepsilon_{cu2}$  es la deformación unitaria última del hormigón no confinado (véase el Anejo 19 del Código Estructural);

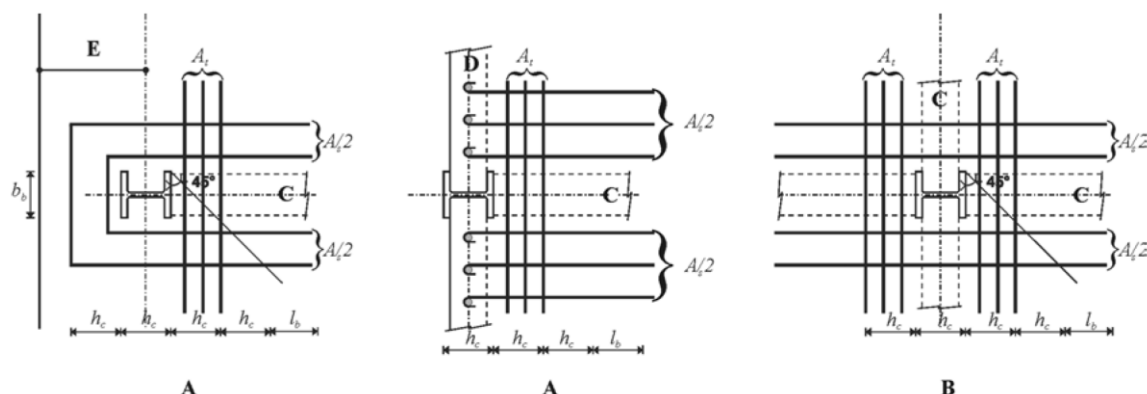
$\varepsilon_a$  es la deformación unitaria total correspondiente al estado límite último.

(8) La regla indicada en el punto (7) anterior se considera satisfecha cuando la relación  $x/d$  de una sección es menor de los límites indicados en la tabla 7.4.

**Tabla 7.4 – Valores límite de  $x/d$  para la ductilidad de las vigas con losa**

Clase de ductilidad	$q$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Límite superior $x/d$
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

(9) Las zonas disipativas de las vigas deberán contar con unas armaduras de acero dúctil para la losa, denominadas "armaduras sísmicas" (véase la figura 7.5), específicamente dispuestas, en la zona de la unión de la viga y el pilar. Su dimensionamiento y los símbolos usados en la figura 7.5 se especifican en el Apéndice C.



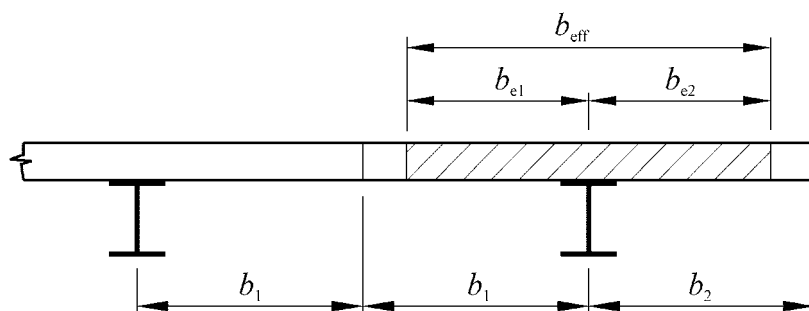
Leyenda

- A Nudo exterior
- B Nudo interior
- C Viga de acero
- D Viga de acero de fachada
- E Banda de hormigón armado en voladizo

**Figura 7.5 – Configuración de las "armaduras sísmicas"**

### 7.6.3 Anchura eficaz de la losa

(1) La anchura eficaz total  $b_{eff}$  del ala de hormigón asociada con cada alma de acero deberá tomarse como la suma de las anchuras eficaces parciales  $b_{e1}$  y  $b_{e2}$  de la porción de ala existente a cada lado del eje del alma (figura 7.6). Estas anchuras eficaces parciales a cada lado deberán tomarse como el  $b_e$  indicado en la tabla 7.5, pero no mayor de las anchuras reales disponibles  $b_1$  y  $b_2$  definidas en el punto (2) siguiente.

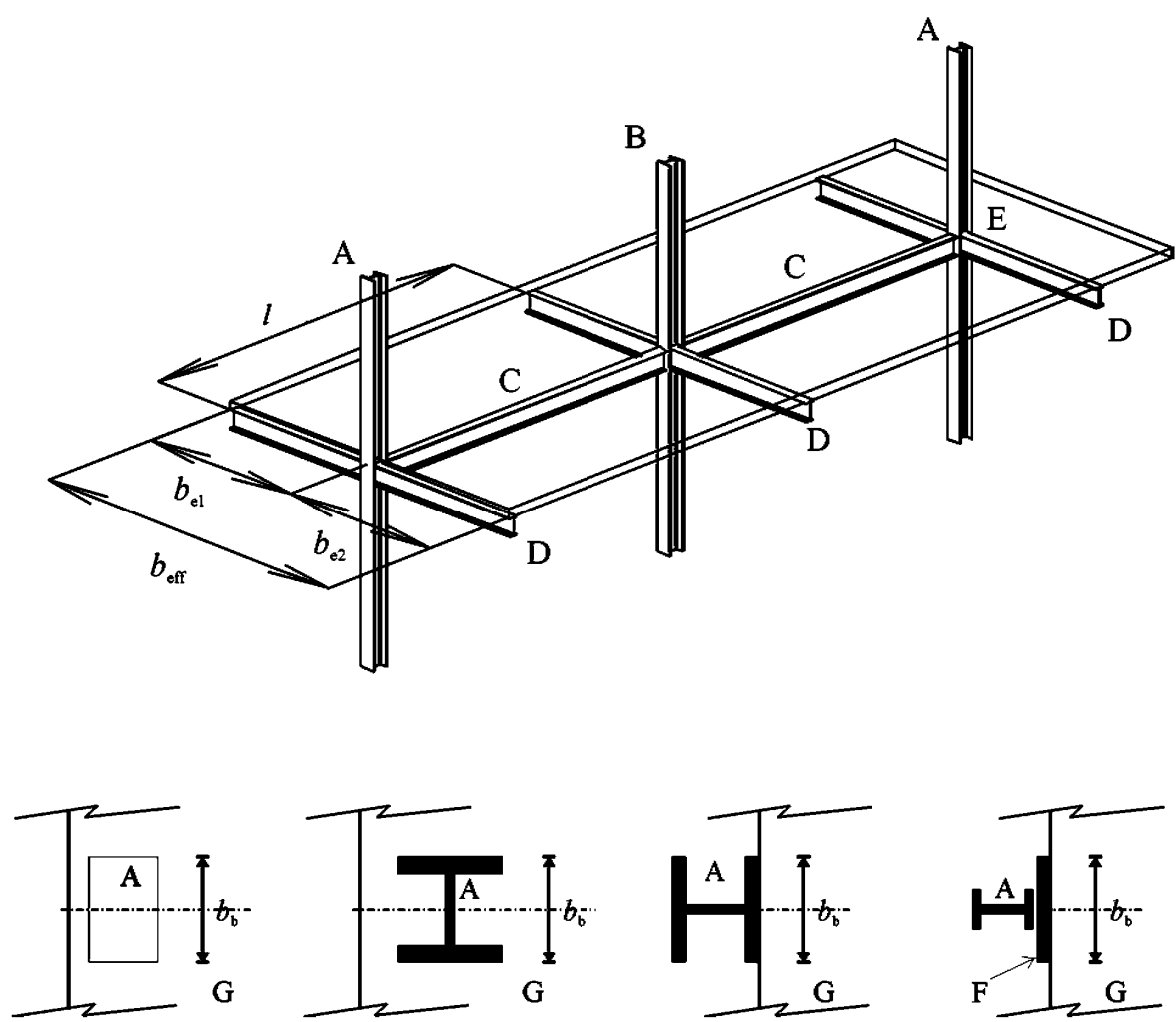


**Figura 7.6 – Definición de las anchuras eficaces  $b_e$  y  $b_{eff}$**

(2) La anchura real  $b$  de cada porción deberá tomarse como la mitad de la distancia del alma al alma adyacente, excepto si existe un borde libre, en cuyo caso la anchura real es la distancia desde el alma hasta dicho borde libre.

(3) La anchura eficaz parcial  $b_e$  de la losa usada en la determinación de las propiedades elásticas y plásticas de las secciones mixtas en T compuestas de una sección de acero conectada a dicha losa, se define en la tabla 7.5 y en la figura 7.7. Estos valores son válidos para vigas en la posición C de la figura 7.5 si el dimensionamiento de la armadura de la losa y de la conexión de la losa a las vigas de acero son conformes

con el Apéndice C. En la tabla 7.5, aquellos momentos que inducen compresión en la losa se consideran como positivos, mientras que aquellos que inducen tracción se consideran negativos. Los símbolos  $b_b$ ,  $h_c$ ,  $b_e$ ,  $b_{eff}$  y  $l_e$  usados en las tablas 7.5 I y 7.5 II se definen en las figuras 7.5, 7.6 y 7.7.  $b_b$  es la anchura de apoyo del hormigón de la losa sobre el pilar en la dirección horizontal perpendicular a la viga para la cual se calcula la anchura eficaz; dicha anchura de apoyo puede incluir placas o dispositivos adicionales encaminados a aumentar la capacidad de apoyo.



- Leyenda
- A    Pilar exterior
  - B    Pilar interior
  - C    Viga longitudinal
  - D    Viga transversal o viga de fachada de acero
  - E    Voladizo de hormigón
  - F    Apoyo ampliado
  - G    Losa de hormigón

**Figura 7.7 – Definición de los elementos en las estructuras de pórticos resistentes a flexión**

**Tabla 7.5 I – Anchura eficaz parcial  $b_e$  para el análisis elástico de la estructura**

$b_e$	Elemento transversal	$b_e$ para $M_{Rd}$ (Elástico)
-------	----------------------	--------------------------------

En pilar interior	Presente o no presente	Para M negativo: 0,005 l
En pilar exterior	Presente	Para M positivo: 0,0375 l
En pilar exterior	No presente o armaduras no ancladas	Para M negativo: 0 Para M positivo: 0,025 l

**Tabla 7.5 II – Anchura eficaz parcial  $b_e$  de la losa para la evaluación del momento plástico resistente**

Signo del momento flector M	Localización	Elemento transversal	$b_e$ para $M_{Rd}$ (Plástico)
M negativo	Pilar interior	Armaduras sísmicas	0,1 l
M negativo	Pilar exterior	Todas las configuraciones con las armaduras ancladas a la viga de fachada ni a la banda de hormigón en voladizo	0,1 l
M negativo	Pilar exterior	Todas las configuraciones con las armaduras no ancladas a la viga de fachada ni a la banda de hormigón en voladizo	0,0
M positivo	Pilar interior	Armaduras sísmicas	0,075 l
M positivo	Pilar exterior	Viga transversal de acero con conectores. Losa de hormigón hasta la cara exterior de un pilar con una sección en H, con el eje principal orientado según la figura 7.5 o extendiéndose más allá (banda de borde de hormigón). Armaduras sísmicas	0,075 l
M positivo	Pilar exterior	Sin viga transversal de acero o viga transversal de acero con conectores. Losa de hormigón hasta la cara exterior e un pilar con una sección en H, con el eje principal orientado según la figura 7.5 o extendiéndose más allá (banda de borde). Armaduras sísmicas	$b_b / 2 + 0,7 h_c / 2$
M positivo	Pilar exterior	Resto de configuraciones. Armaduras sísmicas	$b_b / 2 \leq b_{e,máx.}$ $b_{e,máx.} = 0,05 l$

#### 7.6.4 Pilares mixtos totalmente embebidos

(1) En las estructuras disipativas, existen zonas críticas en ambos extremos de todas las longitudes libres de pilares, en estructuras de pórticos resistentes a flexión, y en la porción de los pilares adyacente a los acoplamientos, en pórticos con triangulaciones descentradas. Las longitudes  $l_{cr}$  de estas zonas críticas (en metros) se especifican en la ecuación (5.14) para la clase de ductilidad DCM, o en la ecuación (5.30) para la clase de ductilidad DCH, donde  $h_c$  en esas ecuaciones representa el canto de la sección mixta (en metros).

(2) Para satisfacer las demandas de la rotación plástica y para compensar la pérdida de resistencia debida a la pérdida de recubrimiento (desconchamiento) del hormigón, se deberá satisfacer la siguiente ecuación dentro de las zonas críticas arriba definidas:

$$\alpha w_{wd} \geq 30 \cdot m_f \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (7.5)$$

en la cual las variables son las que se definieron en el punto **(8)** del apartado **5.4.3.2.2** y el valor de cálculo del esfuerzo axial reducido,  $\nu_d$ , se define como:

$$\nu_d = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = N_{Ed} / (A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \quad (7.6)$$

donde

$A_a$  es el área del perfil de acero;

$A_c$  es el área de hormigón;

$A_s$  es el área de las armaduras;

$f_{yd}$  es el valor de cálculo del límite elástico del acero;

$f_{cd}$  es el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón;

$f_{sd}$  es el valor de cálculo del límite elástico del acero de las armaduras.

(3) La separación  $s$  (en milímetros) de los estribos de confinamiento en las zonas críticas no deberá superar:

$$s = \text{mín. } (b_o / 2, 260, 9 d_{bL}) \text{ para la clase de ductilidad DCM} \quad (7.7)$$

$$s = \text{mín. } (b_o / 2, 175, 8 d_{bL}) \text{ para la clase de ductilidad DCH} \quad (7.8)$$

o en la parte inferior de la planta inferior, para la clase de ductilidad DCH

$$s = \text{mín. } (b_o / 2, 150, 6 d_{bL}) \text{ para la clase de ductilidad DCM} \quad (7.9)$$

donde

$b_o$  es la dimensión mínima del núcleo de hormigón (hasta el eje de los cercos, en milímetros);

$d_{bL}$  es el diámetro mínimo de las armaduras longitudinales (en milímetros).

(4) El diámetro de los cercos,  $d_{bw}$  (en milímetros) deberá ser, como mínimo:

$$d_{bw} = 6 \text{ para la clase de ductilidad DCM} \quad (7.10)$$

$$d_{bw} = \text{máx. } (0,35 d_{bL,\text{máx.}} [f_{ydL} / f_{ydw}]^{0,5}, 6) \text{ para la clase de ductilidad DCH} \quad (7.11)$$

donde

$d_{bL,\text{máx.}}$  es el diámetro máximo de las armaduras longitudinales (en milímetros).

(5) En las zonas críticas, la distancia entre las armaduras longitudinales arriostradas mediante patillas acodadas o atados transversales, no deberá superar 250 mm para la clase de ductilidad DCM o 200 mm

para la clase de ductilidad DCH.

(6) En las dos plantas inferiores de un edificio, deberán disponerse cercos de acuerdo con los puntos **(3)**, **(4)** y **(5)** anteriores, más allá de las zonas críticas, para una longitud adicional igual a la mitad de la longitud de dichas zonas críticas.

(7) En los pilares mixtos disipativos, la resistencia a cortante deberá determinarse, exclusivamente, en función del perfil de acero estructural.

(8) La relación entre la clase de ductilidad de la estructura y la esbeltez admisible ( $c/t_f$ ) para alas en vuelo en zonas disipativas se indica en la tabla 7.3.

(9) Los cercos de confinamiento pueden retrasar el pandeo local en las zonas disipativas. Los límites para la esbeltez del ala indicados en la tabla 7.3 pueden aumentarse si los cercos se disponen con una separación longitudinal,  $s$ , menor que el vuelo del ala,  $c$ , es decir:  $s/c < 1,0$ . Para  $s/c < 0,5$ , los límites indicados en la tabla 7.3 pueden aumentarse hasta en un 50%. Para valores  $0,5 < s/c < 1,0$ , puede usarse una interpolación lineal.

(10) El diámetro  $d_{bw}$  de los cercos de confinamiento usados para prevenir el pandeo del ala no deberá ser menor de

$$d_{bw} = \left[ (b \cdot t_f / 8) (f_{ydf} / f_{ydw}) \right]^{0,5} \quad (7.12)$$

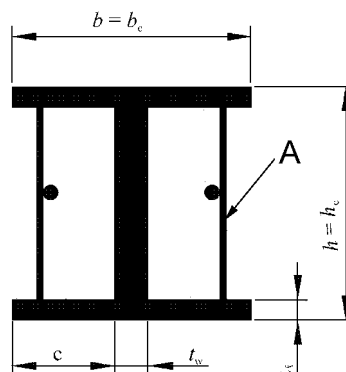
donde  $b$  y  $t_f$  son el canto y el espesor del ala, respectivamente, y  $f_{ydf}$  y  $f_{ydw}$  son los valores de cálculo de las resistencias del ala y de la armadura, respectivamente.

#### 7.6.5 Elementos parcialmente embebidos

(1) En las zonas disipativas donde la energía se disipa a través de flexión plástica de una sección mixta, la separación longitudinal de la armadura transversal,  $s$ , deberá satisfacer los requisitos del punto **(3)** del apartado 7.6.4 a lo largo de una longitud mayor o igual a  $l_{cr}$  para zonas disipativas en los extremos de un elemento o  $2 l_{cr}$  para zonas disipativas en el elemento.

(2) En los elementos disipativos, la resistencia a cortante deberá determinarse, exclusivamente, en base a la sección de acero estructural, a menos que se dispongan detalles constructivos especiales para movilizar la resistencia a cortante de la sección de hormigón.

(3) La relación entre la clase de ductilidad de la estructura y la esbeltez admisible ( $c/t_f$ ) para alas en vuelo en zonas disipativas se indica en la tabla 7.3.



Leyenda

A Redondos rectos adicionales (acoplamientos)

**Figura 7.8 – Detalle del armado transversal, con los redondos rectos adicionales (acoplamientos) soldados a las alas**

(4) Los redondos rectos soldados al interior de las alas, como se muestra en la figura 7.8, adicionales a las armaduras requeridas en el Anejo 30 del Código Estructural, pueden retrasar el pandeo local en las zonas disipativas. En este caso, los límites indicados en la tabla 7.3 para la esbeltez del ala pueden aumentarse si las armaduras se disponen con una separación longitudinal,  $s_1$ , menor que la distancia que sobresale el ala,  $c$ , es decir:  $s_1/c < 1,0$ . Para  $s_1/c < 0,5$ , los límites indicados en la tabla 7.3 pueden aumentarse hasta en un 50%. Para valores  $0,5 < s_1/c < 1,0$ , puede usarse interpolación lineal.

Los redondos rectos adicionales (acoplamientos) deberán cumplir también las reglas de los puntos (5) y (6) siguientes.

(5) El diámetro,  $d_{bw}$ , de los redondos rectos adicionales a los que se hace referencia en el punto (4) anterior, deberá ser como mínimo de 6 mm. Cuando los redondos rectos transversales se empleen para retrasar el pandeo local del ala, como se describe también en el punto (4),  $d_{bw}$  no deberá ser menor del valor obtenido en la ecuación (7.12).

(6) Los redondos rectos adicionales a los que se hace referencia en el punto (4) anterior deberán soldarse a ambos extremos de las alas, y la capacidad de las soldaduras no deberá ser menor que la resistencia plástica a tracción de los redondos rectos. Para estos redondos deberá disponerse un recubrimiento libre de hormigón de al menos 20 mm, pero sin superar 40 mm.

(7) El dimensionamiento de los elementos mixtos parcialmente embebidos puede tener en cuenta la resistencia del perfil de acero estructural exclusivamente, o bien la resistencia compuesta de la sección de acero junto con el hormigón envolvente.

(8) El dimensionamiento de los elementos mixtos parcialmente embebidos en los cuales se supone que sólo la sección de acero estructural contribuye a la resistencia del elemento puede realizarse de acuerdo con las disposiciones del capítulo 6, pero deberán aplicarse las disposiciones de dimensionamiento por capacidad indicadas en los puntos (4) y (5) del apartado 7.5.2 y el (3) del apartado 7.5.3.

#### 7.6.6 Pilares mixtos rellenos

(1) La relación entre la clase de ductilidad de la estructura y la esbeltez admisible  $d/t$  o  $h/t$  se indica

en la tabla 7.3.

(2) La resistencia a cortante de pilares disipativos deberá determinarse en función de la sección de acero estructural o en función de la sección del hormigón armado, con la sección hueca de acero considerada exclusivamente como armadura de cortante.

(3) En elementos no disipativos, la resistencia a cortante del pilar deberá determinarse conforme al Anejo 30 del Código Estructural.

## **7.7 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos resistentes a flexión**

### **7.7.1 Criterios particulares**

(1) Se aplica el punto **(1)** del apartado **6.6.1**.

(2) Las vigas mixtas deben dimensionarse para que sean dúctiles, de forma que se mantenga la integridad del hormigón.

(3) En función de la localización de las zonas disipativas, se aplican los puntos **(4)** o **(5)** del apartado **7.5.2**.

(4) El esquema de formación de rótulas requerido deberá obtenerse mediante el cumplimiento de las reglas indicadas en los apartados **4.4.2.3**, **7.7.3**, **7.7.4** y **7.7.5**.

### **7.7.2 Análisis**

(1) El análisis de la estructura debe realizarse en función de las propiedades de la sección definidas en el apartado **7.4**.

(2) En vigas, deberán tenerse en cuenta dos rigideces a flexión diferentes:  $EI_1$  para la parte de los vanos sometida a flexión positiva (sección no fisurada) y  $EI_2$  para la parte de los vanos sometida a flexión negativa (sección fisurada).

(3) Como alternativa el análisis puede realizarse considerando, para toda la viga, una inercia equivalente,  $I_{eq}$ , constante para todo el vano:

$$I_{eq} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2 \quad (7.13)$$

(4) Para pilares mixtos, la rigidez a flexión se obtiene de:

$$(EI)_c = 0,9(EI_a + rE_{cm}I_c + EI_s) \quad (7.14)$$

donde

$E$  y  $E_{cm}$  son los módulos de elasticidad del acero y del hormigón, respectivamente;

$r$  es el coeficiente de reducción que depende del tipo de sección transversal del pilar. El valor de  $r$  se debe justificar basándose en el valor de la inercia fisurada. Alternativamente, se puede adoptar  $r = 0,5$ ;

$I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$  designan la inercia de la sección de acero, de hormigón y de armadura, respectivamente.

### 7.7.3 Reglas para vigas y pilares

- (1) El dimensionamiento de vigas mixtas con sección en T debe ser conforme con el apartado 7.6.2. Las vigas parcialmente embebidas deben ser conformes con el apartado 7.6.5.
- (2) Las vigas deben comprobarse para pandeo por flexión fuera del plano y pandeo lateral, conforme al Anejo 30 del Código Estructural, suponiendo la formación de un momento plástico negativo en un extremo de la viga.
- (3) Se aplica el punto (2) del apartado 6.6.2.
- (4) Las celosías mixtas no deberán usarse como vigas disipativas.
- (5) Se aplica el punto (1) del apartado 6.6.3.
- (6) En pilares donde se formen rótulas plásticas según se indica en el punto (1) del apartado 7.7.1, la comprobación deberá suponer que en estas rótulas plásticas se alcanza  $M_{pl,Rd}$ .
- (7) La siguiente ecuación se deberá aplicar para todos los pilares mixtos:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.15)$$

- (8) Las comprobaciones de resistencia de los pilares deberán realizarse conforme al apartado 6.7 del Anejo 30 del Código Estructural.
- (9) El esfuerzo cortante del pilar  $V_{Ed}$  (obtenido del análisis) deberá limitarse de acuerdo con la ecuación (6.4).

### 7.7.4 Conexiones entre viga y pilar

- (1) Se aplican las disposiciones indicadas en el apartado 6.6.4.

### 7.7.5 Condición para despreciar el carácter mixto de vigas con losa

- (1) La resistencia plástica de una sección de viga mixta con losa (resistencia plástica límite inferior o superior en zonas disipativas) puede obtenerse teniendo en cuenta exclusivamente la sección de acero (dimensionamiento conforme al principio c), como se define en el apartado 7.1.2), siempre que la losa esté totalmente desconectada de la estructura de acero en una zona circular de diámetro  $2b_{eff}$  alrededor de un pilar, siendo  $b_{eff}$  el mayor valor de las anchuras eficaces de las vigas conectadas a dicho pilar.
- (2) Para los fines del punto (1), "totalmente desconectada" significa que no hay contacto entre la losa y cualquier cara vertical de ningún elemento de acero (por ejemplo, pilares, conectores a cortante, placas de empalme, ala corrugada, tablero de acero clavado al ala del perfil de acero).
- (3) En vigas parcialmente embebidas deberá tenerse en cuenta la contribución del hormigón presente entre las alas del perfil de acero.

## 7.8 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos mixtos con triangulaciones centradas

### 7.8.1 Criterios particulares

- (1) Se aplica el punto **(1)** del apartado 6.7.1.
- (2) Los pilares y las vigas deben ser bien de acero estructural o bien mixtos.
- (3) Las triangulaciones (arriostramientos) deben ser de acero estructural.
- (4) Se aplica el punto **(2)** del apartado 6.7.1.

#### **7.8.2 Análisis**

- (1) Se aplican las disposiciones indicadas en el apartado 6.7.2.

#### **7.8.3 Elementos diagonales**

- (1) Se aplica las disposiciones indicadas en el apartado 6.7.3.

#### **7.8.4 Vigas y pilares**

- (1) Se aplican las disposiciones indicadas en el apartado 6.7.4.

### **7.9 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos mixtos con triangulaciones descentradas**

#### **7.9.1 Criterios particulares**

- (1) Los pórticos mixtos con triangulaciones descentradas deben dimensionarse de modo que la acción disipativa se produzca principalmente a través de la plastificación a cortante de los acoplamientos. Todos los demás elementos deben permanecer en estado elástico y se debe evitar la rotura de las uniones.
- (2) Los pilares, las vigas y las triangulaciones (arriostramientos) deben ser de acero estructural o mixtos.
- (3) Las triangulaciones, pilares y tramos de vigas que se encuentren fuera de los acoplamientos dúctiles deben dimensionarse para permanecer en estado elástico bajo las fuerzas máximas que se puedan generar por el acoplamiento de la viga en un estado de plastificación total y de endurecimiento por deformación cíclica.
- (4) Se aplica el punto **(2)** del apartado 6.8.1.

#### **7.9.2 Análisis**

- (1) El análisis de la estructura se basa en las propiedades de la sección definidas en el apartado 7.4.2.
- (2) En vigas se consideran dos rigideces a flexión diferentes:  $EI_1$  para la parte de los vanos sometida a flexión positiva (sección no fisurada) y  $EI_2$  para la parte de los vanos sometida a flexión negativa (sección fisurada).

#### **7.9.3 Acoplamientos**

- (1) Los acoplamientos deben estar compuestos por perfiles de acero, a ser posible mixtos con losas. Pueden no estar embebidos.
- (2) Se aplican las reglas sobre acoplamientos sísmicos y sus rigidizadores indicadas en el apartado 6.8.2. Los acoplamientos deberán ser de longitud corta o intermedia, con una longitud máxima  $e$ :

- en estructuras donde se formarían dos rótulas plásticas en los extremos del acoplamiento

$$e = 2M_{p, \text{link}} / V_{p, \text{link}} \quad (7.16)$$

- en estructuras donde solo se formaría una rótula plástica en un extremo del acoplamiento

$$e < M_{p, \text{link}} / V_{p, \text{link}} \quad (7.17)$$

El punto **(3)** del apartado **6.8.2** proporciona las definiciones de  $M_{p, \text{link}}$  y  $V_{p, \text{link}}$ . Para  $M_{p, \text{link}}$ , sólo se consideran en la evaluación los componentes de acero de la sección del acoplamiento, despreciando la losa de hormigón.

(3) Cuando los acoplamientos sísmicos confluyan en un pilar de hormigón armado o un pilar embebido, deberán disponerse placas o pletinas de apoyo en las dos caras del acoplamiento, en la cara del pilar y en la sección final del acoplamiento. Estas placas de apoyo deberán ser conformes con el apartado **7.5.4**.

(4) El dimensionamiento de las conexiones entre viga y pilar adyacentes a los acoplamientos disipativos deberán ser conformes con el apartado **7.5.4**.

(5) Las conexiones deberán cumplir con los requisitos de las conexiones de los pórticos de acero con triangulaciones descentradas, conforme al apartado **6.8.4**.

#### **7.9.4 Elementos que no contienen acoplamientos sísmicos**

(1) Los elementos que no contengan acoplamientos sísmicos deberán ser conformes con las reglas indicadas en el apartado **6.8.3**, teniendo en cuenta la resistencia combinada del acero y el hormigón en el caso de elementos mixtos y las reglas pertinentes para elementos del apartado **7.6** y del Anejo 30 del Código Estructural.

(2) Cuando un acoplamiento sea adyacente a un pilar mixto totalmente embebido, deberá disponerse una armadura transversal conforme con los requisitos del apartado **7.6.4**, por encima y por debajo de la conexión del acoplamiento.

(3) En caso de un arriostramiento (triangulación) mixto bajo tracción, solo la sección transversal de acero estructural deberá tenerse en cuenta en la evaluación de la resistencia de dicho arriostramiento.

### **7.10 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para sistemas estructurales constituidos por muros de cortante (muros pantalla) mixtos de hormigón armado y elementos de acero estructural**

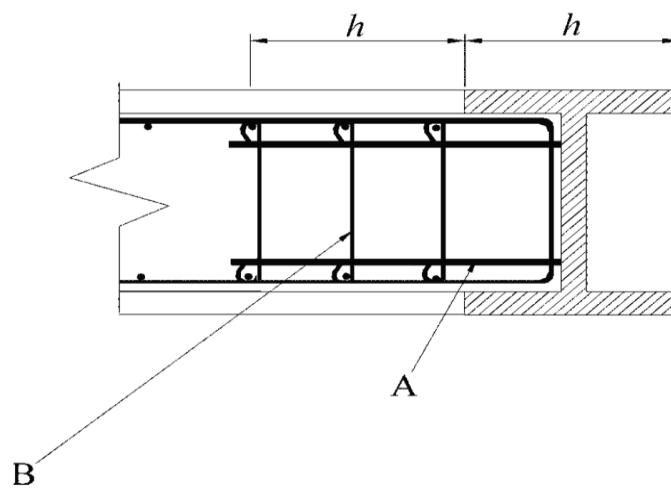
#### **7.10.1 Criterios particulares**

(1) Las disposiciones de este apartado se aplican a los sistemas estructurales mixtos que pertenezcan a uno de los tres tipos definidos en el punto **e)** del apartado **7.3.1**.

(2) Los sistemas estructurales de los tipos 1 y 2 deben dimensionarse para que se comporten como muros de cortante y disipen energía en los perfiles verticales de acero y en la armadura vertical. Los rellenos deben conectarse a los elementos de contorno para prevenir su separación.

(3) En el sistema estructural tipo 1 los esfuerzos cortantes de la planta deben transmitirse por cortante horizontal en el muro y en la interfaz entre el muro y las vigas.

(4) El sistema estructural tipo 3 debe dimensionarse para disipar energía en los muros de cortante y en las vigas de acoplamiento.

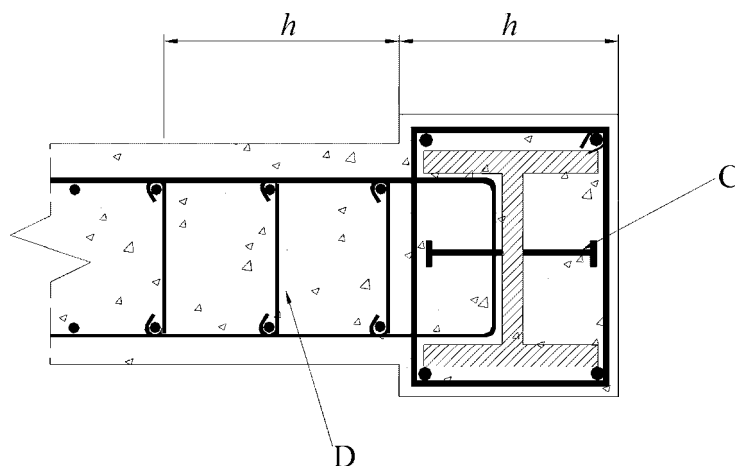


Leyenda

A Barras soldadas al pilar

B Armadura transversal

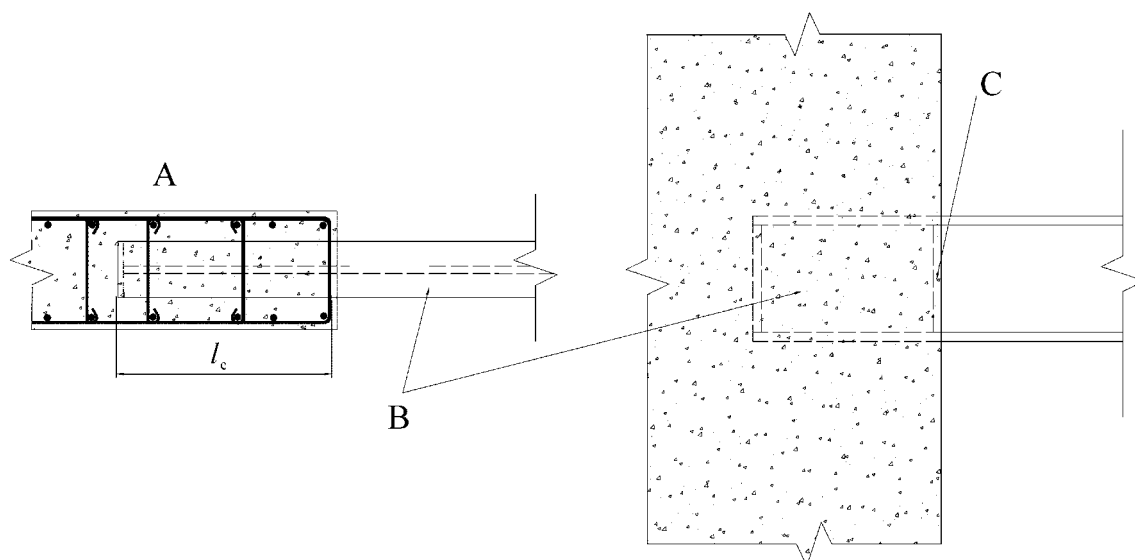
**Figura 7.9a – Detalles constructivos de elementos de contorno mixtos parcialmente embebidos (los detalles constructivos de armaduras transversales son para la clase de ductilidad DCH)**



Leyenda

C Conectores a cortante

**Figura 7.9b – Detalles constructivos de elementos de contorno mixtos totalmente embebidos (los detalles constructivos de armaduras transversales son para la clase de ductilidad DCH)**



Leyenda

- A Armadura adicional del muro, en la viga de acero embebida
- B Viga de acoplamiento de acero
- C Placa de confinamiento

**Figura 7.10 – Detalles constructivos de una viga de acoplamiento que confluye en un muro (los detalles constructivos son para la clase de ductilidad DCH)**

### 7.10.2 Análisis

- (1) El análisis de la estructura debe basarse en las propiedades de la sección definidas en el capítulo 5 para muros de hormigón y en el apartado 7.4.2 para vigas mixtas.
- (2) En los sistemas estructurales de los tipos 1 o 2, cuando los perfiles verticales de acero estructural, total o parcialmente embebidos, actúen como elementos de contorno de los paneles de relleno de hormigón armado, el análisis debe realizarse suponiendo que los efectos de la acción sísmica en estos elementos de contorno verticales son exclusivamente esfuerzos axiles.
- (3) Estos esfuerzos axiles deberán determinarse suponiendo que los esfuerzos cortantes se transmiten por el muro de hormigón armado y que todas las fuerzas de gravedad y vuelco se transmiten, a su vez, por el muro de cortante actuando conjuntamente con los elementos de contorno verticales.
- (4) En sistemas estructurales de tipo 3, si se usan vigas de acoplamiento mixtas, se aplican los puntos (2) y (3) del apartado 7.7.2.

### 7.10.3 Reglas de detalles constructivos para muros mixtos de clase de ductilidad DCM

- (1) Los paneles de relleno de hormigón armado en el tipo 1 y los muros de hormigón armado en los

Tipos 2 y 3 deben cumplir los requisitos del capítulo 5 para muros dúctiles de clase de ductilidad DCM.

- (2) Los perfiles de acero parcialmente embebidos utilizados como elementos de contorno de paneles de hormigón armado deben pertenecer a una clase de sección transversal relacionada con el coeficiente de comportamiento de la estructura como se indica en la tabla 7.3.
- (3) Los perfiles de acero estructural totalmente embebidos utilizados como elementos de contorno en paneles de hormigón armado deben dimensionarse conforme al apartado 7.6.4.
- (4) Los perfiles de acero estructural parcialmente embebidos utilizados como elementos de contorno de paneles de hormigón armado deben dimensionarse conforme al apartado 7.6.5.
- (5) Deberán disponerse pernos conectores a cortante o armadura de atado (soldada, anclada a través de agujeros en los elementos de acero o anclada alrededor del elemento de acero) para transmitir los esfuerzos cortantes verticales y horizontales entre el acero estructural de los elementos de contorno y el hormigón armado.

#### **7.10.4 Reglas de detalles constructivos para vigas de acoplamiento de clase de ductilidad DCM**

- (1) Las vigas de acoplamiento deben tener una longitud de empotramiento en el muro de hormigón armado suficiente para resistir la combinación más desfavorable de momentos y esfuerzos cortantes generados por las resistencias a flexión y a cortante de la viga de acoplamiento. Debe considerarse que la longitud de empotramiento,  $l_e$ , empieza dentro de la primera capa de la armadura de confinamiento en el elemento de contorno del muro (véase la figura 7.10). Esta longitud de empotramiento,  $l_e$ , no debe ser menor de 1,5 veces la altura de la viga de acoplamiento.
- (2) El dimensionamiento de conexiones entre viga y muro debe ser conforme con el apartado 7.5.4.
- (3) Las armaduras verticales del muro definidas en los puntos (9) y (10) del apartado 7.5.4, con un valor de cálculo de la resistencia axial igual a la resistencia a cortante de la viga de acoplamiento, deberán situarse sobre la longitud de empotramiento de la viga, con dos tercios del acero localizados sobre la primera mitad de dicha longitud de empotramiento. Esta armadura del muro deberá extenderse una distancia de, al menos, una vez la longitud de anclaje por encima y por debajo de las alas de la viga de acoplamiento. Se permite usar armadura vertical con otros objetivos como, por ejemplo, para elementos de contorno verticales como parte de la armadura vertical requerida. La armadura deberá cumplir el apartado 7.6.

#### **7.10.5 Reglas de detalles constructivos adicionales para la clase de ductilidad DCH**

- (1) Debe disponerse una armadura transversal para confinamiento de los elementos de contorno mixtos, parcial o totalmente embebidos. La armadura debe extenderse una distancia  $2h$  dentro de los muros de hormigón, donde  $h$  es el canto del elemento de contorno en el plano del muro [véanse las figuras 7.9a y 7.9b].
- (2) Los requisitos para los acoplamientos en pórticos con triangulaciones descentradas se aplican también para las vigas de acoplamiento.

### **7.11 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para muros de cortante mixtos con placa de acero**

#### **7.11.1 Criterios particulares**

- (1) Los muros de cortante mixtos con placa de acero deben dimensionarse para que plastifiquen bajo el

efecto del esfuerzo cortante de la placa de acero.

(2) La placa de acero deberá rigidizarse mediante hormigón envolvente en una o dos caras, y la fijación al hormigón armado envolvente para evitar el pandeo de la placa de acero.

### **7.11.2 Análisis**

(1) El análisis de la estructura deberá basarse en las propiedades de la sección y de los materiales definidas en los apartados **7.4.2** y **7.6**.

### **7.11.3 Reglas de detalles constructivos**

(1) Debe comprobarse que:

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad (7.18)$$

con la resistencia a cortante dada por:

$$V_{Rd} = A_{pl} \times f_{yd} / \sqrt{3} \quad (7.19)$$

Donde

$f_{yd}$  es el valor de cálculo del límite elástico del acero de la placa; y

$A_{pl}$  es el área horizontal de la placa.

(2) Las conexiones entre la placa y los elementos de contorno (pilares y vigas), así como las conexiones entre la placa y el hormigón envolvente, deben dimensionarse de modo que se pueda desarrollar totalmente la resistencia plástica de la placa.

(3) La placa de acero debe conectarse de modo continuo y a lo largo de todos sus bordes al entramado estructural de acero y a los elementos de contorno con soldaduras y/o pernos, para que se desarrolle la resistencia plástica de la placa a cortante.

(4) Los elementos de contorno deben dimensionarse para cumplir los requisitos del apartado **7.10**.

(5) El espesor del acero no deberá ser menor de 200 mm cuando se disponga solamente en una cara, o de 100 mm en cada cara cuando se disponga en ambas caras.

(6) La cuantía mínima de armadura en ambas direcciones no debe ser menor del 0,25%.

(7) Las aberturas en la placa de acero deben rigidizarse según sea requerido por el análisis.

## **7.12 Control del dimensionamiento y de la construcción**

(1) Para el control del dimensionamiento y de la construcción, se aplica el apartado **6.11**.

## 8 Reglas específicas para edificios de madera

### 8.1 Generalidades

#### 8.1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Para el proyecto de edificios de madera se aplica el Documento Básico DB SE-M “Seguridad estructural: madera” del Código Técnico de la Edificación. Las siguientes reglas complementan a las indicadas en dicha norma.

#### 8.1.2 Definiciones

(1) Los siguientes términos se usan en este capítulo con los siguientes significados:

##### **ductilidad estática:**

Relación entre la deformación de rotura y la deformación en el límite del comportamiento elástico, evaluada en ensayos cíclicos cuasi-estáticos (véase el punto **(3)** del apartado **8.3**).

##### **uniones semirrígidas**

Uniones con flexibilidad significativa, cuya influencia tiene que tenerse en cuenta en el cálculo estructural conforme al Documento Básico DB SE-M (por ejemplo, uniones tipo pasador).

##### **uniones rígidas:**

Uniones con flexibilidad despreciable conforme al Documento Básico DB SE-M (por ejemplo, uniones de madera sólida encoladas).

##### **uniones de tipo pasador:**

Uniones con elementos de fijación mecánicos tipo pasador (clavos, grapas, tirafondos, pasadores, tornillos, etc.) cargados perpendicularmente a sus ejes.

##### **uniones de carpintero:**

Uniones donde las cargas se transmiten por medio de áreas de presión y sin elementos de fijación mecánicos (por ejemplo, encoladera inclinada, cola de milano, media madera).

#### 8.1.3 Principios de dimensionamiento

(1) Los edificios de madera sismorresistentes deben dimensionarse de acuerdo con uno de los siguientes principios:

- a) comportamiento estructural disipativo;
- b) comportamiento estructural poco disipativo.

(2) En el principio a) se tiene en cuenta la capacidad de algunas partes de la estructura (zonas disipativas) para resistir las acciones del terremoto fuera de su dominio elástico. Cuando se use el espectro de cálculo definido en el apartado **3.2.2.5**, el coeficiente de comportamiento  $q$  puede tomarse mayor de 1,5. El valor de  $q$  depende de la clase de ductilidad (véase **8.3**).

(3) Las estructuras dimensionadas según el principio a) deben pertenecer a las clases de ductilidad DCM o DCH. Una estructura que pertenezca a una clase de ductilidad dada debe cumplir los requisitos específicos en uno o más de los siguientes campos: tipo de estructura, tipo de conexiones y capacidad de rotación dúctil de las mismas.

- (4) Las zonas disipativas deben localizarse en las juntas y en las conexiones, mientras que se debe considerar que los elementos de madera tienen un comportamiento elástico.
- (5) Las propiedades de las zonas disipativas deberán determinarse por ensayos bien en uniones sencillas, bien en estructuras completas o bien en partes de la misma, conforme a la Norma UNE-EN 12512.
- (6) En el principio b), los efectos de la acción se calculan mediante un análisis elástico global, sin tener en cuenta el comportamiento no lineal del material. Cuando se use el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5, el coeficiente de comportamiento  $q$  no deberá tomarse mayor de 1,5. La resistencia de los elementos y las conexiones deberá dimensionarse conforme a la reglamentación específica vigente, sin ningún requisito adicional. Este principio se llama clase de ductilidad DCL (baja) y es apropiado sólo para ciertos tipos de estructuras (véase la tabla 8.1).

## 8.2 Materiales y propiedades de las zonas disipativas

- (1) Se aplican las disposiciones pertinentes del Documento Básico DB SE-M “Seguridad estructural: madera” del Código Técnico de la Edificación. Con respecto a las propiedades de los elementos de acero, se aplica lo establecido en el Código Estructural (Anejos 22 a 29).
- (2) Cuando se use el principio de comportamiento estructural disipativo, se aplican las siguientes reglas:
- a) en uniones consideradas como zonas disipativas, solo se pueden usar materiales y elementos de fijación mecánicos que proporcionen un adecuado comportamiento frente a fatiga de bajo número de ciclos;
  - b) las uniones encoladas deben considerarse como zonas no disipativas;
  - c) las uniones de carpintero sólo se pueden usar cuando puedan proporcionar una capacidad de disipación de energía suficiente, sin presentar riesgos de rotura frágil en cortante o tracción perpendicular a la fibra. La decisión sobre su uso debe basarse en los resultados de ensayos apropiados.
- (3) El punto **(2)**(a) anterior se considera satisfecho si se cumple el punto **(3)** del apartado 8.3.
- (4) Para material de los paneles de pantalla en muros de cortante y diafragmas, el punto **(2)**(a) anterior se considera satisfecho si se cumplen las condiciones siguientes:
- a) los tableros de aglomerado tienen una densidad de, al menos, 650 kg/m<sup>3</sup>;
  - b) los paneles de contrachapado tienen un espesor mínimo de 9 mm;
  - c) los paneles de aglomerado o de fibras tienen un espesor mínimo de 13 mm.
- (5) El material de acero para las conexiones debe cumplir las condiciones siguientes:
- a) todos los elementos de conexión fabricados con acero deben cumplir los requisitos del Código Estructural (Anejos 22 a 29);

- b) la conformidad respecto al punto **(3)** del apartado **8.3** de las propiedades de ductilidad de las conexiones en las celosías y entre el material de los paneles de pantalla y el pórtico de madera en las estructuras de clase de ductilidad DCM o DCH (véase **8.3**) debe comprobarse, por medio de ensayos cíclicos, bajo la combinación apropiada de las partes conectadas y los elementos de fijación.

### 8.3 Clases de ductilidad y coeficientes de comportamiento

(1) Dependiendo de su comportamiento dúctil y su capacidad de disipación de energía bajo acciones sísmicas, los edificios de madera deben clasificarse en una de las tres clases de ductilidad, DCL, DCM o DCH, indicadas en la tabla 8.1, donde también figuran los correspondientes valores límite superiores de los coeficientes de comportamiento. No hay limitaciones geográficas al uso de las clases de ductilidad DCM y DCH.

**Tabla 8.1 – Principios de dimensionamiento, tipos de estructuras y valores límite superiores de los coeficientes de comportamiento para las tres clases de ductilidad**

Principio de dimensionamiento y clase de ductilidad	$q$	Ejemplos de estructuras
Capacidad de disipación de energía baja – DCL	1,5	Estructuras en voladizo; vigas; arcos con dos o tres articulaciones; celosías unidas con conectores.
Capacidad de disipación de energía media – DCM	2	Paneles de muros encolados con diafragmas, conectados con clavos y tornillos; celosías con uniones con pasadores y atornilladas; estructuras mixtas que constan de un pórtico de madera (que resisten las fuerzas horizontales) y un relleno sin capacidad portante.
	2,5	Pórticos hiperestáticos con uniones con pasadores y atornilladas (véase el punto <b>(3)</b> del apartado <b>8.1.3</b> ).
Capacidad de disipación de energía alta – DCH	3	Paneles de muros clavados con diafragmas encolados, conectados con clavos y tornillos; celosías con uniones clavadas.
	4	Pórticos hiperestáticos con uniones con pasadores y atornilladas (véase el punto <b>(3)</b> del apartado <b>8.1.3</b> ).
	5	Paneles de muros clavados con diafragmas clavados, conectados con clavos y tornillos.

(2) Si el edificio es irregular en altura (véase **4.2.3.3**) los valores de  $q$  indicados en la tabla 8.1 deberán reducirse en un 20%, pero sin que sea necesario tomarlos menores de  $q = 1,5$  (véase el punto **(7)** del apartado **4.2.3.1** y la tabla 4.1).

(3) Para que se puedan usar los valores indicados del coeficiente de comportamiento, las zonas disipativas deben ser capaces de deformarse plásticamente al menos durante tres ciclos completos de inversión, con una relación de ductilidad estática de 4 para las estructuras de clase de ductilidad DCM y de 6 para estructuras de clase de ductilidad DCH, sin una reducción de su resistencia mayor de un 20%.

(4) Las disposiciones del punto **(3)** anterior y de los puntos **(2)(a)** y **(5)(b)** del apartado **8.2** se pueden considerar satisfechas en las zonas disipativas de todos los tipos de estructuras si se cumplen las condiciones siguientes:

- a) en las uniones madera-madera y acero-madera con pasadores, atornilladas y claveteadas, el espesor mínimo de las piezas conectadas es  $10 \cdot d$  y el diámetro del elemento de fijación,  $d$ , no supera los 12 mm;
- b) en muros de cortante y diafragmas, los paneles de pantalla están forradas de madera, con un espesor mínimo de  $4d$ , donde el diámetro del clavo,  $d$ , no supera los 3,1 mm.

Si no se cumplen los requisitos anteriores, pero se asegura un espesor mínimo de los elementos de  $8d$  y  $3d$  para los casos a) y b), respectivamente, deberán usarse los valores límite superiores reducidos del coeficiente de comportamiento  $q$ , indicados en la tabla 8.2.

**Tabla 8.2 – Tipos de estructuras y valores límite superiores reducidos de los coeficientes de comportamiento**

Tipos de estructuras	Coficiente de comportamiento $q$
Pórticos hiperestáticos con uniones con pasadores y atornilladas	2,5
Paneles de muros clavados con diafragmas clavados	4,0

(5) Para estructuras que tengan propiedades diferentes e independientes en las dos direcciones horizontales, los valores de  $q$  a usar en el cálculo de los efectos de la acción sísmica en cada dirección principal, deberán corresponder a las propiedades del sistema estructural en esa dirección, y pueden ser diferentes.

## 8.4 Análisis estructural

- (1) En el cálculo debe tenerse en cuenta el deslizamiento en las uniones de la estructura.
- (2) Se debe usar un valor del módulo  $E_0$  para carga instantánea (10% mayor del de corto plazo).
- (3) Los diafragmas de la planta baja se pueden considerar rígidos en el modelo estructural sin más comprobaciones, si se cumplen las dos condiciones siguientes:
  - a) se aplican las reglas de detalles constructivos para diafragmas horizontales indicadas en el apartado 8.5.3;
  - y
  - b) sus aberturas no afectan de forma significativa a la rigidez global en el plano de los forjados.

## 8.5 Reglas de detalles constructivos

### 8.5.1 Generalidades

- (1) Las reglas de detalles constructivos indicadas en los apartados 8.5.2 y 8.5.3 se aplican a las partes sismorresistentes de estructuras dimensionadas conforme al principio de comportamiento estructural disipativo (clases de ductilidad DCM y DCH).
- (2) Las estructuras con zonas disipativas deben dimensionarse de manera que dichas zonas se localicen, principalmente, en aquellas partes de la estructura donde la plastificación, el pandeo local o cualquier otro fenómeno debido a comportamiento histerético no afecten a la estabilidad global de la estructura.

### 8.5.2 Reglas de detalles constructivos para conexiones

- (1) Los elementos en compresión y sus conexiones (por ejemplo, uniones de carpintero), que puedan fallar debido a deformaciones provocadas por inversiones de carga, deben dimensionarse de manera que se evite su separación y se mantengan en su posición original.
- (2) Los tornillos y los pasadores deben apretarse y ajustarse en los agujeros. Los tornillos y pasadores grandes ( $d > 16$  mm) no deben usarse en conexiones madera-madera y acero-madera, excepto en combinación con conectores de madera.
- (3) Los pasadores, los clavos lisos y las grapas no deberán usarse sin disposiciones adicionales que eviten su extracción.
- (4) En el caso de que exista una tracción perpendicular a la veta, se deberán adoptar unas disposiciones adicionales para evitar el deslizamiento (por ejemplo, planchas de metal o de contrachapado clavadas).

### 8.5.3 Reglas de detalles constructivos para diafragmas horizontales

- (1) Para los diafragmas horizontales bajo acciones sísmicas se aplica el Documento Básico DB SE-M "Seguridad estructural: madera" del Código Técnico de la Edificación, con las modificaciones siguientes:
  - a) no debe usarse el coeficiente de mayoración de 1,2 para la resistencia de los elementos de fijación en los bordes de chapas;
  - b) cuando los paneles estén al tresbolillo, no debe usarse el coeficiente de mayoración de 1,5 para la separación de los clavos a lo largo de los bordes discontinuos de los paneles;
  - c) la distribución de los esfuerzos cortantes en los diafragmas debe evaluarse teniendo en cuenta la posición en planta de los elementos verticales que resisten las cargas laterales.
- (2) Todos los bordes de los paneles de pantalla que no confluyan en elementos del pórtico deben apoyarse y conectarse a refuerzos transversales localizados entre las vigas de madera. Deben disponerse también refuerzos en los diafragmas horizontales por encima de los elementos verticales resistentes a cargas laterales (por ejemplo, muros).
- (3) Debe asegurarse la continuidad de las vigas, incluyendo los brochales, en las áreas dónde el diafragma se vea alterado por aberturas o huecos.
- (4) Si no existen refuerzos transversales intermedios a lo largo de toda la altura de las vigas, la relación altura-anchura ( $h/b$ ) de las vigas de madera deberá ser menor de 4.
- (5) Si  $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$ , la separación de los elementos de fijación mecánica en las áreas de discontinuidad debe reducirse en un 25%, pero sin que sea menor que la separación mínima indicada en la reglamentación específica vigente (véanse los capítulos 8 y 10 del DB SE-M del Código Técnico de la Edificación).
- (6) Cuando los forjados se consideren rígidos en el plano para el cálculo estructural, no debe haber cambio en la dirección de los vanos de las vigas sobre los apoyos, donde los esfuerzos horizontales se transmiten a los elementos verticales (por ejemplo, muros de cortante).

## 8.6 Comprobaciones de seguridad

(1) Los valores de la resistencia del material de madera deben determinarse teniendo en cuenta los valores de  $k_{mod}$  para las cargas instantáneas, conforme a lo establecido en el DB SE-M “Seguridad estructural: madera” del Código Técnico de la Edificación.

(2) Para las comprobaciones del ELU de las estructuras dimensionadas según el principio de comportamiento estructural no disipativo (clase de ductilidad DCL), para las propiedades de los materiales para las combinaciones fundamentales de cargas, se aplican los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_M$  del DB SE-M.

(3) Para las comprobaciones del ELU de las estructuras dimensionadas según el principio de comportamiento estructural disipativo (clases de ductilidad DCM o DCH), se aplican los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_M$  para las propiedades de los materiales para las combinaciones accidentales de cargas del DB SE-M.

(4) Para asegurar el desarrollo de la deformación plástica cíclica en las zonas disipativas, los restantes elementos estructurales y conexiones deben dimensionarse con una reserva de resistencia suficiente. Este requisito de reserva de resistencia se aplica, particularmente, a:

- los tirantes de anclaje y cualquier conexión a elementos soporte masivos situados por debajo;
- las conexiones entre los diafragmas horizontales y los elementos verticales que resistan la carga lateral.

(5) Las uniones de carpintero no presentan riesgos de rotura frágil si la comprobación de la tensión cortante conforme a lo establecido en el DB SE-M se realiza con un coeficiente parcial de seguridad adicional de 1,3.

## 8.7 Control del dimensionamiento y de la construcción

(1) Se aplican las disposiciones indicadas en el DB SE-M del Código Técnico de la Edificación.

(2) Los siguientes elementos estructurales deben identificarse en los planos del proyecto y deben proporcionarse especificaciones para su control específico durante la construcción:

- los tirantes de anclaje y cualquier unión a elementos de cimentación;
- las celosías diagonales de acero en tracción usadas en triangulaciones (arriostramientos);
- las conexiones entre los diafragmas horizontales y los elementos verticales que resisten la carga lateral;
- las conexiones entre los paneles de pantalla y los pórticos de madera que confluyen en los diafragmas horizontales y verticales.

(3) El control específico de la construcción debe comprender las propiedades del material y la precisión en la ejecución.

## 9 Reglas específicas para edificios de fábrica

### 9.1 Objeto y campo de aplicación

- (1) Este capítulo se aplica al proyecto de edificios de fábrica no armada, confinada y armada, en zonas sísmicas.
- (2) Para el proyecto de edificios de fábrica se aplica lo establecido en el Documento Básico DB SE-F “Seguridad estructural: fábrica”. Las siguientes reglas complementan a las indicadas en dicha reglamentación.

### 9.2 Materiales y modelos de aparejo

#### 9.2.1 Tipos de unidades de fábrica

- (1) Las unidades de fábrica deberán tener una robustez suficiente para evitar la rotura frágil local. Esta condición se cumple para los grupos de piezas ‘maciza’ y ‘perforada’ indicados en la tabla 4.1 del Documento Básico DB SE-F “Seguridad estructural: fábrica”.

#### 9.2.2 Resistencia mínima de las unidades de fábrica

- (1) Excepto en casos de baja sismicidad, la resistencia a compresión normalizada de las unidades de fábrica, calculada de acuerdo con la Norma UNE-EN 772-1, no deberá ser menor que los valores siguientes:

- normal a la cara asiento de la hilada (tabla):  $f_{b,min} = 5 \text{ N/mm}^2$
- paralela a la cara asiento de la hilada (tabla), en el plano del muro:  $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$

#### 9.2.3 Mortero

- (1) Excepto en casos de baja sismicidad, se requiere una resistencia mínima para el mortero,  $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$  para fábricas no armadas y  $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$  para fábricas armadas.

#### 9.2.4 Aparejo (trabazón) de la fábrica

- (1) Se contemplan tres clases alternativas de juntas:
- a) juntas totalmente rellenas con mortero;
  - b) juntas sin relleno;
  - c) juntas sin relleno con ensambladura mecánica entre las unidades de fábrica.

En zonas en donde sea necesaria la aplicación de la Norma Sismorresistente se permiten únicamente juntas de tipo a).

### 9.3 Tipos de construcción y coeficientes de comportamiento

- (1) Según el tipo de fábrica usada para los elementos sismorresistentes, los edificios de fábrica deberán clasificarse en uno de los tipos de construcción siguientes:

- a) construcción de fábrica no armada;
- b) construcción de fábrica confinada;
- c) construcción de fábrica armada.

NOTA 1 Se incluye la construcción con sistemas de fábrica que proporcionen una ductilidad mejorada de la estructura (véase la Nota de la Tabla 9.1).

NOTA 2 Las estructuras con rellenos de fábrica no están cubiertas por este capítulo.

(2) Debido a su baja resistencia a tracción y a su baja ductilidad, en caso de realizar función estructural, la fábrica no armada que cumpla exclusivamente con las disposiciones indicadas en el Documento Básico DB SE-F “Seguridad estructural: fábrica” del Código Técnico de la Edificación se considera que ofrece una baja capacidad de disipación (clase de ductilidad DCL) y, por tanto, su uso solo se permite en zonas de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1 de este Anejo), si además se cumple que el espesor eficaz de los muros,  $t_{ef}$ , no es inferior a un valor mínimo,  $t_{ef,min}$ . Siendo  $t_{ef,min} = 350$  mm, para fábrica de piedra natural, y  $t_{ef,min} = 240$  mm para fábrica de ladrillo.

(3) Debido a las razones indicadas en el punto (2) anterior, no puede utilizarse la fábrica no armada que satisfaga las disposiciones de este Anejo si el valor de  $a_g \cdot S$  supera un cierto valor límite,  $a_{g,urm} = 0,20$  g, el cual es coherente con los valores adoptados en los apartados 9.2.2 y 9.2.3 para la resistencia a compresión normalizada de las unidades de fábrica,  $f_{b,min}$  y  $f_{bh,min}$  y para la resistencia mínima del mortero,  $f_{m,min}$ .

(4) Para los tipos del a) al c), los rangos de valores admisibles del límite superior del coeficiente de comportamiento  $q$  se indican en la tabla 9.1.

**Tabla 9.1 – Tipos de construcción y valores límite superiores del coeficiente de comportamiento**

Tipo de construcción	Coficiente de comportamiento $q$
Fábrica no armada, conforme exclusivamente al DB SE-F, Fábrica del Código Técnico de la Edificación. (únicamente en casos de baja sismicidad)	1,5
Fábrica no armada conforme a este Anejo	1,5
Fábrica confinada	2,0
Fábrica armada	2,5

NOTA Sólo se puede adoptar para el coeficiente de comportamiento  $q$  un valor distinto al especificado en la Tabla 9.1 si existe un certificado expedido por un organismo notificado nacional o internacional que lo justifique.

(5) Si el edificio no es regular en altura (véase 4.2.3.3) los valores de  $q$  indicados en la tabla 9.1 deberán reducirse en un 20%, pero sin que sea necesario tomarlos como inferiores a  $q = 1,5$  (véase el punto (7) del apartado 4.2.3.1 y la tabla 4.1).

## 9.4 Análisis estructural

(1) El modelo estructural para el proyecto del edificio debe representar las propiedades de rigidez del sistema total.

(2) La rigidez de los elementos estructurales debe evaluarse teniendo en cuenta su flexibilidad a cortante y a flexión y, si fuese relevante, también su flexibilidad frente a esfuerzo axial. Para el cálculo puede usarse la rigidez elástica no fisurada o, preferiblemente y de modo más realista, la rigidez fisurada, con objeto de considerar la influencia de la fisuración sobre las deformaciones y para obtener una mejor aproximación a la pendiente de la primera rama de un modelo bilineal fuerza-deformación para el elemento estructural.

(3) En ausencia de una evaluación precisa de las propiedades de rigidez, sustentada por un cálculo adecuado, la rigidez fisurada a flexión y a cortante pueden tomarse iguales a la mitad de la rigidez elástica no fisurada de la sección bruta.

(4) En el modelo estructural, los entrepaños de fábrica que conforman dinteles y antepechos en los vanos de un muro pueden considerarse como vigas de acoplamiento entre dos elementos de muro, si están unidos de modo continuo a los mismos y se hallan conectados tanto a la viga de atado del forjado como al cargadero situado debajo.

(5) Si el modelo estructural tiene en cuenta las vigas de acoplamiento, se puede usar un cálculo de pórticos para la determinación de los efectos de las acciones en los elementos estructurales verticales y horizontales.

(6) El cortante de base en los muros, según se obtiene mediante el análisis lineal descrito en el capítulo 4, puede redistribuirse entre los muros, suponiendo que:

- a) se satisface el equilibrio global (es decir, se consigue el mismo cortante de base total y la misma posición de la fuerza resultante);
- b) el cortante en cualquier muro ni se reduce en más de un 25% ni se incrementa en más del 33%; y
- c) se tienen en cuenta las consecuencias de la redistribución para el o los diafragmas.

## **9.5 Criterios de dimensionamiento y reglas de construcción**

### **9.5.1 Generalidades**

(1) Los edificios de fábrica deben estar compuestos de forjados y muros, que estén unidos en dos direcciones horizontales ortogonales y en la dirección vertical.

(2) La conexión entre los forjados y los muros debe realizarse mediante tirantes de acero o vigas perimetrales de hormigón armado.

(3) Puede usarse cualquier tipo de forjado, siempre que se respeten los requisitos generales de continuidad y de funcionamiento eficaz del diafragma.

(4) Deben disponerse muros de cortante en, al menos, dos direcciones ortogonales.

(5) Los muros de cortante deberán cumplir ciertos requisitos geométricos, descritos a continuación y cuyos valores se dan en la Tabla 9.2:

- a) el espesor eficaz de los muros de cortante,  $t_{ef}$ , no puede ser menor que un valor mínimo,  $t_{ef,min}$ ;

- b) la relación  $(h_{ef}/t_{ef})$  entre la altura eficaz del muro y su espesor eficaz no puede superar un valor máximo,  $(h_{ef}/t_{ef})_{m\acute{a}x.}$ ; y
- c) la relación de la longitud del muro,  $l$ , respecto a la mayor altura libre,  $h$ , de los huecos adyacentes al muro, no puede ser menor que un valor mínimo,  $(l/h)_{m\acute{i}n.}$

**Tabla 9.2 – Requisitos geométricos para los muros de cortante**

Tipo de fábrica	$t_{ef,m\acute{i}n.}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{m\acute{a}x.}$	$(l/h)_{m\acute{i}n.}$
No armada, con unidades de piedra natural	350	9	0,5
No armada, con cualquier otro tipo de unidades	240	12	0,4
No armada, con cualquier otro tipo de unidades, en casos de baja sismicidad	170	15	0,35
Confinada	240	15	0,3
Armada	240	15	Sin restricción
Los símbolos usados tienen los siguientes significados: $t_{ef}$ espesor eficaz o de cálculo del muro (véase el DB SE-F del Código Técnico de la Edificación.); $h_{ef}$ altura eficaz o de cálculo del muro (véase el DB SE-F del Código Técnico de la Edificación.); $h$ altura libre máxima de las aberturas adyacentes al muro; $l$ longitud del muro.			

(6) Los muros de cortante no conformes con los requisitos geométricos mínimos del punto (5) anterior se pueden considerar como elementos sísmicos secundarios. Estos muros deberán cumplir los puntos (1) y (2) del apartado 9.5.2.

### 9.5.2 Requisitos adicionales para la fábrica no armada conformes con este Anejo

(1) Deberán disponerse vigas horizontales de hormigón o, como alternativa, tirantes de acero en el plano del muro a nivel de cada forjado y, en cualquier caso, con una separación vertical no mayor de 4 m. Estas vigas o tirantes deberán formar elementos de atado continuos, físicamente unidos entre ellos.

NOTA Es esencial disponer las vigas o los tirantes continuos a lo largo de todo el perímetro.

(2) Las vigas horizontales de hormigón deberán tener una armadura longitudinal con una sección transversal no menor de 200 mm<sup>2</sup>.

### 9.5.3 Requisitos adicionales para la fábrica confinada

(1) Los elementos de confinamiento horizontales y verticales deben unirse entre ellos y anclarse a los elementos del sistema estructural principal.

(2) Para obtener una unión eficaz entre los elementos de confinamiento y la fábrica, el hormigón de los elementos de confinamiento debe ejecutarse después de que se haya construido la fábrica.

(3) Las dimensiones de la sección transversal de los elementos de confinamiento horizontales y verticales no pueden ser menores de 150 mm. En muros de doble hoja, el espesor de los elementos de

confinamiento deberá asegurar la conexión entre las dos hojas y su confinamiento efectivo.

(4) Los elementos de confinamiento verticales deberán colocarse:

- en los bordes libres de cada elemento estructural del muro;
- en ambos lados de cualquier abertura en el muro con un área mayor de 1,5 m<sup>2</sup>;
- dentro del muro si es necesario para no superar la separación de 4 m entre los elementos de confinamiento;
- en las intersecciones de muros estructurales, donde los elementos de confinamiento necesarios por las reglas anteriores estén a una distancia mayor de 1,5 m.

(5) Los elementos de confinamiento horizontales deben situarse en el plano del muro al nivel de cada forjado y, en cualquier caso, con una separación vertical de no más de 4 m.

(6) El área de la sección transversal de la armadura longitudinal no puede ser menor de 300 mm<sup>2</sup>, ni menor del 1% del área de la sección transversal del elemento de confinamiento.

(7) Deberán disponerse estribos de diámetro no menor de 5 mm y con una separación no mayor de 150 mm, alrededor de la armadura longitudinal.

(8) El acero de la armadura deberá ser de tipo S o SD, conforme al artículo 34 del Código Estructural.

(9) Los empalmes por solapo no pueden tener una longitud inferior a 60 veces el diámetro de los redondos.

#### **9.5.4 Requisitos adicionales para la fábrica armada**

(1) La armadura horizontal deberá situarse en las juntas horizontales o en las ranuras apropiadas de las unidades, con una separación vertical no superior a 600 mm.

(2) Las unidades de fábrica con huecos deberán acomodar la armadura necesaria en los dinteles y parapetos.

(3) Se deberán usar armaduras de acero de diámetro no menor de 4 mm, dobladas alrededor de los redondos verticales en los bordes del muro.

(4) El porcentaje mínimo de armadura horizontal en el muro, normalizado respecto al área bruta de la sección, no deberá ser menor del 0,05%.

(5) Se deben evitar los porcentajes elevados de armadura horizontal que conduzcan a la rotura por compresión en las unidades antes de la plastificación del acero.

(6) La armadura vertical repartida en el muro, como porcentaje del área bruta de la sección horizontal del muro, no deberá ser menor del 0,08%.

(7) La armadura vertical deberá situarse en huecos, cavidades o agujeros de las unidades.

(8) Deberán colocarse armaduras verticales con una sección transversal no menor de 200 mm<sup>2</sup>:

- en los dos extremos libres de cada muro;
- en cada intersección de muro;
- dentro del muro, para no superar la separación de 5 m entre dichas armaduras.

(9) Se aplican los puntos **(7)**, **(8)** y **(9)** del apartado **9.5.3**.

(10) Los parapetos y dinteles deben enlazarse regularmente a la fábrica de los muros adyacentes mediante una armadura horizontal.

## **9.6 Comprobación de la seguridad**

(1) Debe comprobarse explícitamente la seguridad de los edificios frente a colapso, excepto para aquellos edificios que satisfagan las reglas indicadas en el apartado **9.7.2** para "edificios de fábrica simples".

(2) Para la comprobación de la seguridad frente a colapso, el valor de cálculo de la resistencia de cada elemento estructural debe evaluarse de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(3) En comprobaciones del estado límite último para la situación sísmica de cálculo, deberán usarse los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_m$  para las propiedades de la fábrica y  $\gamma_s$  para el acero de las armaduras. Se adopta un valor de  $\gamma_s = 1$ ;  $\gamma_m = \text{máx. [2/3 del valor dado en el DB-SE-F; 1,5]}$

## **9.7 Reglas para "edificios de fábrica simples"**

### **9.7.1 Generalidades**

(1) Los edificios que pertenezcan a las clases de importancia I o II y cumplan los apartados **9.2**, **9.5** y **9.2.7** pueden clasificarse como "edificios de fábrica simples".

(2) Para tales edificios no es obligatoria la comprobación de seguridad explícita según el apartado **9.6**.

### **9.7.2 Reglas**

(1) Dependiendo del producto  $a_g \cdot S$  en el emplazamiento y del tipo de construcción, deberá limitarse el número permitido de plantas por encima del suelo,  $n$ , y deberán disponerse muros en dos direcciones ortogonales con un área mínima de la sección transversal,  $A_{\text{mín.}}$ , en cada una de estas direcciones. El área mínima de la sección transversal se expresa como un porcentaje mínimo,  $p_{A,\text{mín.}}$ , del área total de forjado por planta.

NOTA Los valores a asignar a  $n$  y  $p_{A,\text{mín.}}$  se indican en la tabla 9.3. En todo caso, se deberán respetar las limitaciones al uso de fábrica no armada indicadas en el punto **(3)** del apartado **9.3**.

**Tabla 9.3 – Número máximo admisible de plantas sobre rasante y área mínima de los muros de cortante para "edificios de fábrica simples"**

Aceleración local $a_g \cdot S$		< 0,07 g	< 0,11 g	< 0,15 g	< 0,19 g
Tipo de construcción	Número de plantas (n)**	Suma mínima de las áreas transversales de los muros de cortante horizontales en cada dirección, como porcentaje del área total del forjado de cada planta ( $p_{A,min.}$ )			
Fábrica no armada	1	2,0%	2,5%	3,5%	n/a
	2	2,5%	3,0%	5,0%	n/a
	3	3,0%	5,0%	n/a	n/a
	4	5,0%	n/a*	n/a	n/a
Fábrica confinada	1	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	2	2,0%	2,5%	3,5%	4,0%
	3	2,5%	3,5%	4,0%	n/a
	4	4,0%	5,0%	n/a	n/a
Fábrica armada	1	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%
	2	2,0%	2,5%	3,5%	4,0%
	3	2,5%	3,5%	4,0%	n/a
	4	3,5%	4,0%	5,0%	n/a
* n/a significa "no aceptable".					
** El espacio de la cubierta sobre las plantas completas no se considera en el número de plantas.					

- (2) La configuración en planta del edificio deberá cumplir las condiciones siguientes:
- la planta deberá ser aproximadamente rectangular;
  - la relación entre la longitud del lado mayor y la del lado menor en planta no deberá ser menor que un valor mínimo,  $\lambda_{min} = 0,25$ ;
  - el área de las proyecciones de los huecos y retranqueos de la forma rectangular no deberá ser mayor que un porcentaje,  $p_{max} = 15\%$ , del área total del forjado por encima del nivel considerado.
- (3) Los muros de cortante del edificio deberán cumplir todas las condiciones siguientes:
- el edificio deberá rigidizarse por muros de cortante, distribuidos casi simétricamente en planta en dos direcciones ortogonales;
  - deberán situarse un mínimo de dos muros paralelos en dos direcciones ortogonales, siendo la longitud de cada muro mayor del 30% de la longitud del edificio en la dirección del muro considerado;
  - al menos para los muros en una de las direcciones, la distancia entre ellos deberá ser mayor de un 75% de la longitud del edificio en la otra dirección;
  - al menos un 75% de las cargas verticales se deberán soportar por los muros de cortante;
  - los muros de cortante deberán ser continuos desde la parte superior hasta la inferior del edificio.

(4) En casos de baja sismicidad (véase el punto **(4)** del apartado **3.2.1**) la longitud de muro requerida en el punto **(3)(b)** anterior se puede proporcionar por la longitud acumulada de los muros de cortante (véase el punto **(5)** del apartado **9.5.1**) según un eje, separados por aberturas. En este caso, al menos uno de los muros de cortante en cada dirección deberá tener una longitud,  $l$ , no menor que la correspondiente a dos veces el valor mínimo de  $l/h$  definido en el punto **(5)(c)** del apartado **9.5.1**.

(5) Entre dos plantas sucesivas, las diferencias en masa y en el área de la sección transversal de los muros de cortante horizontales, en ambas direcciones horizontales, deberán limitarse a unos valores máximos de  $\Delta_{m,m\acute{a}x.} = 20\%$  y  $\Delta_{A,m\acute{a}x.} = 20\%$ , respectivamente.

(6) Para edificios de fábrica no armada los muros en una dirección deberán unirse a los muros en la dirección ortogonal con una separación máxima de 7 m.

## 10 Aislamiento de la base

### 10.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Este capítulo cubre el proyecto de estructuras aisladas sísmicamente en las que el sistema de aislamiento, localizado debajo de la masa principal de la estructura, tiene como objetivo reducir la respuesta sísmica del sistema que resiste la fuerza lateral.

(2) La reducción de la respuesta sísmica del sistema que resiste la fuerza lateral puede obtenerse aumentando el periodo fundamental de la estructura aislada sísmicamente, modificando la forma del modo fundamental y aumentando el amortiguamiento, o mediante una combinación de estos efectos. El sistema de aislamiento puede consistir en muelles y/o amortiguadores lineales o no lineales.

(3) En este capítulo se dan reglas específicas referentes al aislamiento de la base de los edificios.

(4) Este capítulo no cubre los sistemas de disipación pasiva de energía que no estén dispuestos sobre una interfaz sencilla, sino distribuidos a lo largo de varias plantas o niveles de la estructura.

### 10.2 Definiciones

(1) Los siguientes términos se usan en este capítulo con los siguientes significados:

**sistema de aislamiento:**

Conjunto de componentes usados para proporcionar aislamiento sísmico, dispuestos sobre la interfaz de aislamiento.

NOTA Se localizan habitualmente debajo de la masa principal de la estructura.

**interfaz de aislamiento:**

Superficie que separa la infraestructura y la superestructura y donde se localiza el sistema de aislamiento.

NOTA La colocación de la interfaz de aislamiento en la base de la estructura es el modo más común en edificación, depósitos y silos. En puentes, el sistema de aislamiento se combina habitualmente con los apoyos y la interfaz de aislamiento se sitúa entre el tablero y los pilares o estribos.

**unidades aislantes:**

Elementos que constituyen el sistema de aislamiento.

Los dispositivos considerados en este capítulo consisten en apoyos laminados elastoméricos, dispositivos elasto-plásticos, amortiguadores viscosos o de rozamiento, péndulos, y otros dispositivos cuyo comportamiento cumpla el punto **(2)** del apartado **10.1**. Cada unidad proporciona una o una combinación de las siguientes funciones:

- una capacidad portante vertical combinada con flexibilidad lateral incrementada y una alta rigidez vertical;
- una disipación de energía, bien histerética o bien viscosa;
- una capacidad de recuperar su posición;
- una coacción lateral (suficiente rigidez elástica) bajo cargas laterales de servicio no sísmicas.

**infraestructura:**

Parte de la estructura que se localiza bajo la interfaz de aislamiento, incluida la cimentación.

NOTA La flexibilidad lateral de la o las infraestructuras es generalmente despreciable en comparación con la del sistema de aislamiento, pero no siempre es el caso (por ejemplo, en puentes).

**superestructura:**

Parte de la estructura que está aislada y se localiza sobre la interfaz de aislamiento.

**aislamiento total:**

La superestructura se encuentra totalmente aislada si, en la situación sísmica de cálculo, permanece dentro del dominio elástico. De otro modo, la superestructura está parcialmente aislada.

**centro de rigidez eficaz:**

Centro de rigidez calculado en la cara superior de la interfaz de aislamiento, es decir, que incluye la flexibilidad de las unidades aislantes y la de la o las infraestructuras.

NOTA En edificios, depósitos y estructuras similares, la flexibilidad de la infraestructura se puede despreciar en la determinación de este centro, el cual coincide entonces con el centro de rigidez de las unidades de aislamiento.

**desplazamiento de cálculo (del sistema de aislamiento según una dirección principal):**

Desplazamiento horizontal máximo del centro de rigidez eficaz entre la parte superior de la infraestructura y la inferior de la superestructura, que se produce en la situación sísmica de cálculo.

**desplazamiento total de cálculo (de una unidad de aislamiento según una dirección principal):**

Desplazamiento horizontal máximo en el emplazamiento de la unidad, incluyendo el desplazamiento debido al desplazamiento de cálculo y a la rotación global de torsión respecto al eje vertical.

**rigidez eficaz de cálculo (del sistema de aislamiento en una dirección principal):**

Relación entre el valor de la fuerza horizontal total transmitida a través de la interfaz de aislamiento, cuando el desplazamiento de cálculo se produce en la misma dirección y el valor absoluto de dicho desplazamiento de cálculo (rigidez secante).

NOTA La rigidez eficaz se obtiene generalmente mediante un cálculo dinámico iterativo.

**periodo eficaz:**

Periodo fundamental, en la dirección considerada, de un sistema con un solo grado de libertad que tenga la masa de la superestructura y una rigidez igual a la rigidez eficaz del sistema de aislamiento.

**amortiguamiento eficaz (del sistema de aislamiento en una dirección principal):**

Valor del amortiguamiento viscoso eficaz correspondiente a la energía disipada por el sistema de aislamiento durante la respuesta cíclica en el desplazamiento de cálculo.

### 10.3 Requisitos fundamentales

(1) Deben satisfacerse los requisitos fundamentales indicados en el apartado 2.1 y en las partes correspondientes de esta Norma Sismorresistente, en función del tipo de estructura considerada.

(2) Se requiere una mayor fiabilidad para los dispositivos de aislamiento. Para ello se aplicará un coeficiente de mayoración a los desplazamientos sísmicos de cada unidad. El valor de dicho coeficiente en el caso de edificios será  $\gamma_x=1,2$ .

## **10.4 Criterios de conformidad**

- (1) Para cumplir los requisitos fundamentales, deben comprobarse los estados límite definidos en el punto **(1)** del apartado **2.2.1**.
- (2) En el estado límite de daño, todos los conductos que crucen las juntas alrededor de la estructura aislada deben permanecer dentro del dominio elástico.
- (3) En edificios, para el estado de limitación de daños, se deberá limitar el desplazamiento entre plantas en la infraestructura y en la superestructura, conforme al apartado **4.4.3.2**.
- (4) En el estado límite último no se debe superar la capacidad última de los dispositivos de aislamiento en términos de resistencia y deformabilidad, con los coeficientes parciales de seguridad correspondientes (véase el punto **(6)** del apartado **10.10**).
- (5) En este capítulo solo se considera aislamiento total.
- (6) Aunque en ciertos casos puede ser aceptable que la infraestructura tenga comportamiento inelástico, en este capítulo se considera que permanece en el dominio elástico.
- (7) En el estado límite último, los dispositivos de aislamiento pueden alcanzar su capacidad última, mientras la superestructura y la infraestructura permanecen en el dominio elástico. El dimensionamiento por capacidad y los detalles constructivos para asegurar la ductilidad no son entonces necesarios ni en la superestructura, ni en la infraestructura.
- (8) En el estado límite último, las tuberías de gas u otros conductos peligrosos que crucen las juntas que separan la superestructura del terreno o de construcciones circundantes deben dimensionarse para admitir con seguridad el desplazamiento relativo entre la superestructura aislada y el terreno o construcciones circundantes, teniendo en cuenta el coeficiente definido en el punto **(2)** del apartado **10.3**.

## **10.5 Disposiciones generales de dimensionamiento**

### **10.5.1 Disposiciones generales respecto a los dispositivos**

- (1) Debe disponerse un espacio suficiente entre la superestructura y la infraestructura, así como cualquier otra medida necesaria para permitir la inspección, el mantenimiento y la reposición de los dispositivos durante el tiempo de vida útil de la estructura.
- (2) En caso necesario, los dispositivos deberán protegerse de los efectos potencialmente peligrosos como el fuego y el ataque químico o biológico.
- (3) Los materiales usados en el dimensionamiento y la construcción de los dispositivos deberán cumplir las normas existentes apropiadas.

### **10.5.2 Control de los movimientos no deseados**

- (1) Para minimizar los efectos de la torsión, el centro de rigidez eficaz y el centro de amortiguamiento del sistema de aislamiento deberán estar tan cerca como sea posible de la proyección del centro de gravedad sobre la interfaz de aislamiento.
- (2) Para minimizar las diferencias en el comportamiento de los dispositivos aislantes, la tensión de compresión inducida en ellos por las acciones permanentes deberá ser tan uniforme como sea posible.

- (3) Los dispositivos deben estar fijados a la superestructura y a la infraestructura.
- (4) El sistema de aislamiento debe dimensionarse de manera que las potenciales sacudidas y movimientos de torsión se controlen mediante medidas apropiadas.
- (5) Los requisitos del punto **(4)** referentes a las sacudidas se consideran satisfechos si los efectos de dichas sacudidas potenciales se evitan mediante dispositivos adecuados (amortiguadores, dispositivos de absorción de sacudidas, etc.).

### **10.5.3 Control de movimientos sísmicos diferenciales del terreno**

- (1) Los elementos estructurales localizados por encima y por debajo de la interfaz de aislamiento deberán ser suficientemente rígidos en ambas direcciones, horizontal y vertical, de manera que se minimicen los efectos de los desplazamientos sísmicos diferenciales del terreno. Esto no se aplica a puentes o estructuras elevadas, donde los pilotes y los pilares localizados bajo la interfaz de aislamiento pueden ser deformables.
- (2) El punto **(1)** se considera satisfecho en edificios si se satisfacen todas las condiciones siguientes:
  - a) se dispone un diafragma rígido por encima y por debajo del sistema de aislamiento, compuesto de una losa de hormigón armado o de un emparrillado de vigas de atado, dimensionado teniendo en cuenta todos los modos de pandeo locales y globales apropiados. Este diafragma rígido no es necesario si la estructura consta de estructuras rígidas en cajón;
  - b) los dispositivos que forman el sistema de aislamiento se fijan a ambos extremos de los diafragmas rígidos definidos anteriormente, bien directamente o, si no fuera posible, mediante elementos verticales cuyo desplazamiento horizontal relativo en la situación sísmica de cálculo deberá ser menor de  $1/20$  del desplazamiento relativo del sistema de aislamiento.

### **10.5.4 Control de los desplazamientos relativos respecto al terreno y construcciones circundantes**

- (1) Debe disponerse un espacio suficiente entre la superestructura aislada y el terreno o las construcciones cercanas, para permitir su desplazamiento en todas las direcciones en la situación sísmica de cálculo.

### **10.5.5 Concepción del proyecto de edificios aislados en su base**

- (1) Los principios de la concepción del proyecto para edificios aislados en su base deberán fundamentarse en las indicaciones del capítulo **2** y del apartado **4.2**, con las disposiciones adicionales indicadas en este capítulo.

## **10.6 Acción sísmica**

- (1) Debe suponerse que las dos componentes horizontales y la componente vertical de la acción sísmica actúan simultáneamente.
- (2) Cada componente de la acción sísmica se define en el apartado **3.2**, en términos del espectro elástico para las condiciones locales del terreno aplicables y para el valor de cálculo de la aceleración del suelo  $a_g$ .
- (3) En edificios de clase de importancia IV deberán tenerse en cuenta también los espectros específicos del emplazamiento que incluyan efectos de fuentes cercanas, si el edificio se localiza a una distancia menor de 15 km de la falla potencialmente activa más cercana con una magnitud  $M_s \geq 6,5$ . Dichos espectros no

deberán tomarse menores que los espectros normalizados definidos en el punto **(2)** de este apartado.

(4) Las combinaciones de las componentes de la acción sísmica para edificios se indican en el apartado **4.3.3.5**.

(5) Si se requieren análisis en el dominio del tiempo, deberá usarse un juego de, como mínimo, tres acelerogramas, que deberán cumplir los requisitos de los apartados **3.2.3.1** y **3.2.3.2**.

## **10.7 Coeficiente de comportamiento**

(1) Salvo indicación contraria, en el punto **(5)** del apartado **10.10**, el valor del coeficiente de comportamiento debe tomarse igual a  $q = 1$ .

## **10.8 Propiedades del sistema de aislamiento**

(1) Los valores de las propiedades físicas y mecánicas del sistema de aislamiento a usar en el cálculo deben ser las más desfavorables que vayan a alcanzarse durante la vida útil de la estructura. Deben reflejar, cuando sea relevante, la influencia de:

- la velocidad de aplicación de la carga;
- la magnitud de la carga vertical simultánea;
- la magnitud de la carga horizontal simultánea en la dirección transversal;
- la temperatura;
- el cambio de las propiedades a lo largo de la vida útil prevista.

(2) Las aceleraciones y las fuerzas de inercia inducidas por el terremoto deberán evaluarse teniendo en cuenta el máximo valor de la rigidez y de los coeficientes de amortiguamiento y rozamiento.

(3) Los desplazamientos deberán evaluarse teniendo en cuenta el mínimo valor de la rigidez y de los coeficientes de amortiguamiento y rozamiento.

(4) En edificios de clase de importancia I o II, se pueden usar los valores medios de las propiedades físicas y mecánicas, siempre que los valores extremos (máximo y mínimo) no difieran en más del 15% de los valores medios.

## **10.9 Análisis estructural**

### **10.9.1 Generalidades**

(1) La respuesta dinámica del sistema estructural debe analizarse en términos de aceleraciones, fuerzas de inercia y desplazamientos.

(2) En edificios, deben tenerse en cuenta los efectos de la torsión, incluyendo los efectos de la excentricidad accidental definida en **4.3.2**.

(3) El modelo del sistema de aislamiento deberá reflejar con suficiente precisión la distribución espacial de las unidades de aislamiento, de modo que se tengan adecuadamente en cuenta la traslación en ambas direcciones horizontales, los correspondientes efectos de vuelco y la rotación respecto al eje vertical. Se

deberán reflejar adecuadamente las características de los diferentes tipos de unidades usadas en el sistema de aislamiento.

### 10.9.2 Análisis lineal equivalente

(1) Si se cumplen las condiciones del punto **(5)** de este apartado, el sistema de aislamiento puede modelizarse mediante un comportamiento visco-elástico lineal equivalente si dicho sistema se compone de dispositivos tales como apoyos laminados elastoméricos, o mediante un comportamiento bilineal histerético si el sistema se compone de dispositivos de tipo elasto-plástico.

(2) Si se usa un modelo lineal equivalente, deberá usarse la rigidez eficaz de cada unidad aislante (es decir, el valor secante de la rigidez para el valor de cálculo del desplazamiento total,  $d_{db}$ ), respetando las disposiciones del punto **(1)** del apartado **10.8**. La rigidez eficaz del sistema de aislamiento,  $K_{eff}$ , es la suma de las rigideces eficaces de las unidades aislantes.

(3) Si se usa un modelo lineal equivalente, la disipación de energía del sistema de aislamiento deberá expresarse en términos de un amortiguamiento viscoso equivalente, el "amortiguamiento eficaz" ( $\xi_{eff}$ ). La disipación de energía en los apoyos deberá expresarse a partir de mediciones de la energía disipada en ciclos con una frecuencia en el rango de las frecuencias naturales de los modos considerados. Para modos superiores, fuera de este rango, la relación de amortiguamiento modal de la estructura completa deberá ser la de la superestructura con base fija.

(4) Cuando la rigidez eficaz o el amortiguamiento eficaz de ciertas unidades aislantes dependa del valor de cálculo del desplazamiento,  $d_{dc}$ , deberá aplicarse un procedimiento iterativo, hasta que la diferencia entre los valores supuestos y los calculados para  $d_{dc}$  no supere el 5% del valor supuesto.

(5) El comportamiento del sistema de aislamiento se puede considerar como lineal equivalente si se cumplen todas las condiciones siguientes:

- a) la rigidez eficaz del sistema de aislamiento definida en el punto **(2)** de este apartado es, al menos, igual al 50% de la rigidez eficaz para un desplazamiento de  $0,2 d_{dc}$ ;
- b) la relación de amortiguamiento eficaz del sistema de aislamiento, definida en el punto **(3)** de este apartado no supera el 30%;
- c) las características fuerza/desplazamiento del sistema de aislamiento no varían en más del 10% en función de la velocidad de aplicación de la carga o debido a las cargas verticales;
- d) el aumento de la fuerza de recuperación en el sistema de aislamiento para desplazamientos entre  $0,5 d_{dc}$  y  $d_{dc}$  es, al menos, igual al 2,5% de la carga total de gravedad por encima del sistema de aislamiento;

(6) Si el comportamiento del sistema de aislamiento se considera como lineal equivalente y la acción sísmica se define a través del espectro elástico especificado en el punto **(2)** del apartado **10.6**, deberá realizarse una corrección del amortiguamiento conforme al punto **(3)** del apartado **3.2.2.2**.

### 10.9.3 Análisis lineal simplificado

(1) El método del análisis lineal simplificado considera dos traslaciones dinámicas horizontales y superpone los efectos estáticos de la torsión. Se supone que la superestructura es un sólido rígido trasladándose por encima del sistema de aislamiento, sujeto a las condiciones de los puntos **(2)** y **(3)** de este apartado. El periodo eficaz de traslación es entonces:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{eff}}}} \quad (10.1)$$

Donde

$M$  es la masa de la superestructura;

$K_{\text{eff}}$  es la rigidez horizontal eficaz del sistema de aislamiento, como se define en el punto **(2)** del apartado **10.9.2**.

(2) El movimiento de torsión alrededor del eje vertical puede despreciarse en la evaluación de la rigidez horizontal eficaz y en el análisis lineal simplificado si, en cada una de las dos direcciones horizontales principales, la excentricidad total (incluyendo la excentricidad accidental) entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y la proyección vertical del centro de gravedad de la superestructura no supera el 7,5% de la longitud de la superestructura transversal a la dirección horizontal considerada. Esta es una condición para la aplicación del método de análisis lineal simplificado.

(3) El método simplificado puede aplicarse a sistemas de aislamiento con comportamiento equivalente a lineal amortiguado, si cumplen también todas las condiciones siguientes:

- a) la distancia desde el emplazamiento a la falla potencialmente activa con una magnitud  $M_s \geq 6,5$  más cercana es mayor de 15 km;
- b) la mayor de las dimensiones en planta de la superestructura no es mayor de 50 m;
- c) la infraestructura es suficientemente rígida como para minimizar los efectos de los desplazamientos diferenciales del terreno;
- d) todos los dispositivos se localizan por encima de los elementos de la infraestructura que soporta las cargas verticales;
- e) el periodo eficaz,  $T_{\text{eff}}$ , satisface la siguiente condición:

$$3T_f \leq T_{\text{eff}} \leq 3 \text{ s} \quad (10.2)$$

donde  $T_f$  es el periodo fundamental de la superestructura si se supone su base fija (estimado mediante una ecuación simplificada).

(4) Para aplicar el método simplificado a sistemas de aislamiento con comportamiento equivalente a lineal amortiguado en edificios deberán satisfacerse además del punto **(3)** de este apartado todas las condiciones siguientes:

- a) el sistema que resiste las cargas laterales de la superestructura deberá disponerse de modo regular y simétrico a lo largo de los dos ejes principales en planta de la estructura;
- b) la rotación por balanceo en la base de la infraestructura deberá despreciarse;
- c) la relación entre la rigidez vertical y horizontal del sistema de aislamiento deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150 \quad (10.3)$$

d) el periodo fundamental en la dirección vertical,  $T_v$ , no deberá ser mayor de 0,1 s, donde:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (10.4)$$

(5) El desplazamiento del centro de rigidez debido a la acción sísmica deberá obtenerse para cada dirección horizontal, a partir de la siguiente ecuación:

$$d_{dc} = \frac{M S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff, mín.}} \quad (10.5)$$

donde  $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$  es la aceleración espectral definida en el apartado 3.2.2.2, teniendo en cuenta el valor apropiado del amortiguamiento eficaz conforme al punto (3) del apartado 10.9.2.

(6) Los esfuerzos horizontales aplicados a cada nivel de la superestructura deberán calcularse, para cada dirección horizontal, mediante la siguiente ecuación:

$$f_j = m_j S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (10.6)$$

donde  $m_j$  es la masa en el nivel  $j$ .

(7) El sistema de fuerzas considerado en el punto (6) induce los efectos de la torsión debidos a la combinación de las excentricidades natural y accidental.

(8) Si se satisface la condición del punto (2) de este apartado para despreciar el movimiento de torsión alrededor del eje vertical, los efectos de la torsión en cada unidad de aislamiento individual, pueden tenerse en cuenta amplificando en cada dirección los efectos de la acción definidos en los puntos (5) y (6) mediante un coeficiente,  $\delta$ , dado (para la acción en la dirección  $x$ ) por:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad (10.7)$$

Donde

$y$  es la dirección horizontal transversal a la dirección  $x$  considerada;

$(x_i, y_i)$  son las coordenadas de la unidad de aislamiento  $i$  referidas al centro de rigidez eficaz;

$e_{tot,y}$  es la excentricidad total en la dirección  $y$ ;

$r_y$  es el radio de torsión del sistema de aislamiento, dado por la siguiente ecuación:

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (10.8)$$

siendo  $K_{xi}$  y  $K_{yi}$  las rigideces eficaces de una unidad dada  $i$  en las direcciones  $x$  e  $y$ , respectivamente.

(9) Los efectos de la torsión en la superestructura deberán estimarse de acuerdo con el apartado **4.3.3.2.4**.

#### **10.9.4 Análisis modal lineal simplificado**

(1) Si el comportamiento de los dispositivos puede considerarse como lineal equivalente, pero no se cumplen todas las condiciones indicadas en los puntos **(2)**, **(3)** ni –en caso de que sea aplicable– el **(4)** del apartado **10.9.3**, puede realizarse un análisis modal conforme al apartado **4.3.3.3**.

(2) Si todas las condiciones del punto **(3)** y en el caso de que sea aplicable– el **(4)** del apartado **10.9.3** se cumplen, puede usarse un análisis simplificado considerando los desplazamientos horizontales y el movimiento de torsión alrededor del eje vertical, y suponiendo que las infraestructuras y las superestructuras se comportan rígidamente. En tal caso, deberá tenerse en cuenta en el análisis la excentricidad total (incluyendo la excentricidad accidental como se define en el punto **(1)** del apartado **4.3.2**) de la masa de la superestructura. Entonces, los desplazamientos en cada punto de la estructura deberán calcularse combinando los desplazamientos traslacionales y rotacionales. Esto afecta especialmente a la evaluación de la rigidez eficaz de cada unidad de aislamiento. Deberán tenerse en cuenta las fuerzas de inercia y los momentos para la comprobación de las unidades aislantes y de las infraestructuras y las superestructuras.

#### **10.9.5 Análisis en el dominio del tiempo**

(1) Si un sistema de aislamiento no puede representarse mediante un modelo lineal equivalente (es decir, si no se cumplen las condiciones indicadas en el punto **(5)** del apartado **10.9.2**), la respuesta sísmica debe evaluarse mediante un análisis en el dominio del tiempo, utilizando una ley de comportamiento de los dispositivos que pueda reproducir adecuadamente el comportamiento del sistema en el rango de deformaciones y velocidades previsto en la situación sísmica de cálculo.

#### **10.9.6 Elementos no estructurales**

(1) En edificios, los elementos no estructurales deben analizarse de acuerdo con el apartado **4.3.5**, considerando adecuadamente los efectos dinámicos del aislamiento (véanse los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **4.3.5.1**).

### **10.10 Comprobaciones de seguridad en el estado límite último**

(1) La infraestructura debe comprobarse bajo el efecto de las fuerzas de inercia aplicadas directamente en ella, así como bajo las fuerzas y momentos que le transmite el sistema de aislamiento.

(2) Debe comprobarse el estado límite último de la infraestructura y de la superestructura usando los valores de  $\gamma_M$  definidos en los capítulos pertinentes de esta Norma Sismorresistente.

(3) En edificios, las comprobaciones de seguridad referentes al equilibrio y a la resistencia en la infraestructura y la superestructura deben realizarse conforme al apartado **4.4**. No es necesario respetar el dimensionamiento por capacidad, ni las condiciones de ductilidad global o local.

(4) En edificios, los elementos estructurales de la infraestructura y de la superestructura pueden dimensionarse como no disipativos. Para edificios de hormigón, de acero o mixtos de acero y hormigón, puede adoptarse la clase de ductilidad DCL y aplicarse el apartado **5.3**, los puntos **(2)**, **(3)** y **(4)** del apartado **6.1.2**, o los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **7.1.2**, respectivamente.

(5) En edificios, la condición de resistencia de los elementos estructurales de la superestructura puede satisfacerse teniendo en cuenta los efectos de la acción sísmica divididos por un coeficiente de comportamiento no mayor de 1,5.

(6) Teniendo en cuenta la posible rotura por pandeo de los dispositivos y usando los correspondientes valores de  $\gamma_M$ , la resistencia del sistema de aislamiento debe evaluarse teniendo en cuenta el coeficiente  $\gamma_x$  definido en el punto **(2)** del apartado **10.3**.

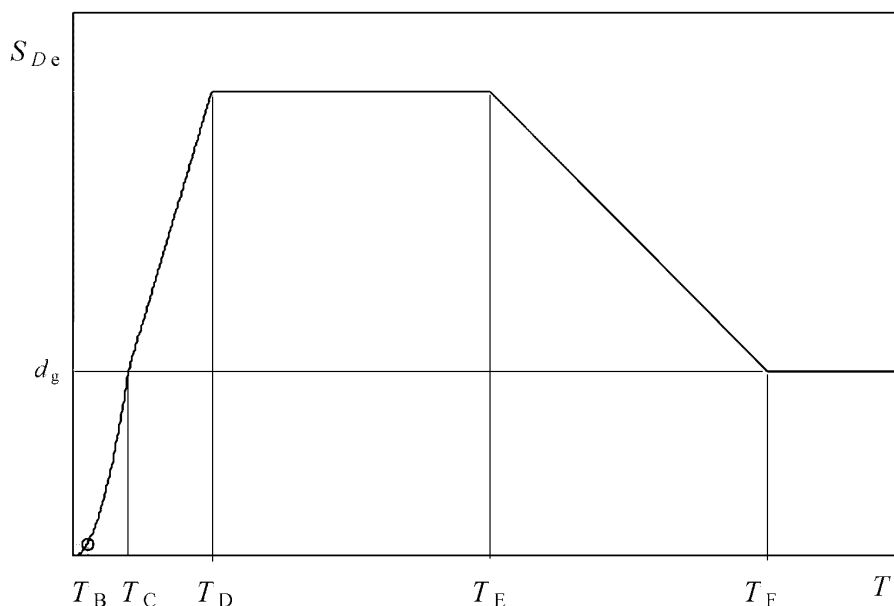
(7) En función del tipo de dispositivo considerado, la resistencia de las unidades aislantes deberá evaluarse en el estado límite último en términos de:

- a) fuerzas, teniendo en cuenta los máximos esfuerzos verticales y horizontales posibles en la situación sísmica de cálculo, incluyendo efectos de vuelco;
- b) desplazamiento total horizontal relativo entre las caras superior e inferior de la unidad. El desplazamiento horizontal total deberá incluir la deformación debida a la acción sísmica de cálculo y los efectos de retracción, fluencia, temperatura y tesado (si la superestructura es pretensada).

## Apéndice A

### Espectro de respuesta elástica de desplazamientos

**A.1** Para estructuras de periodo de vibración largo, la acción sísmica puede representarse en forma de un espectro de respuesta de desplazamientos,  $S_{De}(T)$  como el ilustrado en la figura A.1.



**Figura A.1 – Espectro de respuesta elástica de desplazamientos**

**A.2** Hasta el periodo de control  $T_E$ , las ordenadas espectrales se obtienen de las ecuaciones (3.2) a (3.5), reemplazando  $S_e(T)$  por  $S_{De}(T)$  por medio de la ecuación (3.7). Para periodos de vibración más allá de  $T_E$ , las ordenadas del espectro de respuesta elástica de desplazamientos se obtienen de las ecuaciones (A.1) y (A.2).

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[ 2,5\eta + \left( \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right] \quad (A.1)$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g \quad (A.2)$$

donde  $S$ ,  $T_C$  y  $T_D$  se indican en la tabla 3.2,  $\eta$  se obtiene de la ecuación (3.6) y  $d_g$  se obtiene de la ecuación (3.12). Los periodos de control  $T_E$  y  $T_F$  se presentan en la tabla A.1.

**Tabla A.1 – Periodos de control adicionales para espectro de desplazamientos**

Tipo de terreno	$T_E$ (s)	$T_F$ (s)
A	4,5	10,0

B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

## Apéndice B

### Determinación del desplazamiento objetivo para el análisis estático no lineal (análisis del empuje incremental, "pushover analysis")

#### B.1 Generalidades

El desplazamiento objetivo se determina a partir del espectro de respuesta elástico (véase 3.2.2.2). La curva de capacidad, que representa la relación entre el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento del nudo de control, se determina de acuerdo con el apartado 4.3.3.4.2.3.

Se supone la siguiente relación entre las fuerzas normalizadas  $\bar{F}_i$  y los desplazamientos normalizados  $\Phi_i$ :

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (B.1)$$

donde  $m_i$  es la masa en la planta  $i$ .

Los desplazamientos se normalizan de modo que  $\Phi_n = 1$ , donde  $n$  es el nudo de control (generalmente,  $n$  designa el nivel de la cubierta). Consecuentemente,  $\bar{F}_n = m_n$ .

#### B.2 Transformación en un sistema equivalente de un solo grado de libertad

La masa de un sistema equivalente de un solo grado de libertad,  $m^*$ , se determina como sigue:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (B.2)$$

Y el coeficiente de transformación se obtiene de:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (B.3)$$

La fuerza  $F^*$  y el desplazamiento  $d^*$  de un sistema equivalente de un solo grado de libertad se calculan como sigue:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (B.4)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (\text{B.5})$$

donde  $F_b$  y  $d_n$  son, respectivamente, el esfuerzo cortante en la base y el desplazamiento del nudo de control de un sistema con varios grados de libertad.

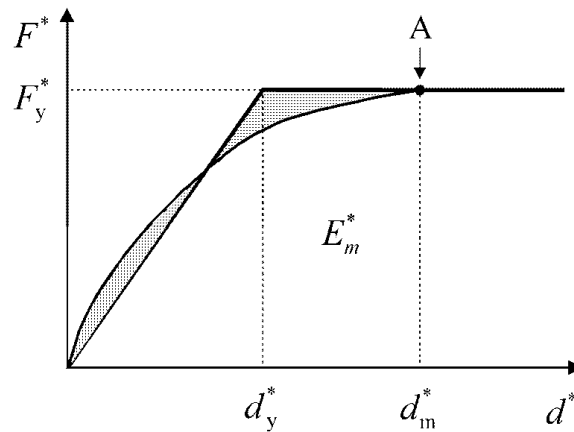
### B.3 Determinación de la relación idealizada fuerza-desplazamiento elasto-plástica perfecta

El esfuerzo correspondiente al límite elástico  $F_y^*$ , que representa también la resistencia última del sistema idealizado, es igual al esfuerzo cortante en la base en la formación del mecanismo plástico. La rigidez inicial del sistema idealizado se determina de tal modo que las áreas bajo las curvas fuerza-deformación real e idealizada sean iguales (véase la figura B.1).

Basándose en esta hipótesis, el desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema idealizado de un solo grado de libertad  $d_y^*$  viene dado por:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (\text{B.6})$$

donde  $E_m^*$  es la energía de deformación real justo en el momento de la formación del mecanismo plástico.



Leyenda

A Mecanismo plástico

**Figura B.1 – Determinación de la relación idealizada fuerza-desplazamiento elasto-plástica perfecta**

#### B.4 Determinación del periodo del sistema idealizado equivalente a un solo grado de libertad

El periodo  $T^*$  del sistema idealizado equivalente a un solo grado de libertad se determina mediante:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (B.7)$$

#### B.5 Determinación del desplazamiento objetivo para el sistema equivalente a un solo grado de libertad

El desplazamiento objetivo de la estructura con periodo  $T^*$  y comportamiento elástico ilimitado viene dado por:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (B.8)$$

donde  $S_e(T^*)$  es la ordenada del espectro elástico de respuesta de aceleración en el periodo  $T^*$ .

Para la determinación del desplazamiento objetivo  $d_t^*$ , deberán usarse ecuaciones diferentes para estructuras en el rango de periodo corto y para estructuras en los rangos de periodo medio y largo, como se indica a continuación. El periodo límite entre el rango de periodo corto y el de periodo medio es  $T_c$  (véase la figura 3.1 y las tablas 3.2 y 3.3).

a)  $T^* < T_c$  (rango de periodo corto)

Si  $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$  la respuesta es elástica, y entonces

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (B.9)$$

Si  $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$  la respuesta es no lineal, y

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (B.10)$$

donde  $q_u$  es la relación entre las aceleraciones en la estructura, con comportamiento elástico ilimitado,  $S_e(T^*)$ , y en la estructura con resistencia limitada,  $F_y^* / m^*$ .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (\text{B.11})$$

$d_t^*$  no necesita superar  $3 d_{et}^*$ .

b)  $T^* \geq T_C$  (rango de periodos medios y largos)

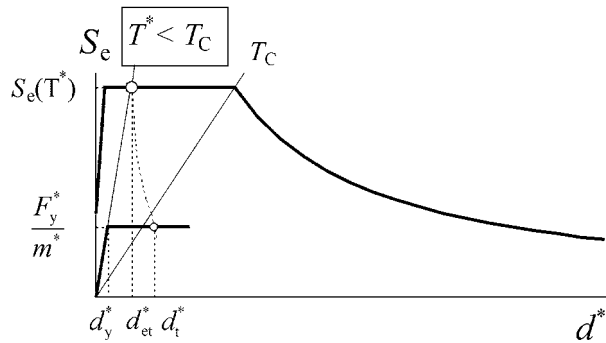
$$d_t^* = d_{et}^* \quad (\text{B.12})$$

$d_t^*$  no necesita superar  $3 d_{et}^*$ .

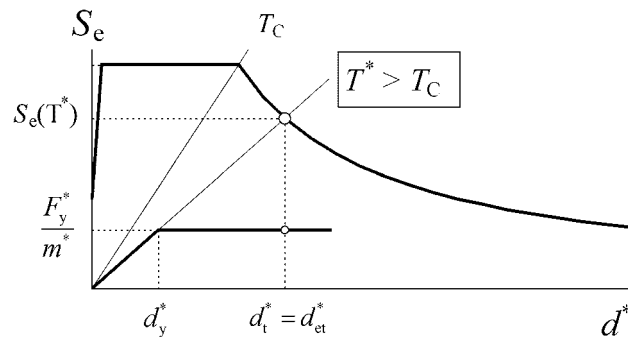
La relación entre las diferentes magnitudes puede visualizarse en las figuras B.2 a) y b). Las figuras están representadas en formato aceleración/desplazamiento. El periodo  $T^*$  se representa por la recta radial que va desde el origen del sistema de coordenadas hasta el punto del espectro elástico de respuesta definido por las coordenadas  $d_{et}^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$  y  $S_e(T^*)$ .

### Procedimiento iterativo (opcional)

Si el desplazamiento objetivo  $d_t^*$  determinado en el 4° paso (capítulo B.5) es muy diferente del desplazamiento  $d_m^*$  (figura B.1) usado en la determinación de la relación idealizada fuerza-desplazamiento elasto-plástica perfecta en el 2° paso (capítulo B.3), puede aplicarse un procedimiento iterativo en el que los pasos 2 a 4 se repiten usando  $d_t^*$  en el 2° paso (y el valor de  $F_y^*$  correspondiente), en lugar de  $d_m^*$ .



a) Rango de periodo corto



b) Rango de periodos medio y largo

**Figura B.2 – Determinación del desplazamiento objetivo para el sistema equivalente a un solo grado de libertad**

## B.5 Determinación del desplazamiento objetivo para un sistema con varios grados de libertad

El desplazamiento objetivo del sistema con varios grados de libertad viene dado por:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (B.13)$$

El desplazamiento objetivo corresponde al nudo de control.

## Apéndice C

### Dimensionamiento de la losa de hormigón de las vigas mixtas de acero y hormigón en las juntas viga-pilar de pórticos resistentes a flexión

#### C.1 Generalidades

- (1) Este Apéndice trata del dimensionamiento de la losa y su conexión a la estructura de acero, en pórticos resistentes a flexión en los que las vigas son vigas mixtas con sección en T consistente en un perfil de acero con cabeza de compresión de hormigón.
- (2) El Apéndice se ha desarrollado y validado experimentalmente para pórticos mixtos resistentes a flexión con conexiones rígidas y formación de rótulas plásticas en las vigas. Las ecuaciones indicadas en este Apéndice no se han validado para las uniones con resistencia parcial en las que las deformaciones están más localizadas en las juntas.
- (3) Las rótulas plásticas en los extremos de una viga en un pórtico mixto resistente a flexión deben ser dúctiles. De acuerdo con este Apéndice, deben cumplirse dos requisitos para asegurar que se obtiene una alta ductilidad a flexión:
- debe evitarse el pandeo prematuro de la parte de acero;
  - debe evitarse el aplastamiento prematuro del hormigón de la losa.
- (4) La primera condición impone un límite superior al área de la sección transversal  $A_s$  de las armaduras longitudinales en la anchura eficaz de la losa. La segunda condición impone un límite inferior al área de la sección transversal  $A_T$  de la armadura transversal en la parte delantera del pilar.

#### C.2 Reglas para la prevención del pandeo prematuro del perfil de acero

- (1) Se aplica el punto (4) del apartado 7.6.1.

#### C.3 Reglas para la prevención del aplastamiento prematuro del hormigón

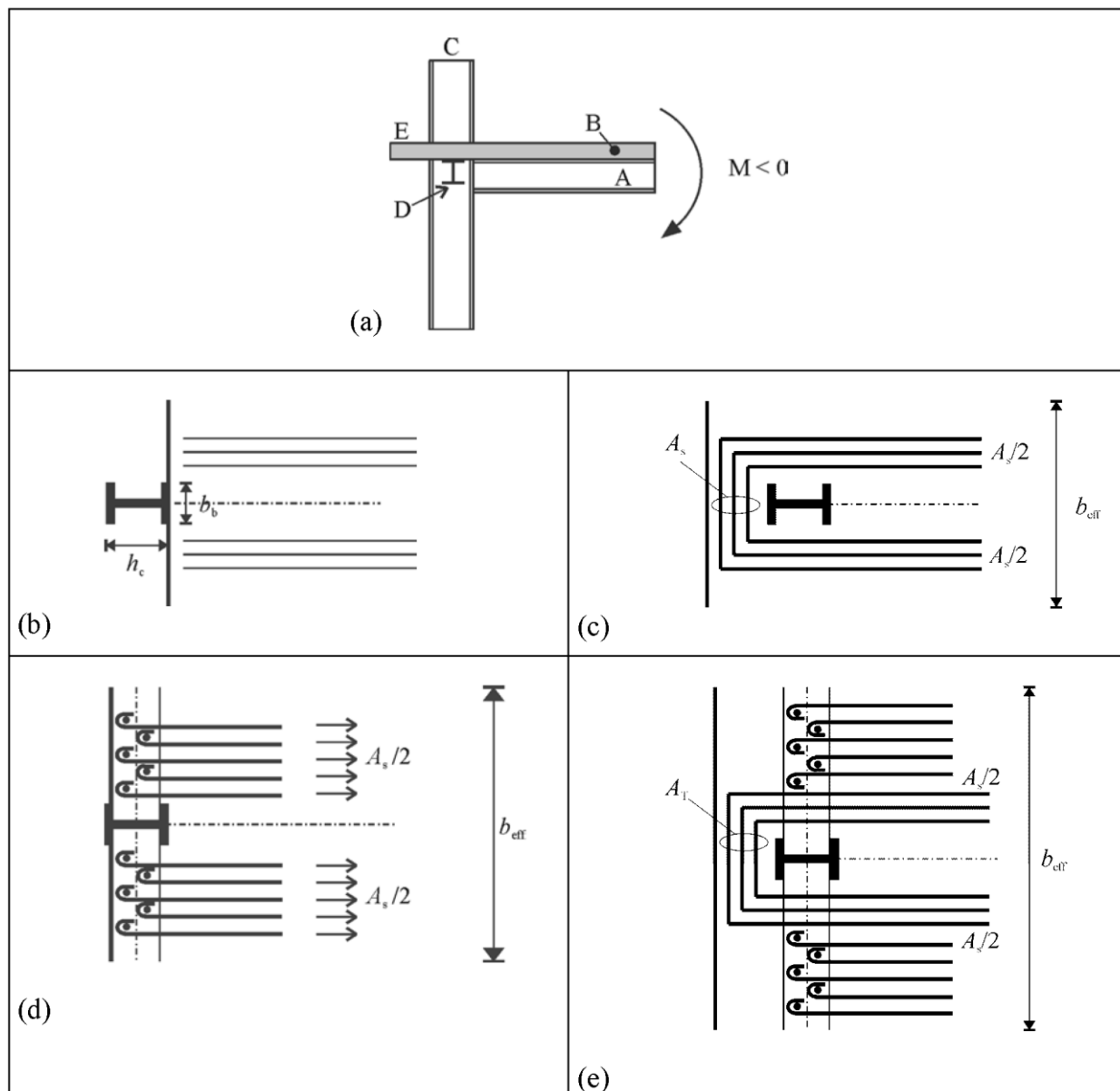
##### C.3.1 Pilar exterior. Flexión del pilar en la dirección perpendicular a la fachada; momento flector aplicado a la viga negativo: $M < 0$

###### C.3.1.1 No existe viga de fachada de acero; no existe banda de hormigón en voladizo [figura C.1(b)]

- (1) Cuando no existe viga de fachada de acero ni banda de hormigón en voladizo, el momento resistente (capacidad) de la junta deberá tomarse como el momento plástico de la viga de acero exclusivamente.

###### C.3.1.2 No existe viga de fachada de acero; existe banda de hormigón en voladizo [figura C.1(c)]

- (1) Cuando existe una banda de hormigón en voladizo, pero no viga de fachada de acero, se aplica el Anejo 30 del Código Estructural para el cálculo del momento resistente de la junta.



Leyenda

- (a) Alzado
- (b) No existe banda de hormigón en voladizo; no existe viga de fachada de acero (véase C.3.1.1)
- (c) Existe banda de hormigón en voladizo; no existe viga de fachada de acero – (véase C.3.1.2)
- (d) No existe banda de hormigón en voladizo; existe viga de fachada de acero – (véase C.3.1.3)
- (e) Existe banda de hormigón en voladizo; existe viga de fachada de acero – (véase C.3.1.4)
- A Viga principal
- B Losa
- C Pilar exterior
- D Viga de fachada de acero
- E Banda de hormigón en voladizo

**Figura C.1 – Configuraciones de juntas entre viga y pilar mixtas exteriores sometidas a un momento flector negativo según una dirección perpendicular a la fachada**

### **C.3.1.3 Existe viga de fachada de acero; losa extendiéndose hasta la cara exterior del pilar; no existe banda de hormigón en voladizo [figura C.1(d)]**

- (1) Cuando existe una viga de fachada de acero, pero no una banda de hormigón en voladizo, el momento resistente de la junta puede incluir la contribución de las armaduras de la losa, supuesto que se cumplen los requisitos indicados en los puntos **(2)** a **(7)** de este apartado.
- (2) Las armaduras de la losa deberán anclarse de modo eficaz a los conectores a cortante de la viga de fachada de acero.
- (3) La viga de fachada de acero deberá fijarse al pilar.
- (4) El área de la sección transversal de las armaduras de acero,  $A_s$ , debe ser tal que la plastificación de las armaduras de acero se produzca antes de la rotura de los conectores y de las vigas de fachada.
- (5) El área de la sección transversal de las armaduras de acero,  $A_s$ , y los conectores deben disponerse en una longitud igual a la anchura eficaz definida en el apartado **7.6.3** y en la tabla 7.5 II.
- (6) Los conectores deberán ser tales que:

$$n \cdot P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds} \quad (C.1)$$

Donde

- $n$  es el número de conectores dentro de la anchura eficaz;
- $P_{Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia de un conector;
- $F_{Rds}$  es el valor de cálculo de la resistencia de las armaduras dentro de la anchura eficaz:  $F_{Rds} = A_s \cdot f_{yd}$ ;
- $f_{yd}$  es el valor de cálculo del límite elástico del acero de la armadura de la losa.

- (7) La viga de fachada deberá comprobarse a flexión, cortante y torsión bajo el esfuerzo horizontal  $F_{Rds}$  aplicado a los conectores.

### **C.3.1.4 Existe viga de fachada de acero y banda de hormigón en voladizo [figura C.1(e)]**

- (1) Cuando existe una viga de fachada de acero y una banda de hormigón en voladizo, el momento resistente (capacidad) de la junta puede incluir la contribución de: (a) la fuerza transmitida a través de la viga de fachada de acero, como se describe en el apartado **C.3.1.3** (véase el punto **(2)** de este apartado); y (b) la fuerza transmitida a través del mecanismo descrito en el Anejo 30 del Código Estructural (véase el punto **(3)** de este apartado).
- (2) La parte de la capacidad debida al área de la sección transversal de las armaduras ancladas a la viga de fachada transversal puede calcularse de acuerdo con el apartado **C.3.1.3**, supuesto que se satisfacen los requisitos indicados en los puntos **(2)** a **(7)** del apartado **C.3.1.3**.
- (3) La parte de la capacidad debida al área de la sección transversal de las armaduras ancladas dentro de la banda de hormigón en voladizo puede calcularse de acuerdo con el apartado **C.3.1.2**.

### C.3.2 Pilar exterior. Flexión del pilar en la dirección perpendicular a la fachada; momento flector aplicado a la viga positivo: $M > 0$

#### C.3.2.1 No existe viga de fachada de acero; losa extendiéndose hasta la cara interior del pilar [figura C.2(b-c)]

(1) Cuando la losa de hormigón se limita a la cara interior del pilar, el momento resistente de la junta puede calcularse en función de la transferencia de esfuerzos por compresión directa (apoyo) del hormigón sobre la cara del pilar. Esta capacidad puede calcularse a partir del esfuerzo de compresión calculado conforme al punto **(2)** de este apartado, supuesto que la armadura de confinamiento en la losa satisface el punto **(4)** de este apartado.

(2) El valor máximo de la fuerza transmitida a la losa puede tomarse como:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.2)$$

Donde

$d_{eff}$  es el canto global de la losa en el caso de losas sólidas o el espesor de la losa por encima de los nervios de la chapa nervada para losas mixtas;

$b_b$  es la anchura de apoyo del hormigón de la losa sobre el pilar (véase la figura 7.7).

(3) Es necesario el confinamiento del hormigón junto al ala del pilar. El área de la sección transversal de la armadura de confinamiento deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$A_T \geq 0,25 d_{eff} b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad (C.3)$$

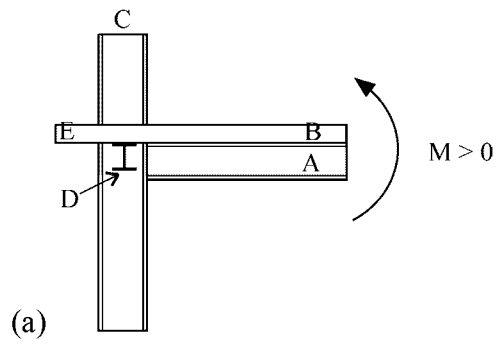
Donde

$l$  es la luz de la viga, como se define en el punto **(3)** del apartado 7.6.3 y en la figura 7.7;

$f_{yd,T}$  es el valor de cálculo del límite elástico de la armadura transversal en la losa.

El área de la sección transversal,  $A_T$ , de esta armadura deberá distribuirse uniformemente sobre una longitud de la viga igual a  $b_b$ . La distancia del primer redondo de armadura a la cara del pilar no deberá superar 30 mm.

(4) El área de la sección transversal,  $A_T$ , de acero definida en el punto **(3)** puede disponerse parcial o totalmente mediante armaduras dispuestas para otros fines, por ejemplo, para la resistencia a flexión de la losa.



Leyenda

(a) Alzado

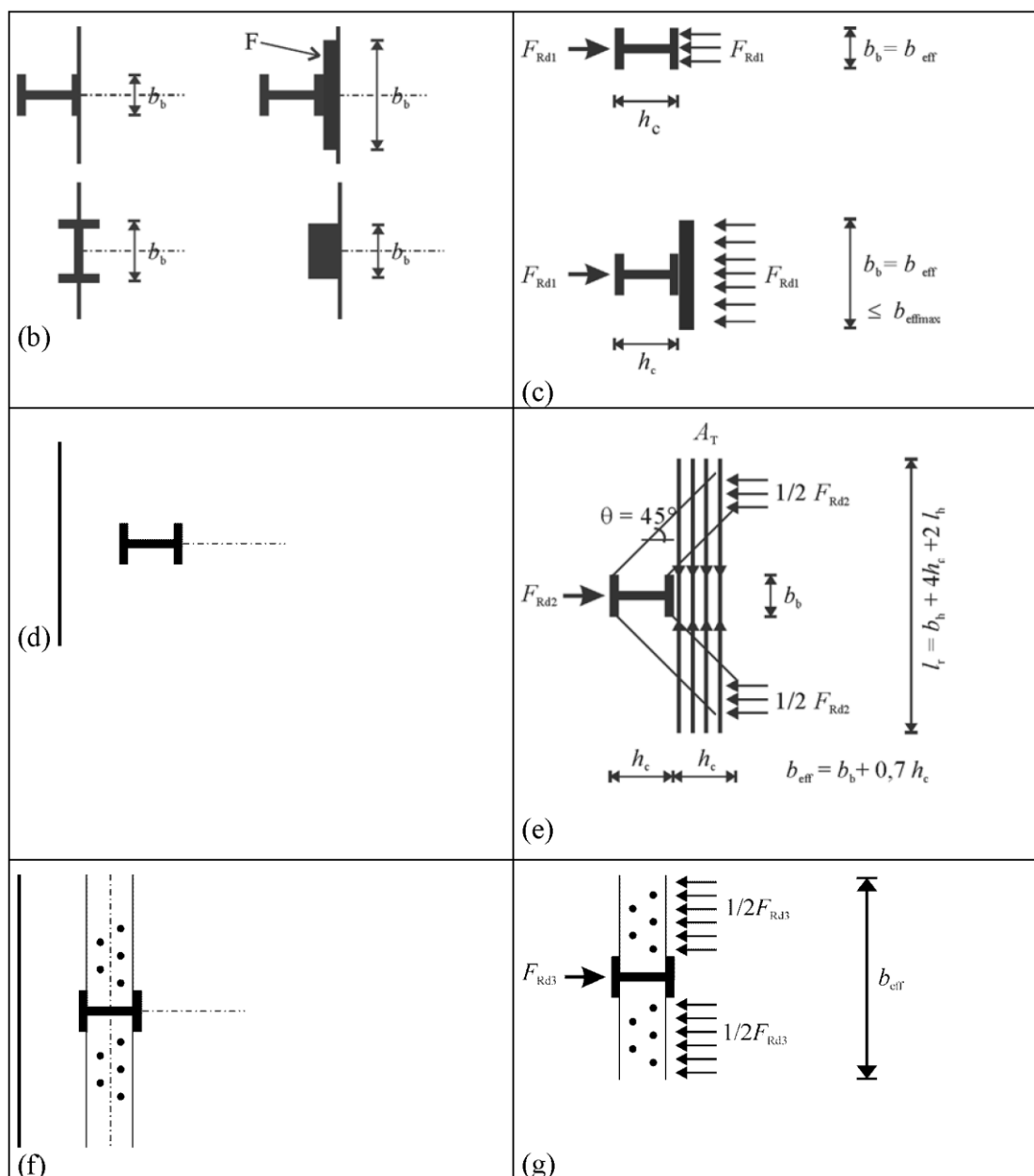
A Viga principal

B Losa

C Pilar exterior

D Viga de fachada de acero

E Banda de hormigón en voladizo



#### Leyenda

- (b) No existe banda de hormigón en voladizo – no existe viga de fachada de acero – véase el apartado C.3.2.1
- (c) Mecanismo 1
- (d) Losa extendiéndose hasta la cara exterior del pilar o más allá como banda de hormigón en voladizo; no existe viga de fachada de acero (véase C.3.2.2)
- (e) Mecanismo 2
- (f) Losa extendiéndose hasta la cara exterior del pilar o más allá como banda de hormigón en voladizo; existe viga de fachada de acero (véase C.3.2.3)
- (g) Mecanismo 3
- F Dispositivo adicional fijado al pilar para asegurar el apoyo

**Figura C.2 – Configuraciones de juntas entre viga y pilar mixtos exterior sometidas a momentos flectores positivos según una dirección perpendicular a la fachada y posible transferencia de esfuerzos de la losa**

**C.3.2.2 No existe viga de fachada de acero; losa extendiéndose hasta la cara exterior del pilar o más allá como banda de hormigón en voladizo [figura C.2 (c-d-e)]**

(1) Cuando no existe viga de fachada de acero, el momento resistente de la junta puede calcularse a partir del esfuerzo de compresión desarrollado mediante la combinación de los dos mecanismos siguientes:

mecanismo 1: compresión directa sobre el pilar. El valor de cálculo del esfuerzo que se transfiere mediante este mecanismo no deberá superar el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.4)$$

mecanismo 2: bielas de hormigón comprimido inclinadas hacia las caras del pilar. Si el ángulo de inclinación es igual a 45°, el valor de cálculo del esfuerzo que se transfiere mediante este mecanismo no deberá superar el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad (C.5)$$

Donde

$h_c$  es el canto del perfil de acero del pilar.

(2) El área total de la sección transversal de los tirantes de anclaje de acero,  $A_T$ , deberá satisfacer la siguiente ecuación [véase la figura C.2(e)]:

$$A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad (C.6)$$

(3) El área de acero  $A_T$  deberá distribuirse a lo largo de una longitud de la viga igual a  $h_c$  y estar completamente anclada. La longitud requerida de las armaduras es  $L = b_b + 4 h_c + 2 l_b$ , donde  $l_b$  es la longitud de anclaje de dichas armaduras conforme al Anejo 19 del Código Estructural.

(4) El momento resistente de la junta puede calcularse a partir del valor de cálculo del esfuerzo máximo de compresión que puede transmitirse:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.7)$$

Donde

$b_{eff}$  es la anchura eficaz de la losa en la junta, como se deduce del apartado 7.6.3 y de la tabla 7.5 II. En este caso  $b_{eff} = 0,7 h_c + b_b$ .

### C.3.2.3 Existe viga de fachada de acero; losa extendiéndose hasta la cara exterior del pilar o más allá como banda de hormigón en voladizo [figura C.2 (c-e-f-g)]

(1) Cuando existe viga de fachada de acero, se activa a compresión un tercer mecanismo de transferencia de esfuerzos  $F_{Rd3}$ , implicando a la viga de fachada de acero:

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \quad (C.8)$$

Donde

$n$  es el número de conectores dentro de la anchura eficaz, obtenido a partir del apartado 7.6.3 y la tabla 7.5 II;

$P_{Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia de un conector.

(2) Se aplica el apartado C.3.2.2.

(3) El valor de cálculo de la fuerza de compresión máxima que se puede transmitir es  $b_{eff} d_{eff} f_{cd}$ . Se transmite si se satisface la siguiente ecuación:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} > b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.9)$$

El momento resistente plástico mixto "completo" se obtiene eligiendo el número  $n$  de conectores de manera que se alcance un esfuerzo  $F_{Rd3}$  adecuada. La anchura eficaz máxima corresponde a la anchura  $b_{eff}$  definida en el apartado 7.6.3 y en la tabla 7.5 II. En este caso,  $b_{eff} = 0,15 l$ .

## C.3.3 Pilar interior

### C.3.3.1 No existe viga transversal [véase la figura C.3(b-c)]

(1) Cuando no existe viga transversal, el momento resistente de la junta puede calcularse a partir del esfuerzo de compresión desarrollado mediante la combinación de los dos mecanismos siguientes:

mecanismo 1: compresión directa sobre el pilar. El valor de cálculo del esfuerzo que se transfiere mediante este mecanismo no deberá superar el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.10)$$

mecanismo 2: bielas de hormigón comprimido inclinadas  $45^\circ$  hacia las caras del pilar. El valor de cálculo del esfuerzo que se transfiere mediante este mecanismo no deberá superar el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad (C.11)$$

(2) El área total de la sección transversal de los tirantes de acero,  $A_T$ , requerida para el desarrollo del mecanismo 2, deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad (C.12)$$

(3) Dicha área de la sección transversal,  $A_T$ , deberá colocarse a cada lado del pilar para considerar el cambio en el signo de los momentos flectores.

(4) El valor de cálculo del esfuerzo de compresión desarrollado por la combinación de los dos mecanismos es:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0,7 h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} \quad (C.13)$$

(5) El efecto total de la acción que se desarrolla en la losa debido a los momentos flectores sobre las caras opuestas del pilar, y que se necesita transmitir al pilar a través de la combinación de los mecanismos 1 y 2, es la suma de la fuerza de tracción  $F_{st}$  en las armaduras paralelas a la viga en la cara del pilar donde el momento es negativo y de la fuerza de compresión  $F_{sc}$  en el hormigón en la cara del pilar donde el momento es positivo:

$$F_{st} + F_{sc} = A_s f_{yd} + b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.14)$$

Donde

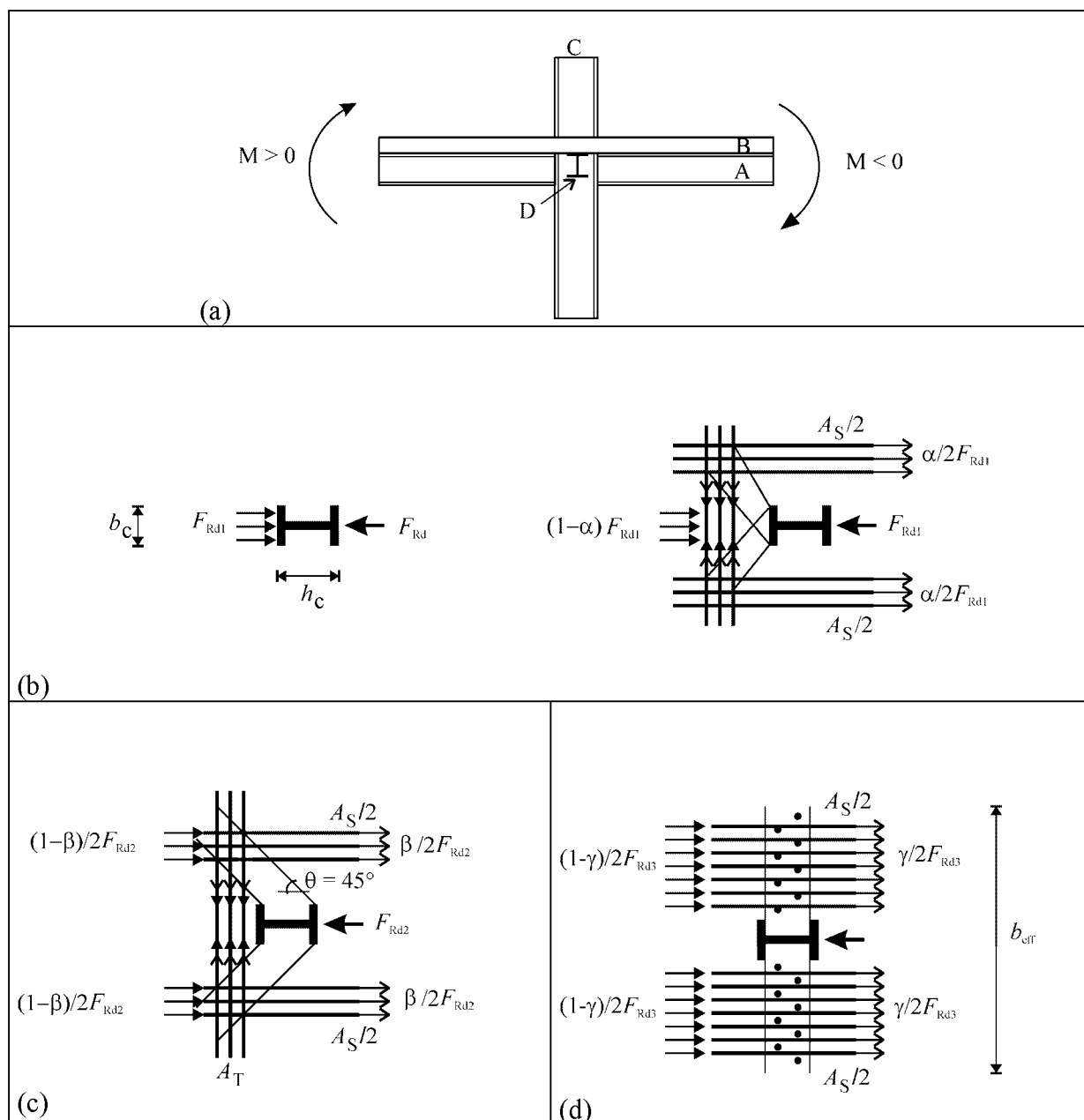
$A_s$  es el área de la sección transversal de las armaduras dentro de la anchura eficaz sometida a momento negativo,  $b_{eff}$ , especificado en el apartado 7.6.3 y en la tabla 7.5 II; y

$b_{eff}$  es la anchura eficaz sometida a momento positivo, como se especifica en el apartado 7.6.3 y en la tabla 7.5 II. En este caso,  $b_{eff} = 0,15 l$ .

(6) En el dimensionamiento que busca que se alcance plastificación en el ala del pilar del perfil de acero sin aplastamiento del hormigón de la losa, deberá respetarse la condición siguiente:

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad (C.15)$$

Si la anterior condición no se cumple, deberá aumentarse la capacidad de la junta para transmitir las fuerzas desde la losa al pilar, bien mediante la presencia de una viga transversal (véase C.3.3.2), o aumentando la compresión directa del hormigón sobre el pilar mediante dispositivos adicionales (véase C.3.2.1).



Leyenda

- (a) Alzado
- (b) Mecanismo 1
- (c) Mecanismo 2
- (d) Mecanismo 3
- A Viga principal
- B Losa
- C Pilar interior
- D Viga transversal

**Figura C.3 – Posible transferencia de fuerzas de la losa en una junta entre viga y pilar mixtos interior con y sin viga transversal, sometida a un momento flector positivo en una cara y negativo en la otra**

### C.3.3.2 Existe viga transversal [figura C.3(d)]

(1) Cuando existe viga transversal, se activa a compresión un tercer mecanismo de transferencia de esfuerzo  $F_{Rd3}$ , implicando a la viga transversal de acero.

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \quad (C.16)$$

Donde

$n$  es el número de conectores en la anchura eficaz obtenida usando el apartado 7.6.3 y la tabla 7.5 II;

$P_{Rd}$  es el valor de cálculo de la resistencia de un conector.

(2) Se aplica el punto (2) del apartado C.3.3.1 para los tirantes de anclaje.

(3) El valor de cálculo de la fuerza de compresión, obtenido por combinación de los tres mecanismos, es:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7 h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} + n \cdot P_{Rd} \quad (C.17)$$

donde  $n$  es el número de conectores en  $b_{eff}$  para momento negativo o momento positivo, como se define en el apartado 7.6.3 y en la tabla 7.5 II, tomando el mayor de los valores obtenidos para las dos vigas que confluyen en el pilar.

(4) El punto (5) del apartado C.3.3.1 se aplica para el cálculo del efecto total de la acción,  $F_{st} + F_{sc}$ , desarrollado en la losa debido a los momentos flectores en las caras opuestas del pilar.

(5) En el dimensionamiento que busca que se alcance plastificación en la cara inferior del perfil de acero sin aplastamiento del hormigón de la losa, deberá respetarse la condición siguiente:

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \quad (C.18)$$

## Apéndice D

### Especificaciones relativas a los documentos de proyecto en el caso de edificios

#### D.1 Documentación de proyecto

Salvo en el caso de construcciones situadas en regiones de muy baja sismicidad, la documentación de proyecto incluirá, dentro de la memoria estructural, un capítulo específico dedicado a la comprobación de la respuesta de la construcción al sismo, conteniendo al menos los siguientes apartados:

##### *a) Memoria justificativa*

Contendrá una relación de los criterios de proyecto (basados en los apartados del Anejo1 referenciados a continuación). En concreto:

- **Parámetros básicos**  
Se especificará la clasificación adoptada para el terreno (apartado 3.1.2) y se relacionará la documentación en la que se basa. También se definirá la clase de importancia de la construcción (apartado 4.2.5, en el caso de los edificios) y el método de análisis (apartado 4.3.3).
- **Definición del sistema resistente**  
Se indicarán las medidas adoptadas para el cumplimiento de los principios básicos de proyecto (apartado 4.2.1).  
Se relacionarán los elementos de la construcción que constituyen los sistemas estructurales primario y secundario (apartado 4.2.2), así como los no estructurales. La clasificación se justificará explícitamente con base en la aportación de cada sistema a la rigidez frente a acciones horizontales en cada dirección considerada, indicándose de forma explícita las medidas adoptadas para evitar la interacción entre los elementos estructurales y no estructurales.
- **Clasificación del sistema resistente**  
Se especificará cómo se ha clasificado el sistema resistente conforme a los tipos descritos en los apartados 5.2.2 (para estructuras de hormigón armado), 6.3.1 (estructuras metálicas), 7.3.1 (estructuras mixtas), 8.3 (estructuras de madera) y 9.3 (estructuras de fábrica).
- **Coeficientes de comportamiento  $q_o$  y  $q$**   
Se indicará el valor básico del coeficiente de comportamiento  $q_o$  y el valor del coeficiente de comportamiento  $q$  que se introduce en el apartado 3.2.2.5, adoptados como función del sistema resistente y la clase de ductilidad seleccionada en los apartados 5.2.2 (para estructuras de hormigón armado), 6.3 (estructuras metálicas), 7.3 (estructuras mixtas), 8.3 (estructuras de madera) y 9.3 (estructuras de fábrica).
- **Modelo de cálculo**  
En las estructuras de hormigón armado, en las mixtas y en las de fábrica se indicará explícitamente y se justificará el grado de reducción de la rigidez ante acciones horizontales debida a la fisuración de los elementos.

- **Comprobaciones**

Se relacionarán las relativas al tamaño de la junta entre bloques estructurales independientes o parcelas colindantes.

También se relacionarán las referidas a la estabilidad de los cerramientos y particiones frente a las acciones normales a su plano.

*b) Memoria de cálculo*

Además de las comprobaciones en estado límite último ELU y estado límite de servicio ELS, se establecerá una jerarquía de comprobaciones mediante criterios de capacidad (frente a los esfuerzos máximos que los elementos unidos puedan transmitir, salvo que estos superen los obtenidos en un análisis global sin reducción de fuerzas por ductilidad). Ello se aplicará a:

- Las cimentaciones
- Las uniones entre elementos prefabricados
- Los pilares, frente a las solicitaciones inducidas por los paños de fábrica con los que estén en contacto (considerando el efecto local de los paños que no ocupen toda la altura del pilar o el que pueda derivarse de su rotura). La comprobación incluirá la posibilidad de deslizamiento de las juntas constructivas entre pilares y vigas
- En el mismo sentido, todos los nudos se comprobarán conforme a la condición de la ecuación (4.29) y similares

*c) Memoria final de obra*

Se justificará mediante un proyecto realizado por Técnico competente cualquier cambio que se realice respecto al proyecto inicial, incluso aquellos que supongan un incremento de la resistencia o rigidez de los elementos modificados.

## **Apéndice E**

**Valores de aceleración horizontal pico de referencia en suelo tipo A, agR y parámetro K  
(coeficiente de contribución)**

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-3,0	35,2	1,0	0,155	-5,4	36,2	1,1	0,093	-4,9	36,4	1,0	0,135	-3,5	36,5	1,0	0,171
-2,9	35,2	1,0	0,150	-5,3	36,2	1,1	0,097	-4,8	36,4	1,0	0,142	-3,4	36,5	1,0	0,178
-2,8	35,2	1,2	0,143	-5,2	36,2	1,1	0,103	-4,7	36,4	1,0	0,147	-3,3	36,5	1,0	0,185
-3,0	35,3	1,0	0,160	-5,1	36,2	1,1	0,107	-4,6	36,4	1,0	0,148	-3,2	36,5	1,0	0,191
-2,9	35,3	1,0	0,156	-5,0	36,2	1,1	0,119	-4,5	36,4	1,0	0,147	-3,1	36,5	1,0	0,192
-2,8	35,3	1,0	0,149	-4,9	36,2	1,1	0,128	-4,4	36,4	1,0	0,144	-3,0	36,5	1,0	0,193
-3,0	35,4	1,0	0,165	-4,8	36,2	1,0	0,133	-4,3	36,4	1,0	0,141	-2,9	36,5	1,0	0,193
-2,9	35,4	1,0	0,160	-4,7	36,2	1,0	0,135	-4,2	36,4	1,0	0,138	-2,8	36,5	1,0	0,193
-2,8	35,4	1,0	0,155	-4,6	36,2	1,0	0,134	-4,1	36,4	1,0	0,134	-2,7	36,5	1,0	0,193
-5,4	35,8	1,1	0,093	-6,8	36,3	1,3	0,160	-4,0	36,4	1,0	0,133	-2,6	36,5	1,0	0,190
-5,3	35,8	1,1	0,095	-6,7	36,3	1,3	0,159	-3,9	36,4	1,0	0,134	-2,5	36,5	1,0	0,185
-5,2	35,8	1,1	0,099	-6,6	36,3	1,3	0,149	-3,8	36,4	1,0	0,134	-2,4	36,5	1,0	0,174
-6,2	35,9	1,3	0,111	-6,5	36,3	1,3	0,138	-3,7	36,4	1,0	0,137	-2,3	36,5	1,0	0,151
-5,9	35,9	1,2	0,090	-6,4	36,3	1,3	0,129	-3,6	36,4	1,0	0,142	-2,2	36,5	1,0	0,134
-5,6	35,9	1,1	0,088	-6,3	36,3	1,3	0,120	-3,5	36,4	1,0	0,154	-2,1	36,5	1,0	0,122
-5,4	35,9	1,1	0,091	-6,2	36,3	1,3	0,116	-3,4	36,4	1,0	0,171	-2,0	36,5	1,0	0,107
-5,3	35,9	1,1	0,095	-6,1	36,3	1,2	0,099	-3,3	36,4	1,0	0,184	-1,9	36,5	1,0	0,094
-5,2	35,9	1,1	0,099	-6,0	36,3	1,2	0,097	-3,2	36,4	1,0	0,189	-1,8	36,5	1,0	0,086
-6,4	36,0	1,3	0,136	-5,9	36,3	1,2	0,097	-3,1	36,4	1,0	0,191	-1,7	36,5	1,0	0,081
-6,2	36,0	1,3	0,118	-5,8	36,3	1,2	0,088	-3,0	36,4	1,0	0,193	-1,6	36,5	1,0	0,077
-6,1	36,0	1,2	0,099	-5,7	36,3	1,1	0,086	-2,9	36,4	1,0	0,193	-6,9	36,6	1,3	0,165
-6,0	36,0	1,2	0,095	-5,6	36,3	1,1	0,087	-2,8	36,4	1,0	0,192	-6,8	36,6	1,3	0,159
-5,9	36,0	1,2	0,094	-5,5	36,3	1,1	0,091	-2,7	36,4	1,0	0,189	-6,7	36,6	1,3	0,156
-5,8	36,0	1,2	0,090	-5,4	36,3	1,1	0,095	-2,6	36,4	1,0	0,183	-6,6	36,6	1,3	0,146
-5,7	36,0	1,2	0,086	-5,3	36,3	1,1	0,099	-2,5	36,4	1,0	0,172	-6,5	36,6	1,3	0,136
-5,6	36,0	1,1	0,086	-5,2	36,3	1,1	0,104	-2,4	36,4	1,0	0,149	-6,4	36,6	1,3	0,127
-5,5	36,0	1,1	0,087	-5,1	36,3	1,1	0,113	-2,0	36,4	1,0	0,096	-6,3	36,6	1,3	0,119
-5,4	36,0	1,1	0,090	-5,0	36,3	1,1	0,124	-1,6	36,4	1,0	0,078	-6,2	36,6	1,3	0,114
-5,3	36,0	1,1	0,094	-4,9	36,3	1,0	0,133	-6,9	36,5	1,3	0,166	-6,1	36,6	1,2	0,099
-5,2	36,0	1,1	0,100	-4,8	36,3	1,0	0,140	-6,8	36,5	1,3	0,160	-6,0	36,6	1,2	0,095
-4,9	36,0	1,1	0,121	-4,7	36,3	1,0	0,139	-6,7	36,5	1,3	0,158	-5,9	36,6	1,1	0,092
-6,5	36,1	1,3	0,139	-4,6	36,3	1,0	0,139	-6,6	36,5	1,3	0,147	-5,8	36,6	1,1	0,090
-6,4	36,1	1,3	0,133	-4,5	36,3	1,0	0,140	-6,5	36,5	1,3	0,136	-5,7	36,6	1,1	0,093
-6,3	36,1	1,3	0,120	-4,4	36,3	1,0	0,138	-6,4	36,5	1,3	0,128	-5,6	36,6	1,1	0,103
-6,2	36,1	1,3	0,117	-4,3	36,3	1,0	0,136	-6,3	36,5	1,3	0,120	-5,5	36,6	1,1	0,115
-6,1	36,1	1,2	0,099	-4,1	36,3	1,0	0,130	-6,2	36,5	1,3	0,114	-5,4	36,6	1,1	0,129
-6,0	36,1	1,2	0,096	-3,9	36,3	1,0	0,129	-6,1	36,5	1,2	0,099	-5,3	36,6	1,0	0,134
-5,9	36,1	1,2	0,092	-3,7	36,3	1,0	0,132	-6,0	36,5	1,2	0,096	-5,2	36,6	1,0	0,133
-5,8	36,1	1,2	0,089	-3,4	36,3	1,0	0,158	-5,9	36,5	1,2	0,090	-5,1	36,6	1,0	0,130
-5,7	36,1	1,1	0,085	-2,9	36,3	1,0	0,187	-5,8	36,5	1,1	0,090	-5,0	36,6	1,0	0,134
-5,6	36,1	1,1	0,085	-2,6	36,3	1,0	0,161	-5,7	36,5	1,1	0,089	-4,9	36,6	1,0	0,137
-5,5	36,1	1,1	0,086	-2,4	36,3	1,0	0,131	-5,6	36,5	1,1	0,097	-4,8	36,6	1,0	0,144
-5,4	36,1	1,1	0,092	-6,9	36,4	1,3	0,165	-5,5	36,5	1,1	0,103	-4,7	36,6	1,0	0,150
-5,3	36,1	1,1	0,094	-6,8	36,4	1,3	0,160	-5,4	36,5	1,1	0,112	-4,6	36,6	1,0	0,153
-5,2	36,1	1,1	0,101	-6,7	36,4	1,3	0,159	-5,3	36,5	1,1	0,118	-4,5	36,6	1,0	0,155
-5,1	36,1	1,1	0,107	-6,6	36,4	1,3	0,150	-5,2	36,5	1,1	0,124	-4,4	36,6	1,0	0,156
-5,0	36,1	1,1	0,116	-6,5	36,4	1,3	0,137	-5,1	36,5	1,0	0,125	-4,3	36,6	1,0	0,157
-4,9	36,1	1,1	0,123	-6,4	36,4	1,3	0,128	-5,0	36,5	1,0	0,131	-4,2	36,6	1,0	0,158
-4,8	36,1	1,1	0,129	-6,3	36,4	1,3	0,120	-4,9	36,5	1,0	0,136	-4,1	36,6	1,0	0,155
-6,7	36,2	1,3	0,158	-6,2	36,4	1,3	0,114	-4,8	36,5	1,0	0,143	-4,0	36,6	1,0	0,154
-6,6	36,2	1,3	0,148	-6,1	36,4	1,2	0,099	-4,7	36,5	1,0	0,148	-3,9	36,6	1,0	0,154
-6,5	36,2	1,3	0,138	-6,0	36,4	1,2	0,095	-4,6	36,5	1,0	0,151	-3,8	36,6	1,0	0,157
-6,4	36,2	1,3	0,130	-5,9	36,4	1,2	0,097	-4,5	36,5	1,0	0,152	-3,7	36,6	1,0	0,165
-6,3	36,2	1,3	0,120	-5,8	36,4	1,1	0,089	-4,4	36,5	1,0	0,152	-3,6	36,6	1,0	0,178
-6,2	36,2	1,3	0,116	-5,7	36,4	1,1	0,087	-4,3	36,5	1,0	0,151	-3,5	36,6	1,0	0,181
-6,1	36,2	1,2	0,099	-5,6	36,4	1,1	0,092	-4,2	36,5	1,0	0,148	-3,4	36,6	1,0	0,183
-6,0	36,2	1,2	0,098	-5,5	36,4	1,1	0,095	-4,1	36,5	1,0	0,142	-3,3	36,6	1,0	0,188
-5,9	36,2	1,2	0,097	-5,4	36,4	1,1	0,100	-4,0	36,5	1,0	0,141	-3,2	36,6	1,0	0,191
-5,8	36,2	1,2	0,089	-5,3	36,4	1,1	0,105	-3,9	36,5	1,0	0,143	-3,1	36,6	1,0	0,193
-5,7	36,2	1,1	0,084	-5,2	36,4	1,1	0,112	-3,8	36,5	1,0	0,143	-3,0	36,6	1,0	0,194
-5,6	36,2	1,1	0,088	-5,1	36,4	1,1	0,122	-3,7	36,5	1,0	0,147	-2,9	36,6	1,0	0,194
-5,5	36,2	1,1	0,087	-5,0	36,4	1,0	0,129	-3,6	36,5	1,0	0,157	-2,8	36,6	1,0	0,193

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-2,7	36,6	1,0	0,192	-2,1	36,7	1,0	0,151	-1,7	36,8	1,0	0,095	-1,5	36,9	1,0	0,085
-2,6	36,6	1,0	0,191	-2,0	36,7	1,0	0,131	-1,6	36,8	1,0	0,086	-1,4	36,9	1,0	0,079
-2,5	36,6	1,0	0,189	-1,9	36,7	1,0	0,112	-1,5	36,8	1,0	0,080	-1,3	36,9	1,0	0,074
-2,4	36,6	1,0	0,184	-1,8	36,7	1,0	0,098	-1,4	36,8	1,0	0,075	-7,4	37,0	1,3	0,167
-2,3	36,6	1,0	0,174	-1,7	36,7	1,0	0,088	-7,3	36,9	1,3	0,164	-7,3	37,0	1,3	0,165
-2,2	36,6	1,0	0,152	-1,6	36,7	1,0	0,081	-7,2	36,9	1,3	0,164	-7,2	37,0	1,3	0,164
-2,1	36,6	1,0	0,134	-1,5	36,7	1,0	0,077	-7,1	36,9	1,3	0,162	-7,1	37,0	1,3	0,160
-2,0	36,6	1,0	0,118	-1,4	36,7	1,0	0,073	-7,0	36,9	1,3	0,161	-7,0	37,0	1,3	0,156
-1,9	36,6	1,0	0,102	-7,1	36,8	1,3	0,168	-6,9	36,9	1,3	0,157	-6,9	37,0	1,3	0,151
-1,8	36,6	1,0	0,091	-7,0	36,8	1,3	0,164	-6,8	36,9	1,3	0,155	-6,8	37,0	1,3	0,149
-1,7	36,6	1,0	0,083	-6,9	36,8	1,3	0,158	-6,7	36,9	1,3	0,149	-6,7	37,0	1,3	0,145
-1,6	36,6	1,0	0,078	-6,8	36,8	1,3	0,156	-6,6	36,9	1,3	0,140	-6,6	37,0	1,3	0,134
-1,5	36,6	1,0	0,074	-6,7	36,8	1,3	0,150	-6,5	36,9	1,2	0,138	-6,5	37,0	1,2	0,120
-7,0	36,7	1,3	0,168	-6,6	36,8	1,3	0,141	-6,4	36,9	1,2	0,120	-6,4	37,0	1,2	0,120
-6,9	36,7	1,3	0,162	-6,5	36,8	1,3	0,135	-6,3	36,9	1,2	0,120	-6,3	37,0	1,2	0,117
-6,8	36,7	1,3	0,158	-6,4	36,8	1,2	0,126	-6,2	36,9	1,2	0,105	-6,2	37,0	1,2	0,102
-6,7	36,7	1,3	0,155	-6,3	36,8	1,2	0,122	-6,1	36,9	1,2	0,095	-6,1	37,0	1,2	0,094
-6,6	36,7	1,3	0,145	-6,2	36,8	1,2	0,115	-6,0	36,9	1,1	0,093	-6,0	37,0	1,1	0,096
-6,5	36,7	1,3	0,136	-6,1	36,8	1,2	0,096	-5,9	36,9	1,1	0,099	-5,9	37,0	1,1	0,100
-6,4	36,7	1,3	0,127	-6,0	36,8	1,2	0,095	-5,8	36,9	1,1	0,104	-5,8	37,0	1,1	0,108
-6,3	36,7	1,2	0,119	-5,9	36,8	1,1	0,098	-5,7	36,9	1,1	0,114	-5,7	37,0	1,1	0,112
-6,2	36,7	1,2	0,113	-5,8	36,8	1,1	0,101	-5,6	36,9	1,0	0,120	-5,6	37,0	1,1	0,116
-6,1	36,7	1,2	0,097	-5,7	36,8	1,1	0,110	-5,5	36,9	1,0	0,126	-5,5	37,0	1,0	0,119
-6,0	36,7	1,2	0,095	-5,6	36,8	1,0	0,122	-5,4	36,9	1,0	0,132	-5,4	37,0	1,0	0,124
-5,9	36,7	1,1	0,095	-5,5	36,8	1,0	0,132	-5,3	36,9	1,0	0,139	-5,3	37,0	1,0	0,130
-5,8	36,7	1,1	0,094	-5,4	36,8	1,0	0,139	-5,2	36,9	1,0	0,143	-5,2	37,0	1,0	0,132
-5,7	36,7	1,1	0,102	-5,3	36,8	1,0	0,143	-5,1	36,9	1,0	0,144	-5,1	37,0	1,0	0,140
-5,6	36,7	1,1	0,114	-5,2	36,8	1,0	0,146	-5,0	36,9	1,0	0,146	-5,0	37,0	1,0	0,147
-5,5	36,7	1,0	0,129	-5,1	36,8	1,0	0,144	-4,9	36,9	1,0	0,151	-4,9	37,0	1,0	0,156
-5,4	36,7	1,0	0,138	-5,0	36,8	1,0	0,142	-4,8	36,9	1,0	0,154	-4,8	37,0	1,0	0,168
-5,3	36,7	1,0	0,139	-4,9	36,8	1,0	0,144	-4,7	36,9	1,0	0,161	-4,7	37,0	1,0	0,180
-5,2	36,7	1,0	0,142	-4,8	36,8	1,0	0,147	-4,6	36,9	1,0	0,171	-4,6	37,0	1,0	0,190
-5,1	36,7	1,0	0,140	-4,7	36,8	1,0	0,153	-4,5	36,9	1,0	0,183	-4,5	37,0	1,0	0,198
-5,0	36,7	1,0	0,138	-4,6	36,8	1,0	0,158	-4,4	36,9	1,0	0,195	-4,4	37,0	1,0	0,209
-4,9	36,7	1,0	0,140	-4,5	36,8	1,0	0,164	-4,3	36,9	1,0	0,209	-4,3	37,0	1,0	0,227
-4,8	36,7	1,0	0,145	-4,4	36,8	1,0	0,170	-4,2	36,9	1,0	0,230	-4,2	37,0	1,0	0,245
-4,7	36,7	1,0	0,151	-4,3	36,8	1,0	0,178	-4,1	36,9	1,0	0,232	-4,1	37,0	1,0	0,246
-4,6	36,7	1,0	0,154	-4,2	36,8	1,0	0,188	-4,0	36,9	1,0	0,238	-4,0	37,0	1,0	0,252
-4,5	36,7	1,0	0,158	-4,1	36,8	1,0	0,197	-3,9	36,9	1,0	0,236	-3,9	37,0	1,0	0,254
-4,4	36,7	1,0	0,161	-4,0	36,8	1,0	0,205	-3,8	36,9	1,0	0,236	-3,8	37,0	1,0	0,258
-4,3	36,7	1,0	0,163	-3,9	36,8	1,0	0,209	-3,7	36,9	1,0	0,236	-3,7	37,0	1,0	0,260
-4,2	36,7	1,0	0,167	-3,8	36,8	1,0	0,212	-3,6	36,9	1,0	0,233	-3,6	37,0	1,0	0,255
-4,1	36,7	1,0	0,170	-3,7	36,8	1,0	0,208	-3,5	36,9	1,0	0,213	-3,5	37,0	1,0	0,230
-4,0	36,7	1,0	0,175	-3,6	36,8	1,0	0,205	-3,4	36,9	1,0	0,188	-3,4	37,0	1,0	0,183
-3,9	36,7	1,0	0,181	-3,5	36,8	1,0	0,196	-3,3	36,9	1,0	0,183	-3,3	37,0	1,0	0,166
-3,8	36,7	1,0	0,186	-3,4	36,8	1,0	0,192	-3,2	36,9	1,0	0,182	-3,2	37,0	1,0	0,160
-3,7	36,7	1,0	0,188	-3,3	36,8	1,0	0,192	-3,1	36,9	1,0	0,185	-3,1	37,0	1,0	0,157
-3,6	36,7	1,0	0,188	-3,2	36,8	1,0	0,194	-3,0	36,9	1,0	0,186	-3,0	37,0	1,0	0,158
-3,5	36,7	1,0	0,187	-3,1	36,8	1,0	0,194	-2,9	36,9	1,0	0,185	-2,9	37,0	1,0	0,162
-3,4	36,7	1,0	0,189	-3,0	36,8	1,0	0,194	-2,8	36,9	1,0	0,186	-2,8	37,0	1,0	0,167
-3,3	36,7	1,0	0,190	-2,9	36,8	1,0	0,192	-2,7	36,9	1,0	0,186	-2,7	37,0	1,0	0,173
-3,2	36,7	1,0	0,194	-2,8	36,8	1,0	0,191	-2,6	36,9	1,0	0,187	-2,6	37,0	1,0	0,177
-3,1	36,7	1,0	0,195	-2,7	36,8	1,0	0,189	-2,5	36,9	1,0	0,187	-2,5	37,0	1,0	0,180
-3,0	36,7	1,0	0,194	-2,6	36,8	1,0	0,189	-2,4	36,9	1,0	0,187	-2,4	37,0	1,0	0,183
-2,9	36,7	1,0	0,193	-2,5	36,8	1,0	0,189	-2,3	36,9	1,0	0,188	-2,3	37,0	1,0	0,183
-2,8	36,7	1,0	0,192	-2,4	36,8	1,0	0,189	-2,2	36,9	1,0	0,186	-2,2	37,0	1,0	0,183
-2,7	36,7	1,0	0,191	-2,3	36,8	1,0	0,188	-2,1	36,9	1,0	0,183	-2,1	37,0	1,0	0,184
-2,6	36,7	1,0	0,190	-2,2	36,8	1,0	0,184	-2,0	36,9	1,0	0,173	-2,0	37,0	1,0	0,182
-2,5	36,7	1,0	0,190	-2,1	36,8	1,0	0,174	-1,9	36,9	1,0	0,148	-1,9	37,0	1,0	0,171
-2,4	36,7	1,0	0,188	-2,0	36,8	1,0	0,150	-1,8	36,9	1,0	0,120	-1,8	37,0	1,0	0,143
-2,3	36,7	1,0	0,184	-1,9	36,8	1,0	0,127	-1,7	36,9	1,0	0,103	-1,7	37,0	1,0	0,115
-2,2	36,7	1,0	0,174	-1,8	36,8	1,0	0,107	-1,6	36,9	1,0	0,093	-1,6	37,0	1,0	0,101

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-1,5	37,0	1,0	0,091	-1,7	37,1	1,0	0,131	-2,0	37,2	1,0	0,171	-2,3	37,3	1,0	0,158
-1,4	37,0	1,0	0,084	-1,6	37,1	1,0	0,110	-1,9	37,2	1,0	0,184	-2,2	37,3	1,0	0,161
-1,3	37,0	1,0	0,078	-1,5	37,1	1,0	0,097	-1,8	37,2	1,0	0,179	-2,1	37,3	1,0	0,164
-1,2	37,0	1,0	0,074	-1,4	37,1	1,0	0,089	-1,7	37,2	1,0	0,150	-2,0	37,3	1,0	0,173
-7,5	37,1	1,3	0,161	-1,3	37,1	1,0	0,083	-1,6	37,2	1,0	0,122	-1,9	37,3	1,0	0,187
-7,4	37,1	1,3	0,160	-1,2	37,1	1,0	0,078	-1,5	37,2	1,0	0,105	-1,8	37,3	1,0	0,186
-7,3	37,1	1,3	0,159	-1,1	37,1	1,0	0,074	-1,4	37,2	1,0	0,095	-1,7	37,3	1,0	0,166
-7,2	37,1	1,3	0,156	-7,5	37,2	1,3	0,153	-1,3	37,2	1,0	0,088	-1,6	37,3	1,0	0,137
-7,1	37,1	1,3	0,156	-7,4	37,2	1,3	0,151	-1,2	37,2	1,0	0,084	-1,5	37,3	1,0	0,114
-7,0	37,1	1,3	0,155	-7,3	37,2	1,3	0,152	-1,1	37,2	1,0	0,079	-1,4	37,3	1,0	0,101
-6,9	37,1	1,3	0,148	-7,2	37,2	1,3	0,150	-1,0	37,2	1,0	0,076	-1,3	37,3	1,0	0,094
-6,8	37,1	1,3	0,146	-7,1	37,2	1,3	0,146	-7,4	37,3	1,3	0,142	-1,2	37,3	1,0	0,089
-6,7	37,1	1,3	0,138	-7,0	37,2	1,3	0,143	-7,3	37,3	1,3	0,141	-1,1	37,3	1,0	0,086
-6,6	37,1	1,3	0,128	-6,9	37,2	1,3	0,138	-7,2	37,3	1,3	0,140	-1,0	37,3	1,0	0,083
-6,5	37,1	1,2	0,121	-6,8	37,2	1,3	0,135	-7,1	37,3	1,3	0,135	-0,8	37,3	1,0	0,077
-6,4	37,1	1,2	0,120	-6,7	37,2	1,3	0,132	-7,0	37,3	1,3	0,130	-0,6	37,3	1,0	0,072
-6,3	37,1	1,2	0,109	-6,6	37,2	1,3	0,125	-6,9	37,3	1,3	0,125	-7,6	37,4	1,3	0,141
-6,2	37,1	1,2	0,101	-6,5	37,2	1,2	0,118	-6,8	37,3	1,3	0,120	-7,5	37,4	1,3	0,136
-6,1	37,1	1,2	0,094	-6,4	37,2	1,2	0,114	-6,7	37,3	1,3	0,115	-7,4	37,4	1,3	0,132
-6,0	37,1	1,1	0,094	-6,3	37,2	1,2	0,107	-6,6	37,3	1,3	0,111	-7,3	37,4	1,3	0,128
-5,9	37,1	1,1	0,096	-6,2	37,2	1,2	0,100	-6,5	37,3	1,2	0,107	-7,2	37,4	1,3	0,124
-5,8	37,1	1,1	0,100	-6,1	37,2	1,2	0,093	-6,4	37,3	1,2	0,103	-7,1	37,4	1,3	0,120
-5,7	37,1	1,1	0,104	-6,0	37,2	1,1	0,093	-6,3	37,3	1,2	0,099	-7,0	37,4	1,3	0,116
-5,6	37,1	1,1	0,107	-5,9	37,2	1,1	0,093	-6,2	37,3	1,2	0,095	-6,9	37,4	1,3	0,112
-5,5	37,1	1,1	0,113	-5,8	37,2	1,1	0,095	-6,1	37,3	1,2	0,091	-6,8	37,4	1,3	0,108
-5,4	37,1	1,0	0,117	-5,7	37,2	1,1	0,098	-6,0	37,3	1,1	0,091	-6,7	37,4	1,3	0,103
-5,3	37,1	1,0	0,123	-5,6	37,2	1,1	0,101	-5,9	37,3	1,1	0,091	-6,6	37,4	1,3	0,099
-5,2	37,1	1,0	0,127	-5,5	37,2	1,1	0,104	-5,8	37,3	1,1	0,092	-6,5	37,4	1,2	0,095
-5,1	37,1	1,0	0,128	-5,4	37,2	1,1	0,107	-5,7	37,3	1,1	0,094	-6,4	37,4	1,2	0,093
-5,0	37,1	1,0	0,136	-5,3	37,2	1,1	0,112	-5,6	37,3	1,1	0,097	-6,3	37,4	1,2	0,091
-4,9	37,1	1,0	0,154	-5,2	37,2	1,0	0,117	-5,5	37,3	1,1	0,097	-6,2	37,4	1,2	0,090
-4,8	37,1	1,0	0,170	-5,1	37,2	1,0	0,121	-5,4	37,3	1,1	0,099	-6,1	37,4	1,2	0,088
-4,7	37,1	1,0	0,181	-5,0	37,2	1,0	0,126	-5,3	37,3	1,1	0,103	-6,0	37,4	1,1	0,088
-4,6	37,1	1,0	0,189	-4,9	37,2	1,0	0,135	-5,2	37,3	1,1	0,106	-5,9	37,4	1,1	0,089
-4,5	37,1	1,0	0,197	-4,8	37,2	1,0	0,143	-5,1	37,3	1,0	0,110	-5,8	37,4	1,1	0,090
-4,4	37,1	1,0	0,210	-4,7	37,2	1,0	0,152	-5,0	37,3	1,0	0,116	-5,7	37,4	1,1	0,091
-4,3	37,1	1,0	0,231	-4,6	37,2	1,0	0,165	-4,9	37,3	1,0	0,120	-5,6	37,4	1,1	0,093
-4,2	37,1	1,0	0,242	-4,5	37,2	1,0	0,181	-4,8	37,3	1,0	0,124	-5,5	37,4	1,1	0,095
-4,1	37,1	1,0	0,248	-4,4	37,2	1,0	0,197	-4,7	37,3	1,0	0,129	-5,4	37,4	1,1	0,095
-4,0	37,1	1,0	0,251	-4,3	37,2	1,0	0,219	-4,6	37,3	1,0	0,136	-5,3	37,4	1,1	0,097
-3,9	37,1	1,0	0,258	-4,2	37,2	1,0	0,226	-4,5	37,3	1,0	0,145	-5,2	37,4	1,1	0,100
-3,8	37,1	1,0	0,260	-4,1	37,2	1,0	0,237	-4,4	37,3	1,0	0,157	-5,1	37,4	1,1	0,105
-3,7	37,1	1,0	0,260	-4,0	37,2	1,0	0,246	-4,3	37,3	1,0	0,171	-5,0	37,4	1,0	0,108
-3,6	37,1	1,0	0,260	-3,9	37,2	1,0	0,255	-4,2	37,3	1,0	0,190	-4,9	37,4	1,0	0,112
-3,5	37,1	1,0	0,237	-3,8	37,2	1,0	0,260	-4,1	37,3	1,0	0,210	-4,8	37,4	1,0	0,115
-3,4	37,1	1,0	0,186	-3,7	37,2	1,0	0,260	-4,0	37,3	1,0	0,228	-4,7	37,4	1,0	0,119
-3,3	37,1	1,0	0,162	-3,6	37,2	1,0	0,258	-3,9	37,3	1,0	0,243	-4,6	37,4	1,0	0,124
-3,2	37,1	1,0	0,152	-3,5	37,2	1,0	0,235	-3,8	37,3	1,0	0,250	-4,5	37,4	1,0	0,129
-3,1	37,1	1,0	0,146	-3,4	37,2	1,0	0,189	-3,7	37,3	1,0	0,252	-4,4	37,4	1,0	0,135
-3,0	37,1	1,0	0,143	-3,3	37,2	1,0	0,161	-3,6	37,3	1,0	0,246	-4,3	37,4	1,0	0,140
-2,9	37,1	1,0	0,147	-3,2	37,2	1,0	0,148	-3,5	37,3	1,0	0,223	-4,2	37,4	1,0	0,149
-2,8	37,1	1,0	0,149	-3,1	37,2	1,0	0,143	-3,4	37,3	1,0	0,179	-4,1	37,4	1,0	0,160
-2,7	37,1	1,0	0,153	-3,0	37,2	1,0	0,140	-3,3	37,3	1,0	0,157	-4,0	37,4	1,0	0,173
-2,6	37,1	1,0	0,158	-2,9	37,2	1,0	0,139	-3,2	37,3	1,0	0,145	-3,9	37,4	1,0	0,192
-2,5	37,1	1,0	0,161	-2,8	37,2	1,0	0,140	-3,1	37,3	1,0	0,140	-3,8	37,4	1,0	0,213
-2,4	37,1	1,0	0,163	-2,7	37,2	1,0	0,142	-3,0	37,3	1,0	0,136	-3,7	37,4	1,0	0,227
-2,3	37,1	1,0	0,166	-2,6	37,2	1,0	0,145	-2,9	37,3	1,0	0,134	-3,6	37,4	1,0	0,226
-2,2	37,1	1,0	0,170	-2,5	37,2	1,0	0,147	-2,8	37,3	1,0	0,136	-3,5	37,4	1,0	0,200
-2,1	37,1	1,0	0,176	-2,4	37,2	1,0	0,149	-2,7	37,3	1,0	0,140	-3,4	37,4	1,0	0,165
-2,0	37,1	1,0	0,179	-2,3	37,2	1,0	0,151	-2,6	37,3	1,0	0,148	-3,3	37,4	1,0	0,149
-1,9	37,1	1,0	0,180	-2,2	37,2	1,0	0,154	-2,5	37,3	1,0	0,152	-3,2	37,4	1,0	0,141
-1,8	37,1	1,0	0,166	-2,1	37,2	1,0	0,159	-2,4	37,3	1,0	0,156	-3,1	37,4	1,0	0,136

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-3,0	37,4	1,0	0,133	-3,9	37,5	1,0	0,150	-5,0	37,6	1,1	0,099	-6,3	37,7	1,2	0,076
-2,9	37,4	1,0	0,132	-3,8	37,5	1,0	0,157	-4,9	37,6	1,1	0,102	-6,2	37,7	1,2	0,077
-2,8	37,4	1,0	0,132	-3,7	37,5	1,0	0,167	-4,8	37,6	1,0	0,105	-6,1	37,7	1,2	0,077
-2,7	37,4	1,0	0,137	-3,6	37,5	1,0	0,178	-4,7	37,6	1,0	0,109	-6,0	37,7	1,1	0,078
-2,6	37,4	1,0	0,146	-3,5	37,5	1,0	0,169	-4,6	37,6	1,0	0,112	-5,9	37,7	1,1	0,078
-2,5	37,4	1,0	0,158	-3,4	37,5	1,0	0,149	-4,5	37,6	1,0	0,115	-5,8	37,7	1,1	0,079
-2,4	37,4	1,0	0,163	-3,3	37,5	1,0	0,140	-4,4	37,6	1,0	0,116	-5,7	37,7	1,1	0,079
-2,3	37,4	1,0	0,165	-3,2	37,5	1,0	0,136	-4,3	37,6	1,0	0,118	-5,6	37,7	1,1	0,080
-2,2	37,4	1,0	0,166	-3,1	37,5	1,0	0,132	-4,2	37,6	1,0	0,121	-5,5	37,7	1,1	0,080
-2,1	37,4	1,0	0,169	-3,0	37,5	1,0	0,130	-4,1	37,6	1,0	0,123	-5,4	37,7	1,1	0,082
-2,0	37,4	1,0	0,178	-2,9	37,5	1,0	0,128	-4,0	37,6	1,0	0,126	-5,3	37,7	1,1	0,086
-1,9	37,4	1,0	0,190	-2,8	37,5	1,0	0,129	-3,9	37,6	1,0	0,130	-5,2	37,7	1,1	0,088
-1,8	37,4	1,0	0,188	-2,7	37,5	1,0	0,133	-3,8	37,6	1,0	0,131	-5,1	37,7	1,1	0,092
-1,7	37,4	1,0	0,174	-2,6	37,5	1,0	0,142	-3,7	37,6	1,0	0,133	-5,0	37,7	1,1	0,094
-1,6	37,4	1,0	0,145	-2,5	37,5	1,0	0,151	-3,6	37,6	1,0	0,137	-4,9	37,7	1,1	0,097
-1,5	37,4	1,0	0,124	-2,4	37,5	1,0	0,155	-3,5	37,6	1,0	0,134	-4,8	37,7	1,1	0,100
-1,4	37,4	1,0	0,110	-2,3	37,5	1,0	0,157	-3,4	37,6	1,0	0,129	-4,7	37,7	1,0	0,104
-1,3	37,4	1,0	0,102	-2,2	37,5	1,0	0,159	-3,3	37,6	1,0	0,127	-4,6	37,7	1,0	0,107
-1,2	37,4	1,0	0,096	-2,1	37,5	1,0	0,162	-3,2	37,6	1,0	0,126	-4,5	37,7	1,0	0,109
-1,1	37,4	1,0	0,093	-2,0	37,5	1,0	0,173	-3,1	37,6	1,0	0,124	-4,4	37,7	1,0	0,110
-1,0	37,4	1,0	0,089	-1,9	37,5	1,0	0,189	-3,0	37,6	1,0	0,123	-4,3	37,7	1,0	0,111
-0,9	37,4	1,0	0,087	-1,8	37,5	1,0	0,191	-2,9	37,6	1,0	0,123	-4,2	37,7	1,0	0,113
-0,8	37,4	1,0	0,085	-1,7	37,5	1,0	0,181	-2,8	37,6	1,0	0,125	-4,1	37,7	1,0	0,114
-0,7	37,4	1,0	0,082	-1,6	37,5	1,0	0,159	-2,7	37,6	1,0	0,133	-4,0	37,7	1,0	0,117
-0,6	37,4	1,0	0,080	-1,5	37,5	1,0	0,136	-2,6	37,6	1,0	0,141	-3,9	37,7	1,0	0,117
-0,4	37,4	1,0	0,074	-1,4	37,5	1,0	0,122	-2,5	37,6	1,0	0,145	-3,8	37,7	1,0	0,119
-7,5	37,5	1,3	0,121	-1,3	37,5	1,0	0,113	-2,4	37,6	1,0	0,150	-3,7	37,7	1,0	0,120
-7,4	37,5	1,3	0,117	-1,2	37,5	1,0	0,107	-2,3	37,6	1,0	0,152	-3,6	37,7	1,0	0,120
-7,3	37,5	1,3	0,113	-1,1	37,5	1,0	0,103	-2,2	37,6	1,0	0,154	-3,5	37,7	1,0	0,119
-7,2	37,5	1,3	0,109	-1,0	37,5	1,0	0,100	-2,1	37,6	1,0	0,157	-3,4	37,7	1,0	0,118
-7,1	37,5	1,3	0,105	-0,9	37,5	1,0	0,097	-2,0	37,6	1,0	0,163	-3,3	37,7	1,0	0,115
-7,0	37,5	1,3	0,100	-0,8	37,5	1,0	0,095	-1,9	37,6	1,0	0,175	-3,2	37,7	1,0	0,113
-6,9	37,5	1,3	0,092	-0,7	37,5	1,0	0,093	-1,8	37,6	1,0	0,189	-3,1	37,7	1,0	0,110
-6,8	37,5	1,3	0,091	-0,6	37,5	1,0	0,090	-1,7	37,6	1,0	0,193	-3,0	37,7	1,0	0,106
-6,7	37,5	1,3	0,090	-0,5	37,5	1,0	0,086	-1,6	37,6	1,0	0,183	-2,9	37,7	1,0	0,108
-6,6	37,5	1,3	0,089	-0,4	37,5	1,0	0,082	-1,5	37,6	1,0	0,165	-2,8	37,7	1,0	0,118
-6,5	37,5	1,2	0,089	-0,3	37,5	1,0	0,078	-1,4	37,6	1,0	0,143	-2,7	37,7	1,0	0,132
-6,4	37,5	1,2	0,087	-7,5	37,6	1,3	0,103	-1,3	37,6	1,0	0,129	-2,6	37,7	1,0	0,138
-6,3	37,5	1,2	0,086	-7,4	37,6	1,3	0,100	-1,2	37,6	1,0	0,121	-2,5	37,7	1,0	0,142
-6,2	37,5	1,2	0,084	-7,3	37,6	1,3	0,098	-1,1	37,6	1,0	0,115	-2,4	37,7	1,0	0,144
-6,1	37,5	1,2	0,084	-7,2	37,6	1,3	0,097	-1,0	37,6	1,0	0,112	-2,3	37,7	1,0	0,149
-6,0	37,5	1,1	0,085	-7,1	37,6	1,3	0,093	-0,9	37,6	1,0	0,110	-2,2	37,7	1,0	0,151
-5,9	37,5	1,1	0,085	-7,0	37,6	1,3	0,082	-0,8	37,6	1,0	0,108	-2,1	37,7	1,0	0,153
-5,8	37,5	1,1	0,086	-6,9	37,6	1,3	0,082	-0,7	37,6	1,0	0,105	-2,0	37,7	1,0	0,156
-5,7	37,5	1,1	0,088	-6,8	37,6	1,3	0,081	-0,6	37,6	1,0	0,102	-1,9	37,7	1,0	0,161
-5,6	37,5	1,1	0,089	-6,7	37,6	1,3	0,081	-0,5	37,6	1,0	0,097	-1,8	37,7	1,0	0,177
-5,5	37,5	1,1	0,090	-6,6	37,6	1,3	0,081	-0,4	37,6	1,0	0,092	-1,7	37,7	1,0	0,192
-5,4	37,5	1,1	0,090	-6,5	37,6	1,2	0,081	-0,3	37,6	1,0	0,087	-1,6	37,7	1,0	0,195
-5,3	37,5	1,1	0,093	-6,4	37,6	1,2	0,081	-0,2	37,6	1,0	0,082	-1,5	37,7	1,0	0,188
-5,2	37,5	1,1	0,097	-6,3	37,6	1,2	0,082	-7,6	37,7	1,3	0,088	-1,4	37,7	1,0	0,173
-5,1	37,5	1,1	0,100	-6,2	37,6	1,2	0,082	-7,5	37,7	1,3	0,087	-1,3	37,7	1,0	0,152
-5,0	37,5	1,1	0,104	-6,1	37,6	1,2	0,084	-7,4	37,7	1,3	0,085	-1,2	37,7	1,0	0,139
-4,9	37,5	1,0	0,107	-6,0	37,6	1,1	0,083	-7,3	37,7	1,3	0,085	-1,1	37,7	1,0	0,132
-4,8	37,5	1,0	0,110	-5,9	37,6	1,1	0,084	-7,2	37,7	1,3	0,083	-1,0	37,7	1,0	0,127
-4,7	37,5	1,0	0,114	-5,8	37,6	1,1	0,084	-7,1	37,7	1,3	0,080	-0,9	37,7	1,0	0,126
-4,6	37,5	1,0	0,117	-5,7	37,6	1,1	0,085	-7,0	37,7	1,3	0,078	-0,8	37,7	1,0	0,122
-4,5	37,5	1,0	0,121	-5,6	37,6	1,1	0,085	-6,9	37,7	1,3	0,076	-0,7	37,7	1,0	0,119
-4,4	37,5	1,0	0,125	-5,5	37,6	1,1	0,086	-6,8	37,7	1,3	0,076	-0,6	37,7	1,0	0,114
-4,3	37,5	1,0	0,127	-5,4	37,6	1,1	0,088	-6,7	37,7	1,3	0,076	-0,5	37,7	1,0	0,110
-4,2	37,5	1,0	0,131	-5,3	37,6	1,1	0,090	-6,6	37,7	1,3	0,075	-0,4	37,7	1,0	0,104
-4,1	37,5	1,0	0,136	-5,2	37,6	1,1	0,093	-6,5	37,7	1,2	0,075	-0,3	37,7	1,0	0,097
-4,0	37,5	1,0	0,143	-5,1	37,6	1,1	0,096	-6,4	37,7	1,2	0,075	-0,2	37,7	1,0	0,090

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-0,1	37,7	1,0	0,082	-1,4	37,8	1,0	0,194	-2,7	37,9	1,0	0,091	-4,0	38,0	1,0	0,092
-7,5	37,8	1,3	0,082	-1,3	37,8	1,0	0,185	-2,6	37,9	1,0	0,102	-3,9	38,0	1,0	0,094
-7,4	37,8	1,3	0,081	-1,2	37,8	1,0	0,174	-2,5	37,9	1,0	0,116	-3,8	38,0	1,0	0,095
-7,3	37,8	1,3	0,081	-1,1	37,8	1,0	0,164	-2,4	37,9	1,0	0,128	-3,7	38,0	1,0	0,094
-7,2	37,8	1,3	0,080	-1,0	37,8	1,0	0,159	-2,3	37,9	1,0	0,135	-3,6	38,0	1,0	0,094
-7,1	37,8	1,3	0,077	-0,9	37,8	1,0	0,150	-2,2	37,9	1,0	0,139	-3,5	38,0	1,0	0,092
-7,0	37,8	1,3	0,074	-0,8	37,8	1,0	0,146	-2,1	37,9	1,0	0,143	-3,4	38,0	1,0	0,089
-6,9	37,8	1,3	0,072	-0,7	37,8	1,0	0,141	-2,0	37,9	1,0	0,147	-3,3	38,0	1,0	0,084
-6,8	37,8	1,3	0,071	-0,6	37,8	1,0	0,135	-1,9	37,9	1,0	0,152	-3,2	38,0	1,0	0,079
-6,7	37,8	1,3	0,071	-0,5	37,8	1,0	0,130	-1,8	37,9	1,0	0,157	-3,1	38,0	1,0	0,075
-6,6	37,8	1,3	0,070	-0,4	37,8	1,0	0,122	-1,7	37,9	1,0	0,164	-3,0	38,0	1,0	0,074
-6,5	37,8	1,3	0,070	-0,3	37,8	1,0	0,112	-1,6	37,9	1,0	0,175	-2,9	38,0	1,0	0,073
-6,4	37,8	1,2	0,068	-0,2	37,8	1,0	0,102	-1,5	37,9	1,0	0,189	-2,8	38,0	1,0	0,075
-6,3	37,8	1,2	0,068	-0,1	37,8	1,0	0,092	-1,4	37,9	1,0	0,202	-2,7	38,0	1,0	0,078
-6,2	37,8	1,2	0,067	0,0	37,8	1,0	0,081	-1,3	37,9	1,0	0,210	-2,6	38,0	1,0	0,084
-6,1	37,8	1,2	0,067	-7,4	37,9	1,3	0,080	-1,2	37,9	1,0	0,216	-2,5	38,0	1,0	0,093
-6,0	37,8	1,2	0,068	-7,3	37,9	1,3	0,080	-1,1	37,9	1,0	0,212	-2,4	38,0	1,0	0,104
-5,9	37,8	1,1	0,068	-7,2	37,9	1,3	0,076	-1,0	37,9	1,0	0,205	-2,3	38,0	1,0	0,115
-5,8	37,8	1,1	0,069	-7,1	37,9	1,3	0,074	-0,9	37,9	1,0	0,198	-2,2	38,0	1,0	0,126
-5,7	37,8	1,1	0,069	-7,0	37,9	1,3	0,071	-0,8	37,9	1,0	0,192	-2,1	38,0	1,0	0,134
-5,6	37,8	1,1	0,070	-6,9	37,9	1,3	0,070	-0,7	37,9	1,0	0,185	-2,0	38,0	1,0	0,141
-5,5	37,8	1,1	0,070	-6,8	37,9	1,3	0,069	-0,6	37,9	1,0	0,177	-1,9	38,0	1,0	0,147
-5,4	37,8	1,1	0,073	-6,7	37,9	1,3	0,067	-0,5	37,9	1,0	0,167	-1,8	38,0	1,0	0,151
-5,3	37,8	1,1	0,077	-6,6	37,9	1,3	0,066	-0,4	37,9	1,0	0,158	-1,7	38,0	1,0	0,158
-5,2	37,8	1,1	0,081	-6,5	37,9	1,3	0,064	-0,3	37,9	1,0	0,139	-1,6	38,0	1,0	0,166
-5,1	37,8	1,1	0,085	-6,4	37,9	1,2	0,065	-0,2	37,9	1,0	0,121	-1,5	38,0	1,0	0,179
-5,0	37,8	1,1	0,088	-6,3	37,9	1,2	0,063	-0,1	37,9	1,0	0,106	-1,4	38,0	1,0	0,197
-4,9	37,8	1,1	0,091	-6,2	37,9	1,2	0,062	0,0	37,9	1,0	0,092	-1,3	38,0	1,0	0,218
-4,8	37,8	1,1	0,095	-6,1	37,9	1,2	0,062	0,1	37,9	1,0	0,081	-1,2	38,0	1,0	0,227
-4,7	37,8	1,1	0,098	-6,0	37,9	1,2	0,062	-7,3	38,0	1,3	0,077	-1,1	38,0	1,0	0,233
-4,6	37,8	1,0	0,101	-5,9	37,9	1,2	0,061	-7,2	38,0	1,3	0,074	-1,0	38,0	1,0	0,227
-4,5	37,8	1,0	0,102	-5,8	37,9	1,1	0,061	-7,1	38,0	1,3	0,071	-0,9	38,0	1,0	0,225
-4,4	37,8	1,0	0,103	-5,7	37,9	1,1	0,061	-7,0	38,0	1,3	0,069	-0,8	38,0	1,0	0,225
-4,3	37,8	1,0	0,105	-5,6	37,9	1,1	0,061	-6,9	38,0	1,3	0,067	-0,7	38,0	1,0	0,221
-4,2	37,8	1,0	0,106	-5,5	37,9	1,1	0,062	-6,8	38,0	1,3	0,065	-0,6	38,0	1,0	0,216
-4,1	37,8	1,0	0,107	-5,4	37,9	1,1	0,064	-6,7	38,0	1,3	0,063	-0,5	38,0	1,0	0,208
-4,0	37,8	1,0	0,108	-5,3	37,9	1,1	0,066	-6,6	38,0	1,3	0,061	-0,4	38,0	1,0	0,198
-3,9	37,8	1,0	0,109	-5,2	37,9	1,1	0,070	-6,5	38,0	1,3	0,061	-0,3	38,0	1,0	0,183
-3,8	37,8	1,0	0,110	-5,1	37,9	1,1	0,073	-6,4	38,0	1,3	0,058	-0,2	38,0	1,0	0,158
-3,7	37,8	1,0	0,110	-5,0	37,9	1,1	0,077	-6,3	38,0	1,3	0,057	-0,1	38,0	1,0	0,133
-3,6	37,8	1,0	0,110	-4,9	37,9	1,1	0,082	-6,2	38,0	1,2	0,055	0,0	38,0	1,0	0,107
-3,5	37,8	1,0	0,109	-4,8	37,9	1,1	0,086	-6,1	38,0	1,2	0,055	0,1	38,0	1,0	0,089
-3,4	37,8	1,0	0,108	-4,7	37,9	1,1	0,090	-6,0	38,0	1,2	0,055	-7,1	38,1	1,3	0,070
-3,3	37,8	1,0	0,106	-4,6	37,9	1,1	0,093	-5,9	38,0	1,2	0,055	-7,0	38,1	1,3	0,068
-3,2	37,8	1,0	0,102	-4,5	37,9	1,0	0,095	-5,8	38,0	1,2	0,055	-6,9	38,1	1,3	0,066
-3,1	37,8	1,0	0,097	-4,4	37,9	1,0	0,096	-5,7	38,0	1,2	0,056	-6,8	38,1	1,3	0,064
-3,0	37,8	1,0	0,092	-4,3	37,9	1,0	0,097	-5,6	38,0	1,2	0,056	-6,7	38,1	1,3	0,062
-2,9	37,8	1,0	0,092	-4,2	37,9	1,0	0,098	-5,5	38,0	1,1	0,058	-6,6	38,1	1,3	0,060
-2,8	37,8	1,0	0,099	-4,1	37,9	1,0	0,099	-5,4	38,0	1,1	0,059	-6,5	38,1	1,3	0,058
-2,7	37,8	1,0	0,114	-4,0	37,9	1,0	0,100	-5,3	38,0	1,1	0,060	-6,4	38,1	1,3	0,054
-2,6	37,8	1,0	0,128	-3,9	37,9	1,0	0,101	-5,2	38,0	1,1	0,061	-6,3	38,1	1,3	0,053
-2,5	37,8	1,0	0,136	-3,8	37,9	1,0	0,101	-5,1	38,0	1,1	0,064	-6,2	38,1	1,3	0,052
-2,4	37,8	1,0	0,140	-3,7	37,9	1,0	0,102	-5,0	38,0	1,1	0,066	-6,1	38,1	1,2	0,052
-2,3	37,8	1,0	0,143	-3,6	37,9	1,0	0,102	-4,9	38,0	1,1	0,069	-6,0	38,1	1,2	0,052
-2,2	37,8	1,0	0,146	-3,5	37,9	1,0	0,102	-4,8	38,0	1,1	0,072	-5,9	38,1	1,2	0,052
-2,1	37,8	1,0	0,149	-3,4	37,9	1,0	0,100	-4,7	38,0	1,1	0,076	-5,8	38,1	1,2	0,052
-2,0	37,8	1,0	0,151	-3,3	37,9	1,0	0,096	-4,6	38,0	1,1	0,079	-5,7	38,1	1,2	0,053
-1,9	37,8	1,0	0,156	-3,2	37,9	1,0	0,090	-4,5	38,0	1,1	0,083	-5,6	38,1	1,2	0,053
-1,8	37,8	1,0	0,165	-3,1	37,9	1,0	0,086	-4,4	38,0	1,0	0,086	-5,5	38,1	1,2	0,053
-1,7	37,8	1,0	0,177	-3,0	37,9	1,0	0,082	-4,3	38,0	1,0	0,088	-5,4	38,1	1,2	0,055
-1,6	37,8	1,0	0,189	-2,9	37,9	1,0	0,081	-4,2	38,0	1,0	0,090	-5,3	38,1	1,2	0,055
-1,5	37,8	1,0	0,197	-2,8	37,9	1,0	0,084	-4,1	38,0	1,0	0,091	-5,2	38,1	1,1	0,056

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-5,1	38,1	1,1	0,057	-6,4	38,2	1,3	0,053	-0,2	38,2	1,0	0,200	-1,7	38,3	1,0	0,121
-5,0	38,1	1,1	0,059	-6,3	38,2	1,3	0,051	-0,1	38,2	1,0	0,178	-1,6	38,3	1,0	0,140
-4,9	38,1	1,1	0,061	-6,2	38,2	1,3	0,050	0,0	38,2	1,0	0,143	-1,5	38,3	1,0	0,159
-4,8	38,1	1,1	0,062	-6,1	38,2	1,3	0,050	0,1	38,2	1,0	0,108	-1,4	38,3	1,0	0,174
-4,7	38,1	1,1	0,064	-6,0	38,2	1,3	0,050	0,2	38,2	1,0	0,090	-1,3	38,3	1,0	0,179
-4,6	38,1	1,1	0,066	-5,9	38,2	1,3	0,050	0,3	38,2	1,0	0,078	-1,2	38,3	1,0	0,183
-4,5	38,1	1,1	0,069	-5,8	38,2	1,2	0,050	-7,3	38,3	1,2	0,072	-1,1	38,3	1,0	0,180
-4,4	38,1	1,1	0,070	-5,7	38,2	1,2	0,050	-7,2	38,3	1,2	0,069	-1,0	38,3	1,0	0,181
-4,3	38,1	1,0	0,073	-5,6	38,2	1,2	0,050	-7,1	38,3	1,2	0,066	-0,9	38,3	1,0	0,184
-4,2	38,1	1,0	0,076	-5,5	38,2	1,2	0,050	-7,0	38,3	1,3	0,063	-0,8	38,3	1,0	0,188
-4,1	38,1	1,0	0,077	-5,4	38,2	1,2	0,050	-6,9	38,3	1,3	0,061	-0,7	38,3	1,0	0,190
-4,0	38,1	1,0	0,080	-5,3	38,2	1,2	0,051	-6,8	38,3	1,3	0,058	-0,6	38,3	1,0	0,186
-3,9	38,1	1,0	0,084	-5,2	38,2	1,2	0,051	-6,7	38,3	1,3	0,057	-0,5	38,3	1,0	0,189
-3,8	38,1	1,0	0,086	-5,1	38,2	1,2	0,052	-6,6	38,3	1,3	0,056	-0,4	38,3	1,0	0,194
-3,7	38,1	1,0	0,086	-5,0	38,2	1,2	0,053	-6,5	38,3	1,3	0,054	-0,3	38,3	1,0	0,197
-3,6	38,1	1,0	0,086	-4,9	38,2	1,1	0,054	-6,4	38,3	1,3	0,050	-0,2	38,3	1,0	0,195
-3,5	38,1	1,0	0,084	-4,8	38,2	1,1	0,055	-6,3	38,3	1,3	0,049	-0,1	38,3	1,0	0,186
-3,4	38,1	1,0	0,079	-4,7	38,2	1,1	0,056	-6,2	38,3	1,3	0,047	0,0	38,3	1,0	0,156
-3,3	38,1	1,0	0,074	-4,6	38,2	1,1	0,058	-6,1	38,3	1,3	0,048	0,1	38,3	1,0	0,118
-3,2	38,1	1,0	0,071	-4,5	38,2	1,1	0,058	-6,0	38,3	1,3	0,048	0,2	38,3	1,0	0,097
-3,1	38,1	1,0	0,069	-4,4	38,2	1,1	0,059	-5,9	38,3	1,3	0,048	-7,4	38,4	1,2	0,074
-3,0	38,1	1,0	0,068	-4,3	38,2	1,1	0,061	-5,8	38,3	1,3	0,048	-7,3	38,4	1,2	0,071
-2,9	38,1	1,0	0,067	-4,2	38,2	1,0	0,063	-5,7	38,3	1,3	0,047	-7,2	38,4	1,2	0,068
-2,8	38,1	1,0	0,068	-4,1	38,2	1,0	0,065	-5,6	38,3	1,3	0,047	-7,1	38,4	1,2	0,065
-2,7	38,1	1,0	0,070	-4,0	38,2	1,0	0,067	-5,5	38,3	1,3	0,046	-7,0	38,4	1,3	0,061
-2,6	38,1	1,0	0,074	-3,9	38,2	1,0	0,069	-5,4	38,3	1,2	0,047	-6,9	38,4	1,3	0,059
-2,5	38,1	1,0	0,079	-3,8	38,2	1,0	0,072	-5,3	38,3	1,2	0,047	-6,8	38,4	1,3	0,058
-2,4	38,1	1,0	0,086	-3,7	38,2	1,0	0,075	-5,2	38,3	1,2	0,047	-6,7	38,4	1,3	0,055
-2,3	38,1	1,0	0,094	-3,6	38,2	1,0	0,075	-5,1	38,3	1,2	0,047	-6,6	38,4	1,3	0,054
-2,2	38,1	1,0	0,103	-3,5	38,2	1,0	0,072	-5,0	38,3	1,2	0,047	-6,5	38,4	1,3	0,053
-2,1	38,1	1,0	0,114	-3,4	38,2	1,0	0,069	-4,9	38,3	1,2	0,047	-6,4	38,4	1,3	0,051
-2,0	38,1	1,0	0,127	-3,3	38,2	1,0	0,066	-4,8	38,3	1,2	0,049	-6,3	38,4	1,3	0,050
-1,9	38,1	1,0	0,137	-3,2	38,2	1,0	0,065	-4,7	38,3	1,2	0,050	-6,2	38,4	1,3	0,047
-1,8	38,1	1,0	0,143	-3,1	38,2	1,0	0,064	-4,6	38,3	1,1	0,049	-6,1	38,4	1,3	0,045
-1,7	38,1	1,0	0,152	-3,0	38,2	1,0	0,063	-4,5	38,3	1,1	0,052	-6,0	38,4	1,3	0,046
-1,6	38,1	1,0	0,160	-2,9	38,2	1,0	0,063	-4,4	38,3	1,1	0,051	-5,9	38,4	1,3	0,045
-1,5	38,1	1,0	0,175	-2,8	38,2	1,0	0,064	-4,3	38,3	1,1	0,054	-5,8	38,4	1,3	0,045
-1,4	38,1	1,0	0,197	-2,7	38,2	1,0	0,065	-4,2	38,3	1,1	0,055	-5,7	38,4	1,3	0,044
-1,3	38,1	1,0	0,208	-2,6	38,2	1,0	0,067	-4,1	38,3	1,0	0,055	-5,6	38,4	1,3	0,044
-1,2	38,1	1,0	0,216	-2,5	38,2	1,0	0,070	-4,0	38,3	1,0	0,057	-5,5	38,4	1,3	0,043
-1,1	38,1	1,0	0,219	-2,4	38,2	1,0	0,074	-3,9	38,3	1,0	0,058	-5,4	38,4	1,3	0,042
-1,0	38,1	1,0	0,222	-2,3	38,2	1,0	0,079	-3,8	38,3	1,0	0,058	-5,3	38,4	1,3	0,042
-0,9	38,1	1,0	0,225	-2,2	38,2	1,0	0,085	-3,7	38,3	1,0	0,060	-5,2	38,4	1,2	0,042
-0,8	38,1	1,0	0,227	-2,1	38,2	1,0	0,092	-3,6	38,3	1,0	0,060	-5,1	38,4	1,2	0,042
-0,7	38,1	1,0	0,225	-2,0	38,2	1,0	0,101	-3,5	38,3	1,0	0,058	-5,0	38,4	1,2	0,043
-0,6	38,1	1,0	0,223	-1,9	38,2	1,0	0,112	-3,4	38,3	1,0	0,058	-4,9	38,4	1,2	0,044
-0,5	38,1	1,0	0,218	-1,8	38,2	1,0	0,128	-3,3	38,3	1,0	0,057	-4,8	38,4	1,2	0,044
-0,4	38,1	1,0	0,212	-1,7	38,2	1,0	0,142	-3,2	38,3	1,0	0,057	-4,7	38,4	1,2	0,043
-0,3	38,1	1,0	0,205	-1,6	38,2	1,0	0,154	-3,1	38,3	1,0	0,058	-4,6	38,4	1,2	0,045
-0,2	38,1	1,0	0,189	-1,5	38,2	1,0	0,173	-3,0	38,3	1,0	0,058	-4,5	38,4	1,2	0,046
-0,1	38,1	1,0	0,163	-1,4	38,2	1,0	0,191	-2,9	38,3	1,0	0,060	-4,4	38,4	1,1	0,046
0,0	38,1	1,0	0,127	-1,3	38,2	1,0	0,200	-2,8	38,3	1,0	0,060	-4,3	38,4	1,1	0,046
0,1	38,1	1,0	0,099	-1,2	38,2	1,0	0,202	-2,7	38,3	1,0	0,060	-4,2	38,4	1,1	0,047
0,2	38,1	1,0	0,083	-1,1	38,2	1,0	0,196	-2,6	38,3	1,0	0,061	-4,1	38,4	1,1	0,048
-7,2	38,2	1,2	0,071	-1,0	38,2	1,0	0,198	-2,5	38,3	1,0	0,064	-4,0	38,4	1,0	0,048
-7,1	38,2	1,2	0,068	-0,9	38,2	1,0	0,203	-2,4	38,3	1,0	0,067	-3,9	38,4	1,0	0,049
-7,0	38,2	1,3	0,066	-0,8	38,2	1,0	0,210	-2,3	38,3	1,0	0,070	-3,8	38,4	1,0	0,049
-6,9	38,2	1,3	0,062	-0,7	38,2	1,0	0,214	-2,2	38,3	1,0	0,074	-3,7	38,4	1,0	0,049
-6,8	38,2	1,3	0,061	-0,6	38,2	1,0	0,216	-2,1	38,3	1,0	0,079	-3,6	38,4	1,0	0,049
-6,7	38,2	1,3	0,057	-0,5	38,2	1,0	0,215	-2,0	38,3	1,0	0,084	-3,5	38,4	1,0	0,049
-6,6	38,2	1,3	0,056	-0,4	38,2	1,0	0,212	-1,9	38,3	1,0	0,092	-3,4	38,4	1,0	0,049
-6,5	38,2	1,3	0,054	-0,3	38,2	1,0	0,208	-1,8	38,3	1,0	0,103	-3,3	38,4	1,0	0,049

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-3,2	38,4	1,0	0,050	-4,8	38,5	1,2	0,040	-6,8	38,6	1,3	0,056	0,2	38,6	1,0	0,128
-3,1	38,4	1,0	0,052	-4,7	38,5	1,2	0,039	-6,7	38,6	1,3	0,054	0,3	38,6	1,0	0,121
-3,0	38,4	1,0	0,053	-4,6	38,5	1,2	0,041	-6,6	38,6	1,3	0,053	0,4	38,6	1,0	0,113
-2,9	38,4	1,0	0,055	-4,5	38,5	1,2	0,042	-6,5	38,6	1,3	0,053	0,5	38,6	1,0	0,101
-2,8	38,4	1,0	0,055	-4,4	38,5	1,2	0,041	-6,4	38,6	1,3	0,052	0,6	38,6	1,0	0,083
-2,7	38,4	1,0	0,056	-4,3	38,5	1,1	0,042	-6,3	38,6	1,3	0,051	1,2	38,6	1,0	0,040
-2,6	38,4	1,0	0,057	-4,2	38,5	1,1	0,042	-6,2	38,6	1,3	0,048	1,3	38,6	1,0	0,040
-2,5	38,4	1,0	0,059	-4,1	38,5	1,1	0,042	-6,1	38,6	1,3	0,044	1,4	38,6	1,0	0,040
-2,4	38,4	1,0	0,061	-4,0	38,5	1,1	0,042	-6,0	38,6	1,3	0,042	1,5	38,6	1,0	0,040
-2,3	38,4	1,0	0,063	-3,9	38,5	1,0	0,042	-5,9	38,6	1,3	0,040	1,6	38,6	1,0	0,040
-2,2	38,4	1,0	0,067	-3,8	38,5	1,0	0,042	-5,8	38,6	1,3	0,038	1,7	38,6	1,0	0,040
-2,1	38,4	1,0	0,071	-3,7	38,5	1,0	0,042	-5,7	38,6	1,3	0,036	-7,2	38,7	1,3	0,066
-2,0	38,4	1,0	0,076	-3,6	38,5	1,0	0,042	-5,6	38,6	1,3	0,038	-7,1	38,7	1,3	0,063
-1,9	38,4	1,0	0,082	-3,5	38,5	1,0	0,042	-4,7	38,6	1,2	0,037	-7,0	38,7	1,3	0,059
-1,8	38,4	1,0	0,090	-3,4	38,5	1,0	0,043	-4,6	38,6	1,2	0,038	-6,9	38,7	1,3	0,057
-1,7	38,4	1,0	0,101	-3,3	38,5	1,0	0,044	-4,5	38,6	1,2	0,038	-6,8	38,7	1,3	0,055
-1,6	38,4	1,0	0,114	-3,2	38,5	1,0	0,044	-4,4	38,6	1,2	0,036	-6,7	38,7	1,3	0,054
-1,5	38,4	1,0	0,132	-3,1	38,5	1,0	0,045	-4,3	38,6	1,2	0,036	-6,6	38,7	1,3	0,052
-1,4	38,4	1,0	0,149	-3,0	38,5	1,0	0,046	-4,2	38,6	1,1	0,036	-6,5	38,7	1,3	0,051
-1,3	38,4	1,0	0,157	-2,9	38,5	1,0	0,048	-4,1	38,6	1,1	0,037	-6,4	38,7	1,3	0,050
-1,2	38,4	1,0	0,159	-2,8	38,5	1,0	0,049	-4,0	38,6	1,1	0,036	-6,3	38,7	1,3	0,049
-1,1	38,4	1,0	0,167	-2,7	38,5	1,0	0,051	-3,9	38,6	1,1	0,037	-6,2	38,7	1,3	0,047
-1,0	38,4	1,0	0,169	-2,6	38,5	1,0	0,052	-3,8	38,6	1,0	0,037	-6,1	38,7	1,3	0,044
-0,9	38,4	1,0	0,173	-2,5	38,5	1,0	0,054	-3,7	38,6	1,0	0,037	-6,0	38,7	1,3	0,041
-0,8	38,4	1,0	0,173	-2,4	38,5	1,0	0,056	-3,6	38,6	1,0	0,038	-5,9	38,7	1,3	0,039
-0,7	38,4	1,0	0,171	-2,3	38,5	1,0	0,059	-3,5	38,6	1,0	0,038	-3,2	38,7	1,0	0,035
-0,6	38,4	1,0	0,168	-2,2	38,5	1,0	0,062	-3,4	38,6	1,0	0,039	-3,1	38,7	1,0	0,036
-0,5	38,4	1,0	0,167	-2,1	38,5	1,0	0,066	-3,3	38,6	1,0	0,039	-3,0	38,7	1,0	0,036
-0,4	38,4	1,0	0,166	-2,0	38,5	1,0	0,070	-3,2	38,6	1,0	0,040	-2,9	38,7	1,0	0,036
-0,3	38,4	1,0	0,166	-1,9	38,5	1,0	0,075	-3,1	38,6	1,0	0,041	-2,8	38,7	1,0	0,038
-0,2	38,4	1,0	0,167	-1,8	38,5	1,0	0,082	-3,0	38,6	1,0	0,041	-2,7	38,7	1,0	0,039
-0,1	38,4	1,0	0,165	-1,7	38,5	1,0	0,090	-2,9	38,6	1,0	0,042	-2,6	38,7	1,0	0,041
0,0	38,4	1,0	0,152	-1,6	38,5	1,0	0,100	-2,8	38,6	1,0	0,043	-2,5	38,7	1,0	0,043
0,1	38,4	1,0	0,126	-1,5	38,5	1,0	0,110	-2,7	38,6	1,0	0,044	-2,4	38,7	1,0	0,046
0,2	38,4	1,0	0,107	-1,4	38,5	1,0	0,125	-2,6	38,6	1,0	0,046	-2,3	38,7	1,0	0,050
0,3	38,4	1,0	0,093	-1,3	38,5	1,0	0,140	-2,5	38,6	1,0	0,049	-2,2	38,7	1,0	0,053
0,4	38,4	1,0	0,083	-1,2	38,5	1,0	0,148	-2,4	38,6	1,0	0,052	-2,1	38,7	1,0	0,057
-7,3	38,5	1,2	0,071	-1,1	38,5	1,0	0,152	-2,3	38,6	1,0	0,055	-2,0	38,7	1,0	0,061
-7,2	38,5	1,2	0,067	-1,0	38,5	1,0	0,159	-2,2	38,6	1,0	0,058	-1,9	38,7	1,0	0,066
-7,1	38,5	1,3	0,064	-0,9	38,5	1,0	0,163	-2,1	38,6	1,0	0,061	-1,8	38,7	1,0	0,072
-7,0	38,5	1,3	0,061	-0,8	38,5	1,0	0,163	-2,0	38,6	1,0	0,065	-1,7	38,7	1,0	0,078
-6,9	38,5	1,3	0,059	-0,7	38,5	1,0	0,160	-1,9	38,6	1,0	0,071	-1,6	38,7	1,0	0,084
-6,8	38,5	1,3	0,056	-0,6	38,5	1,0	0,160	-1,8	38,6	1,0	0,077	-1,5	38,7	1,0	0,090
-6,7	38,5	1,3	0,055	-0,5	38,5	1,0	0,160	-1,7	38,6	1,0	0,084	-1,4	38,7	1,0	0,097
-6,6	38,5	1,3	0,054	-0,4	38,5	1,0	0,158	-1,6	38,6	1,0	0,090	-1,3	38,7	1,0	0,105
-6,5	38,5	1,3	0,053	-0,3	38,5	1,0	0,156	-1,5	38,6	1,0	0,097	-1,2	38,7	1,0	0,117
-6,4	38,5	1,3	0,052	-0,2	38,5	1,0	0,153	-1,4	38,6	1,0	0,106	-1,1	38,7	1,0	0,133
-6,3	38,5	1,3	0,051	-0,1	38,5	1,0	0,148	-1,3	38,6	1,0	0,117	-1,0	38,7	1,0	0,148
-6,2	38,5	1,3	0,048	0,0	38,5	1,0	0,141	-1,2	38,6	1,0	0,131	-0,9	38,7	1,0	0,155
-6,1	38,5	1,3	0,045	0,1	38,5	1,0	0,132	-1,1	38,6	1,0	0,142	-0,8	38,7	1,0	0,146
-6,0	38,5	1,3	0,043	0,2	38,5	1,0	0,122	-1,0	38,6	1,0	0,148	-0,7	38,7	1,0	0,154
-5,9	38,5	1,3	0,041	0,3	38,5	1,0	0,110	-0,9	38,6	1,0	0,156	-0,6	38,7	1,0	0,156
-5,8	38,5	1,3	0,042	0,4	38,5	1,0	0,098	-0,8	38,6	1,0	0,155	-0,5	38,7	1,0	0,158
-5,7	38,5	1,3	0,041	0,5	38,5	1,0	0,085	-0,7	38,6	1,0	0,157	-0,4	38,7	1,0	0,157
-5,6	38,5	1,3	0,040	1,3	38,5	1,0	0,040	-0,6	38,6	1,0	0,157	-0,3	38,7	1,0	0,154
-5,5	38,5	1,3	0,039	1,6	38,5	1,0	0,040	-0,5	38,6	1,0	0,156	-0,2	38,7	1,0	0,150
-5,4	38,5	1,3	0,039	-7,4	38,6	1,2	0,073	-0,4	38,6	1,0	0,155	-0,1	38,7	1,0	0,146
-5,3	38,5	1,3	0,039	-7,3	38,6	1,2	0,071	-0,3	38,6	1,0	0,153	0,0	38,7	1,0	0,141
-5,2	38,5	1,3	0,039	-7,2	38,6	1,3	0,067	-0,2	38,6	1,0	0,149	0,1	38,7	1,0	0,136
-5,1	38,5	1,2	0,038	-7,1	38,6	1,3	0,063	-0,1	38,6	1,0	0,144	0,2	38,7	1,0	0,129
-5,0	38,5	1,2	0,038	-7,0	38,6	1,3	0,059	0,0	38,6	1,0	0,139	0,3	38,7	1,0	0,123
-4,9	38,5	1,2	0,039	-6,9	38,6	1,3	0,057	0,1	38,6	1,0	0,133	0,4	38,7	1,0	0,116

Long	Lat	K	a <sub>gr</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gr</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gr</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gr</sub>
0,5	38,7	1,0	0,103	-7,2	38,9	1,3	0,063	-6,0	39,0	1,3	0,038	-1,0	39,1	1,0	0,118
1,2	38,7	1,0	0,040	-7,1	38,9	1,3	0,061	-2,4	39,0	1,0	0,037	-0,9	39,1	1,0	0,131
1,3	38,7	1,0	0,040	-7,0	38,9	1,3	0,058	-2,3	39,0	1,0	0,039	-0,8	39,1	1,0	0,141
1,4	38,7	1,0	0,040	-6,9	38,9	1,3	0,055	-2,2	39,0	1,0	0,041	-0,7	39,1	1,0	0,148
1,5	38,7	1,0	0,040	-6,8	38,9	1,3	0,053	-2,1	39,0	1,0	0,043	-0,6	39,1	1,0	0,153
1,6	38,7	1,0	0,040	-6,7	38,9	1,3	0,051	-2,0	39,0	1,0	0,046	-0,5	39,1	1,0	0,153
-7,3	38,8	1,3	0,068	-6,6	38,9	1,3	0,048	-1,9	39,0	1,0	0,047	-0,4	39,1	1,0	0,153
-7,2	38,8	1,3	0,064	-6,5	38,9	1,3	0,047	-1,8	39,0	1,0	0,052	-0,3	39,1	1,0	0,152
-7,1	38,8	1,3	0,062	-6,4	38,9	1,3	0,046	-1,7	39,0	1,0	0,056	-0,2	39,1	1,0	0,148
-7,0	38,8	1,3	0,059	-6,3	38,9	1,3	0,044	-1,6	39,0	1,0	0,062	-0,1	39,1	1,0	0,134
-6,9	38,8	1,3	0,056	-6,2	38,9	1,3	0,042	-1,5	39,0	1,0	0,067	0,0	39,1	1,0	0,131
-6,8	38,8	1,3	0,054	-6,1	38,9	1,3	0,041	-1,4	39,0	1,0	0,074	0,1	39,1	1,0	0,128
-6,7	38,8	1,3	0,052	-6,0	38,9	1,3	0,039	-1,3	39,0	1,0	0,081	0,2	39,1	1,0	0,124
-6,6	38,8	1,3	0,051	-5,9	38,9	1,3	0,038	-1,2	39,0	1,0	0,091	0,3	39,1	1,0	0,111
-6,5	38,8	1,3	0,050	-2,5	38,9	1,0	0,036	-1,1	39,0	1,0	0,105	0,4	39,1	1,0	0,090
-6,4	38,8	1,3	0,048	-2,4	38,9	1,0	0,039	-1,0	39,0	1,0	0,124	1,1	39,1	1,0	0,040
-6,3	38,8	1,3	0,047	-2,3	38,9	1,0	0,041	-0,9	39,0	1,0	0,138	1,2	39,1	1,0	0,040
-6,2	38,8	1,3	0,044	-2,2	38,9	1,0	0,044	-0,8	39,0	1,0	0,148	1,3	39,1	1,0	0,040
-6,1	38,8	1,3	0,042	-2,1	38,9	1,0	0,047	-0,7	39,0	1,0	0,157	1,4	39,1	1,0	0,040
-6,0	38,8	1,3	0,040	-2,0	38,9	1,0	0,050	-0,6	39,0	1,0	0,160	1,5	39,1	1,0	0,040
-5,9	38,8	1,3	0,039	-1,9	38,9	1,0	0,053	-0,5	39,0	1,0	0,162	1,6	39,1	1,0	0,040
-2,7	38,8	1,0	0,035	-1,8	38,9	1,0	0,057	-0,4	39,0	1,0	0,162	1,7	39,1	1,0	0,040
-2,6	38,8	1,0	0,037	-1,7	38,9	1,0	0,063	-0,3	39,0	1,0	0,142	2,7	39,1	1,0	0,040
-2,5	38,8	1,0	0,039	-1,6	38,9	1,0	0,070	-0,2	39,0	1,0	0,140	2,9	39,1	1,0	0,040
-2,4	38,8	1,0	0,042	-1,5	38,9	1,0	0,077	-0,1	39,0	1,0	0,142	3,2	39,1	1,0	0,040
-2,3	38,8	1,0	0,045	-1,4	38,9	1,0	0,083	0,0	39,0	1,0	0,139	-7,2	39,2	1,3	0,058
-2,2	38,8	1,0	0,048	-1,3	38,9	1,0	0,090	0,1	39,0	1,0	0,134	-7,1	39,2	1,3	0,054
-2,1	38,8	1,0	0,051	-1,2	38,9	1,0	0,098	0,2	39,0	1,0	0,129	-7,0	39,2	1,3	0,051
-2,0	38,8	1,0	0,055	-1,1	38,9	1,0	0,110	0,3	39,0	1,0	0,120	-6,9	39,2	1,3	0,048
-1,9	38,8	1,0	0,059	-1,0	38,9	1,0	0,128	0,4	39,0	1,0	0,101	-6,8	39,2	1,3	0,046
-1,8	38,8	1,0	0,065	-0,9	38,9	1,0	0,144	1,1	39,0	1,0	0,040	-6,7	39,2	1,3	0,044
-1,7	38,8	1,0	0,072	-0,8	38,9	1,0	0,152	1,2	39,0	1,0	0,040	-6,6	39,2	1,3	0,042
-1,6	38,8	1,0	0,078	-0,7	38,9	1,0	0,157	1,3	39,0	1,0	0,040	-6,5	39,2	1,3	0,041
-1,5	38,8	1,0	0,083	-0,6	38,9	1,0	0,163	1,4	39,0	1,0	0,040	-6,4	39,2	1,3	0,039
-1,4	38,8	1,0	0,089	-0,5	38,9	1,0	0,147	1,5	39,0	1,0	0,040	-6,3	39,2	1,3	0,038
-1,3	38,8	1,0	0,096	-0,4	38,9	1,0	0,153	1,6	39,0	1,0	0,040	-2,1	39,2	1,0	0,037
-1,2	38,8	1,0	0,105	-0,3	38,9	1,0	0,151	-7,3	39,1	1,3	0,062	-2,0	39,2	1,0	0,039
-1,1	38,8	1,0	0,117	-0,2	38,9	1,0	0,148	-7,2	39,1	1,3	0,060	-1,9	39,2	1,0	0,041
-1,0	38,8	1,0	0,133	-0,1	38,9	1,0	0,144	-7,1	39,1	1,3	0,056	-1,8	39,2	1,0	0,045
-0,9	38,8	1,0	0,148	0,0	38,9	1,0	0,142	-7,0	39,1	1,3	0,054	-1,7	39,2	1,0	0,047
-0,8	38,8	1,0	0,155	0,1	38,9	1,0	0,137	-6,9	39,1	1,3	0,051	-1,6	39,2	1,0	0,051
-0,7	38,8	1,0	0,159	0,2	38,9	1,0	0,132	-6,8	39,1	1,3	0,048	-1,5	39,2	1,0	0,056
-0,6	38,8	1,0	0,154	0,3	38,9	1,0	0,124	-6,7	39,1	1,3	0,046	-1,4	39,2	1,0	0,063
-0,5	38,8	1,0	0,156	0,4	38,9	1,0	0,110	-6,6	39,1	1,3	0,044	-1,3	39,2	1,0	0,070
-0,4	38,8	1,0	0,155	1,1	38,9	1,0	0,040	-6,5	39,1	1,3	0,042	-1,2	39,2	1,0	0,080
-0,3	38,8	1,0	0,155	1,2	38,9	1,0	0,040	-6,4	39,1	1,3	0,041	-1,1	39,2	1,0	0,095
-0,2	38,8	1,0	0,151	1,3	38,9	1,0	0,040	-6,3	39,1	1,3	0,040	-1,0	39,2	1,0	0,113
-0,1	38,8	1,0	0,147	1,4	38,9	1,0	0,040	-6,2	39,1	1,3	0,039	-0,9	39,2	1,0	0,126
0,0	38,8	1,0	0,142	1,5	38,9	1,0	0,040	-6,1	39,1	1,3	0,037	-0,8	39,2	1,0	0,131
0,1	38,8	1,0	0,137	1,6	38,9	1,0	0,040	-2,3	39,1	1,0	0,037	-0,7	39,2	1,0	0,137
0,2	38,8	1,0	0,131	-7,2	39,0	1,3	0,061	-2,2	39,1	1,0	0,039	-0,6	39,2	1,0	0,141
0,3	38,8	1,0	0,124	-7,1	39,0	1,3	0,059	-2,1	39,1	1,0	0,039	-0,5	39,2	1,0	0,143
0,4	38,8	1,0	0,114	-7,0	39,0	1,3	0,056	-2,0	39,1	1,0	0,041	-0,4	39,2	1,0	0,144
0,5	38,8	1,0	0,097	-6,9	39,0	1,3	0,054	-1,9	39,1	1,0	0,044	-0,3	39,2	1,0	0,143
0,6	38,8	1,0	0,077	-6,8	39,0	1,3	0,051	-1,8	39,1	1,0	0,048	-0,2	39,2	1,0	0,141
1,1	38,8	1,0	0,040	-6,7	39,0	1,3	0,049	-1,7	39,1	1,0	0,051	-0,1	39,2	1,0	0,139
1,2	38,8	1,0	0,040	-6,6	39,0	1,3	0,046	-1,6	39,1	1,0	0,055	0,0	39,2	1,0	0,135
1,3	38,8	1,0	0,040	-6,5	39,0	1,3	0,044	-1,5	39,1	1,0	0,060	0,1	39,2	1,0	0,129
1,4	38,8	1,0	0,040	-6,4	39,0	1,3	0,043	-1,4	39,1	1,0	0,066	0,2	39,2	1,0	0,115
1,5	38,8	1,0	0,040	-6,3	39,0	1,3	0,042	-1,3	39,1	1,0	0,074	0,3	39,2	1,0	0,099
1,6	38,8	1,0	0,040	-6,2	39,0	1,3	0,040	-1,2	39,1	1,0	0,084	0,4	39,2	1,0	0,080
1,7	38,8	1,0	0,040	-6,1	39,0	1,3	0,039	-1,1	39,1	1,0	0,100	0,5	39,2	1,0	0,066

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
1,2	39,2	1,0	0,040	-7,1	39,4	1,3	0,049	-0,9	39,5	1,0	0,089	2,5	39,6	1,0	0,040
1,3	39,2	1,0	0,040	-7,0	39,4	1,3	0,046	-0,8	39,5	1,0	0,096	2,6	39,6	1,0	0,040
1,4	39,2	1,0	0,040	-6,9	39,4	1,3	0,044	-0,7	39,5	1,0	0,101	2,7	39,6	1,0	0,042
1,5	39,2	1,0	0,040	-6,8	39,4	1,3	0,042	-0,6	39,5	1,0	0,103	2,8	39,6	1,0	0,044
1,6	39,2	1,0	0,040	-6,7	39,4	1,3	0,040	-0,5	39,5	1,0	0,104	2,9	39,6	1,0	0,044
1,7	39,2	1,0	0,040	-6,6	39,4	1,3	0,039	-0,4	39,5	1,0	0,104	3,0	39,6	1,0	0,044
2,6	39,2	1,0	0,040	-6,5	39,4	1,3	0,038	-0,3	39,5	1,0	0,102	3,1	39,6	1,0	0,045
2,7	39,2	1,0	0,040	-1,9	39,4	1,0	0,038	-0,2	39,5	1,0	0,101	3,2	39,6	1,0	0,043
2,8	39,2	1,0	0,040	-1,8	39,4	1,0	0,041	-0,1	39,5	1,0	0,098	3,3	39,6	1,0	0,040
2,9	39,2	1,0	0,040	-1,7	39,4	1,0	0,043	0,0	39,5	1,0	0,095	3,4	39,6	1,0	0,040
3,0	39,2	1,0	0,040	-1,6	39,4	1,0	0,046	0,1	39,5	1,0	0,090	3,5	39,6	1,0	0,040
3,1	39,2	1,0	0,040	-1,5	39,4	1,0	0,050	0,2	39,5	1,0	0,082	-7,6	39,7	1,1	0,059
3,2	39,2	1,0	0,040	-1,4	39,4	1,0	0,055	0,3	39,5	1,0	0,070	-7,5	39,7	1,1	0,055
3,4	39,2	1,0	0,040	-1,3	39,4	1,0	0,062	2,2	39,5	1,0	0,040	-7,4	39,7	1,1	0,050
-7,4	39,3	1,2	0,060	-1,2	39,4	1,0	0,070	2,3	39,5	1,0	0,040	-7,3	39,7	1,1	0,047
-7,3	39,3	1,3	0,058	-1,1	39,4	1,0	0,081	2,4	39,5	1,0	0,040	-7,2	39,7	1,1	0,045
-7,2	39,3	1,3	0,056	-1,0	39,4	1,0	0,095	2,5	39,5	1,0	0,040	-7,1	39,7	1,1	0,043
-7,1	39,3	1,3	0,052	-0,9	39,4	1,0	0,107	2,6	39,5	1,0	0,040	-7,0	39,7	1,1	0,042
-7,0	39,3	1,3	0,048	-0,8	39,4	1,0	0,115	2,7	39,5	1,0	0,040	-6,9	39,7	1,2	0,040
-6,9	39,3	1,3	0,045	-0,7	39,4	1,0	0,120	2,8	39,5	1,0	0,040	-6,8	39,7	1,2	0,039
-6,8	39,3	1,3	0,043	-0,6	39,4	1,0	0,122	2,9	39,5	1,0	0,040	-6,7	39,7	1,2	0,038
-6,7	39,3	1,3	0,042	-0,5	39,4	1,0	0,123	3,0	39,5	1,0	0,040	-1,7	39,7	1,0	0,039
-6,6	39,3	1,3	0,040	-0,4	39,4	1,0	0,123	3,1	39,5	1,0	0,040	-1,6	39,7	1,0	0,042
-6,5	39,3	1,3	0,039	-0,3	39,4	1,0	0,121	3,2	39,5	1,0	0,040	-1,5	39,7	1,0	0,045
-6,4	39,3	1,3	0,038	-0,2	39,4	1,0	0,119	3,3	39,5	1,0	0,040	-1,4	39,7	1,0	0,048
-2,0	39,3	1,0	0,038	-0,1	39,4	1,0	0,116	3,4	39,5	1,0	0,040	-1,3	39,7	1,0	0,051
-1,9	39,3	1,0	0,040	0,0	39,4	1,0	0,114	3,5	39,5	1,0	0,040	-1,2	39,7	1,0	0,055
-1,8	39,3	1,0	0,042	0,1	39,4	1,0	0,109	3,6	39,5	1,0	0,040	-1,1	39,7	1,0	0,059
-1,7	39,3	1,0	0,045	0,2	39,4	1,0	0,098	-7,5	39,6	1,2	0,057	-1,0	39,7	1,0	0,062
-1,6	39,3	1,0	0,049	0,3	39,4	1,0	0,083	-7,4	39,6	1,2	0,052	-0,9	39,7	1,0	0,065
-1,5	39,3	1,0	0,054	2,2	39,4	1,0	0,040	-7,3	39,6	1,2	0,049	-0,8	39,7	1,0	0,069
-1,4	39,3	1,0	0,060	2,4	39,4	1,0	0,040	-7,2	39,6	1,2	0,047	-0,7	39,7	1,0	0,072
-1,3	39,3	1,0	0,067	2,5	39,4	1,0	0,040	-7,1	39,6	1,2	0,045	-0,6	39,7	1,0	0,073
-1,2	39,3	1,0	0,076	2,6	39,4	1,0	0,040	-7,0	39,6	1,2	0,043	-0,5	39,7	1,0	0,073
-1,1	39,3	1,0	0,089	2,7	39,4	1,0	0,040	-6,9	39,6	1,2	0,042	-0,4	39,7	1,0	0,072
-1,0	39,3	1,0	0,106	2,8	39,4	1,0	0,040	-6,8	39,6	1,2	0,040	-0,3	39,7	1,0	0,071
-0,9	39,3	1,0	0,118	2,9	39,4	1,0	0,040	-6,7	39,6	1,3	0,039	-0,2	39,7	1,0	0,069
-0,8	39,3	1,0	0,125	3,0	39,4	1,0	0,040	-1,8	39,6	1,0	0,038	-0,1	39,7	1,0	0,067
-0,7	39,3	1,0	0,130	3,1	39,4	1,0	0,040	-1,7	39,6	1,0	0,040	0,0	39,7	1,0	0,065
-0,6	39,3	1,0	0,132	3,2	39,4	1,0	0,040	-1,6	39,6	1,0	0,042	0,1	39,7	1,0	0,062
-0,5	39,3	1,0	0,134	3,3	39,4	1,0	0,040	-1,5	39,6	1,0	0,045	0,2	39,7	1,0	0,058
-0,4	39,3	1,0	0,134	3,4	39,4	1,0	0,040	-1,4	39,6	1,0	0,049	0,3	39,7	1,0	0,054
-0,3	39,3	1,0	0,132	-7,6	39,5	1,2	0,063	-1,3	39,6	1,0	0,053	0,4	39,7	1,0	0,049
-0,2	39,3	1,0	0,130	-7,4	39,5	1,2	0,055	-1,2	39,6	1,0	0,058	0,6	39,7	1,0	0,038
-0,1	39,3	1,0	0,128	-7,3	39,5	1,2	0,052	-1,1	39,6	1,0	0,063	2,2	39,7	1,0	0,040
0,0	39,3	1,0	0,126	-7,2	39,5	1,2	0,049	-1,0	39,6	1,0	0,069	2,3	39,7	1,0	0,040
0,1	39,3	1,0	0,121	-7,1	39,5	1,2	0,046	-0,9	39,6	1,0	0,075	2,4	39,7	1,0	0,040
0,2	39,3	1,0	0,110	-7,0	39,5	1,3	0,044	-0,8	39,6	1,0	0,080	2,5	39,7	1,0	0,040
0,3	39,3	1,0	0,093	-6,9	39,5	1,3	0,043	-0,7	39,6	1,0	0,084	2,6	39,7	1,0	0,040
2,4	39,3	1,0	0,040	-6,8	39,5	1,3	0,041	-0,6	39,6	1,0	0,086	2,7	39,7	1,0	0,041
2,6	39,3	1,0	0,040	-6,7	39,5	1,3	0,039	-0,5	39,6	1,0	0,086	2,8	39,7	1,0	0,042
2,7	39,3	1,0	0,040	-6,6	39,5	1,3	0,038	-0,4	39,6	1,0	0,086	2,9	39,7	1,0	0,043
2,8	39,3	1,0	0,040	-1,9	39,5	1,0	0,037	-0,3	39,6	1,0	0,085	3,0	39,7	1,0	0,042
2,9	39,3	1,0	0,040	-1,8	39,5	1,0	0,039	-0,2	39,6	1,0	0,083	3,1	39,7	1,0	0,040
3,0	39,3	1,0	0,040	-1,7	39,5	1,0	0,041	-0,1	39,6	1,0	0,080	3,2	39,7	1,0	0,040
3,1	39,3	1,0	0,040	-1,6	39,5	1,0	0,044	0,0	39,6	1,0	0,078	3,3	39,7	1,0	0,040
3,2	39,3	1,0	0,040	-1,5	39,5	1,0	0,047	0,1	39,6	1,0	0,074	3,4	39,7	1,0	0,040
3,3	39,3	1,0	0,040	-1,4	39,5	1,0	0,051	0,2	39,6	1,0	0,067	3,5	39,7	1,0	0,040
3,4	39,3	1,0	0,040	-1,3	39,5	1,0	0,056	0,3	39,6	1,0	0,060	3,6	39,7	1,0	0,040
3,5	39,3	1,0	0,040	-1,2	39,5	1,0	0,063	2,2	39,6	1,0	0,040	4,1	39,7	1,0	0,040
-7,3	39,4	1,2	0,055	-1,1	39,5	1,0	0,071	2,3	39,6	1,0	0,040	4,2	39,7	1,0	0,040
-7,2	39,4	1,3	0,052	-1,0	39,5	1,0	0,080	2,4	39,6	1,0	0,040	4,3	39,7	1,0	0,040

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
4,4	39,7	1,0	0,040	-0,5	39,9	1,0	0,055	2,8	40,0	1,0	0,040	-1,6	40,2	1,0	0,044
-7,1	39,8	1,1	0,042	-0,4	39,9	1,0	0,056	2,9	40,0	1,0	0,040	-1,5	40,2	1,0	0,047
-7,0	39,8	1,1	0,041	-0,3	39,9	1,0	0,055	3,0	40,0	1,0	0,040	-1,4	40,2	1,0	0,048
-6,9	39,8	1,1	0,039	-0,2	39,9	1,0	0,054	3,1	40,0	1,0	0,040	-1,3	40,2	1,0	0,049
-6,8	39,8	1,2	0,038	-0,1	39,9	1,0	0,053	3,2	40,0	1,0	0,040	-1,2	40,2	1,0	0,051
-1,7	39,8	1,0	0,039	0,0	39,9	1,0	0,052	3,3	40,0	1,0	0,040	-1,1	40,2	1,0	0,049
-1,6	39,8	1,0	0,042	0,1	39,9	1,0	0,050	3,4	40,0	1,0	0,040	-1,0	40,2	1,0	0,047
-1,5	39,8	1,0	0,045	0,2	39,9	1,0	0,049	3,7	40,0	1,0	0,040	-0,9	40,2	1,0	0,046
-1,4	39,8	1,0	0,047	0,3	39,9	1,0	0,047	3,8	40,0	1,0	0,040	-0,8	40,2	1,0	0,045
-1,3	39,8	1,0	0,050	0,4	39,9	1,0	0,044	3,9	40,0	1,0	0,040	-0,7	40,2	1,0	0,044
-1,2	39,8	1,0	0,052	0,5	39,9	1,0	0,041	4,0	40,0	1,0	0,040	-0,6	40,2	1,0	0,044
-1,1	39,8	1,0	0,054	0,6	39,9	1,0	0,038	4,1	40,0	1,0	0,040	-0,5	40,2	1,0	0,044
-1,0	39,8	1,0	0,056	0,7	39,9	1,0	0,034	4,2	40,0	1,0	0,040	-0,4	40,2	1,0	0,044
-0,9	39,8	1,0	0,058	2,4	39,9	1,0	0,040	4,3	40,0	1,0	0,040	-0,3	40,2	1,0	0,044
-0,8	39,8	1,0	0,059	2,5	39,9	1,0	0,040	4,4	40,0	1,0	0,040	-0,2	40,2	1,0	0,044
-0,7	39,8	1,0	0,061	2,6	39,9	1,0	0,040	-7,1	40,1	1,0	0,041	-0,1	40,2	1,0	0,044
-0,6	39,8	1,0	0,061	2,7	39,9	1,0	0,040	-7,0	40,1	1,0	0,039	0,0	40,2	1,0	0,044
-0,5	39,8	1,0	0,062	2,8	39,9	1,0	0,040	-1,9	40,1	1,0	0,038	0,1	40,2	1,0	0,044
-0,4	39,8	1,0	0,062	2,9	39,9	1,0	0,040	-1,8	40,1	1,0	0,040	0,2	40,2	1,0	0,043
-0,3	39,8	1,0	0,062	3,0	39,9	1,0	0,040	-1,7	40,1	1,0	0,042	0,3	40,2	1,0	0,042
-0,2	39,8	1,0	0,060	3,1	39,9	1,0	0,040	-1,6	40,1	1,0	0,044	0,4	40,2	1,0	0,041
-0,1	39,8	1,0	0,059	3,2	39,9	1,0	0,040	-1,5	40,1	1,0	0,046	0,5	40,2	1,0	0,040
0,0	39,8	1,0	0,057	3,3	39,9	1,0	0,040	-1,4	40,1	1,0	0,048	0,6	40,2	1,0	0,039
0,1	39,8	1,0	0,055	3,4	39,9	1,0	0,040	-1,3	40,1	1,0	0,051	0,7	40,2	1,0	0,038
0,2	39,8	1,0	0,052	3,5	39,9	1,0	0,040	-1,2	40,1	1,0	0,051	0,8	40,2	1,0	0,035
0,3	39,8	1,0	0,049	3,6	39,9	1,0	0,040	-1,1	40,1	1,0	0,049	0,9	40,2	1,0	0,033
0,4	39,8	1,0	0,046	3,7	39,9	1,0	0,040	-1,0	40,1	1,0	0,048	3,7	40,2	1,0	0,040
0,5	39,8	1,0	0,042	3,8	39,9	1,0	0,040	-0,9	40,1	1,0	0,047	3,8	40,2	1,0	0,040
2,3	39,8	1,0	0,040	3,9	39,9	1,0	0,040	-0,8	40,1	1,0	0,047	3,9	40,2	1,0	0,040
2,4	39,8	1,0	0,040	4,0	39,9	1,0	0,040	-0,7	40,1	1,0	0,047	4,0	40,2	1,0	0,040
2,5	39,8	1,0	0,040	4,1	39,9	1,0	0,040	-0,6	40,1	1,0	0,047	4,1	40,2	1,0	0,040
2,6	39,8	1,0	0,040	4,2	39,9	1,0	0,040	-0,5	40,1	1,0	0,047	4,2	40,2	1,0	0,040
2,7	39,8	1,0	0,040	4,3	39,9	1,0	0,040	-0,4	40,1	1,0	0,047	4,3	40,2	1,0	0,040
2,8	39,8	1,0	0,040	4,4	39,9	1,0	0,040	-0,3	40,1	1,0	0,047	-7,1	40,3	1,0	0,041
2,9	39,8	1,0	0,040	-1,9	40,0	1,0	0,037	-0,2	40,1	1,0	0,047	-7,0	40,3	1,0	0,040
3,0	39,8	1,0	0,041	-1,8	40,0	1,0	0,039	-0,1	40,1	1,0	0,047	-1,9	40,3	1,0	0,039
3,1	39,8	1,0	0,040	-1,7	40,0	1,0	0,041	0,0	40,1	1,0	0,046	-1,8	40,3	1,0	0,040
3,2	39,8	1,0	0,040	-1,6	40,0	1,0	0,043	0,1	40,1	1,0	0,045	-1,7	40,3	1,0	0,042
3,3	39,8	1,0	0,040	-1,5	40,0	1,0	0,046	0,2	40,1	1,0	0,044	-1,6	40,3	1,0	0,044
3,4	39,8	1,0	0,040	-1,4	40,0	1,0	0,048	0,3	40,1	1,0	0,043	-1,5	40,3	1,0	0,045
3,5	39,8	1,0	0,040	-1,3	40,0	1,0	0,051	0,4	40,1	1,0	0,042	-1,4	40,3	1,0	0,046
3,7	39,8	1,0	0,040	-1,2	40,0	1,0	0,051	0,5	40,1	1,0	0,040	-1,3	40,3	1,0	0,047
3,9	39,8	1,0	0,040	-1,1	40,0	1,0	0,050	0,6	40,1	1,0	0,039	-1,2	40,3	1,0	0,049
4,1	39,8	1,0	0,040	-1,0	40,0	1,0	0,049	0,7	40,1	1,0	0,036	-1,1	40,3	1,0	0,049
4,2	39,8	1,0	0,040	-0,9	40,0	1,0	0,049	0,8	40,1	1,0	0,033	-1,0	40,3	1,0	0,047
4,3	39,8	1,0	0,040	-0,8	40,0	1,0	0,049	2,9	40,1	1,0	0,040	-0,9	40,3	1,0	0,045
4,4	39,8	1,0	0,040	-0,7	40,0	1,0	0,050	3,0	40,1	1,0	0,040	-0,8	40,3	1,0	0,044
-7,0	39,9	1,1	0,040	-0,6	40,0	1,0	0,050	3,1	40,1	1,0	0,040	-0,7	40,3	1,0	0,043
-6,9	39,9	1,1	0,038	-0,5	40,0	1,0	0,051	3,2	40,1	1,0	0,040	-0,6	40,3	1,0	0,042
-1,8	39,9	1,0	0,037	-0,4	40,0	1,0	0,051	3,3	40,1	1,0	0,040	-0,5	40,3	1,0	0,042
-1,7	39,9	1,0	0,040	-0,3	40,0	1,0	0,051	3,7	40,1	1,0	0,040	-0,4	40,3	1,0	0,042
-1,6	39,9	1,0	0,042	-0,2	40,0	1,0	0,050	3,8	40,1	1,0	0,040	-0,3	40,3	1,0	0,042
-1,5	39,9	1,0	0,045	-0,1	40,0	1,0	0,049	3,9	40,1	1,0	0,040	-0,2	40,3	1,0	0,043
-1,4	39,9	1,0	0,047	0,0	40,0	1,0	0,049	4,0	40,1	1,0	0,040	-0,1	40,3	1,0	0,043
-1,3	39,9	1,0	0,050	0,1	40,0	1,0	0,048	4,1	40,1	1,0	0,040	0,0	40,3	1,0	0,043
-1,2	39,9	1,0	0,051	0,2	40,0	1,0	0,046	4,2	40,1	1,0	0,040	0,1	40,3	1,0	0,043
-1,1	39,9	1,0	0,052	0,3	40,0	1,0	0,045	4,3	40,1	1,0	0,040	0,2	40,3	1,0	0,042
-1,0	39,9	1,0	0,053	0,4	40,0	1,0	0,043	4,4	40,1	1,0	0,040	0,3	40,3	1,0	0,042
-0,9	39,9	1,0	0,053	0,5	40,0	1,0	0,040	-7,0	40,2	1,0	0,039	0,4	40,3	1,0	0,042
-0,8	39,9	1,0	0,054	0,6	40,0	1,0	0,038	-1,9	40,2	1,0	0,038	0,5	40,3	1,0	0,041
-0,7	39,9	1,0	0,054	2,6	40,0	1,0	0,040	-1,8	40,2	1,0	0,040	0,6	40,3	1,0	0,040
-0,6	39,9	1,0	0,055	2,7	40,0	1,0	0,040	-1,7	40,2	1,0	0,042	0,7	40,3	1,0	0,039

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
0,8	40,3	1,0	0,038	0,4	40,5	1,0	0,044	0,1	40,7	1,0	0,041	-1,3	40,9	1,0	0,039
0,9	40,3	1,0	0,036	0,5	40,5	1,0	0,045	0,2	40,7	1,0	0,042	-1,2	40,9	1,0	0,039
1,1	40,3	1,0	0,030	0,6	40,5	1,0	0,045	0,3	40,7	1,0	0,043	-1,1	40,9	1,0	0,039
-2,0	40,4	1,0	0,038	0,7	40,5	1,0	0,045	0,4	40,7	1,0	0,044	-1,0	40,9	1,0	0,038
-1,9	40,4	1,0	0,039	0,8	40,5	1,0	0,044	0,5	40,7	1,0	0,047	-0,9	40,9	1,0	0,037
-1,8	40,4	1,0	0,041	0,9	40,5	1,0	0,043	0,6	40,7	1,0	0,046	0,2	40,9	1,0	0,037
-1,7	40,4	1,0	0,042	1,0	40,5	1,0	0,041	0,7	40,7	1,0	0,048	0,3	40,9	1,0	0,040
-1,6	40,4	1,0	0,043	1,1	40,5	1,0	0,039	0,8	40,7	1,0	0,046	0,4	40,9	1,0	0,043
-1,5	40,4	1,0	0,044	1,2	40,5	1,0	0,036	0,9	40,7	1,0	0,046	0,5	40,9	1,0	0,047
-1,4	40,4	1,0	0,045	1,3	40,5	1,0	0,033	1,0	40,7	1,0	0,048	0,6	40,9	1,0	0,048
-1,3	40,4	1,0	0,046	1,4	40,5	1,0	0,031	1,1	40,7	1,0	0,047	0,7	40,9	1,0	0,050
-1,2	40,4	1,0	0,047	-6,8	40,6	1,0	0,038	1,2	40,7	1,0	0,046	0,8	40,9	1,0	0,051
-1,1	40,4	1,0	0,048	-6,7	40,6	1,0	0,035	1,3	40,7	1,0	0,045	0,9	40,9	1,0	0,053
-1,0	40,4	1,0	0,046	-2,0	40,6	1,0	0,038	1,4	40,7	1,0	0,044	1,0	40,9	1,0	0,052
-0,9	40,4	1,0	0,044	-1,9	40,6	1,0	0,040	1,8	40,7	1,0	0,036	1,1	40,9	1,0	0,052
-0,8	40,4	1,0	0,043	-1,8	40,6	1,0	0,040	-6,8	40,8	1,0	0,042	1,2	40,9	1,0	0,053
-0,7	40,4	1,0	0,042	-1,7	40,6	1,0	0,041	-6,7	40,8	1,0	0,040	1,3	40,9	1,0	0,054
-0,6	40,4	1,0	0,041	-1,6	40,6	1,0	0,041	-6,6	40,8	1,0	0,038	1,4	40,9	1,0	0,055
-0,5	40,4	1,0	0,040	-1,5	40,6	1,0	0,042	-2,0	40,8	1,0	0,036	1,5	40,9	1,0	0,056
-0,4	40,4	1,0	0,041	-1,4	40,6	1,0	0,044	-1,9	40,8	1,0	0,037	1,6	40,9	1,0	0,057
-0,3	40,4	1,0	0,041	-1,3	40,6	1,0	0,045	-1,8	40,8	1,0	0,040	1,7	40,9	1,0	0,055
-0,2	40,4	1,0	0,041	-1,2	40,6	1,0	0,046	-1,7	40,8	1,0	0,040	1,8	40,9	1,0	0,052
-0,1	40,4	1,0	0,042	-1,1	40,6	1,0	0,047	-1,6	40,8	1,0	0,041	1,9	40,9	1,0	0,050
0,0	40,4	1,0	0,042	-1,0	40,6	1,0	0,046	-1,5	40,8	1,0	0,041	2,0	40,9	1,0	0,048
0,1	40,4	1,0	0,042	-0,9	40,6	1,0	0,043	-1,4	40,8	1,0	0,041	2,1	40,9	1,0	0,047
0,2	40,4	1,0	0,042	-0,8	40,6	1,0	0,041	-1,3	40,8	1,0	0,042	2,2	40,9	1,0	0,045
0,3	40,4	1,0	0,042	-0,7	40,6	1,0	0,040	-1,2	40,8	1,0	0,042	2,3	40,9	1,0	0,043
0,4	40,4	1,0	0,043	-0,6	40,6	1,0	0,038	-1,1	40,8	1,0	0,042	2,4	40,9	1,0	0,042
0,5	40,4	1,0	0,043	-0,2	40,6	1,0	0,038	-1,0	40,8	1,0	0,041	2,6	40,9	1,0	0,040
0,6	40,4	1,0	0,042	-0,1	40,6	1,0	0,039	-0,9	40,8	1,0	0,039	-6,9	41,0	1,0	0,046
0,7	40,4	1,0	0,042	0,0	40,6	1,0	0,040	-0,8	40,8	1,0	0,038	-6,8	41,0	1,0	0,045
0,8	40,4	1,0	0,041	0,1	40,6	1,0	0,042	0,0	40,8	1,0	0,035	-6,7	41,0	1,0	0,043
0,9	40,4	1,0	0,039	0,2	40,6	1,0	0,043	0,1	40,8	1,0	0,037	-6,6	41,0	1,0	0,041
1,0	40,4	1,0	0,037	0,3	40,6	1,0	0,044	0,2	40,8	1,0	0,040	-6,5	41,0	1,0	0,039
1,1	40,4	1,0	0,034	0,4	40,6	1,0	0,045	0,3	40,8	1,0	0,042	-6,4	41,0	1,0	0,037
1,3	40,4	1,0	0,029	0,5	40,6	1,0	0,046	0,4	40,8	1,0	0,044	-1,6	41,0	1,0	0,037
-6,9	40,5	1,0	0,040	0,6	40,6	1,0	0,046	0,5	40,8	1,0	0,046	-1,5	41,0	1,0	0,037
-6,8	40,5	1,0	0,037	0,7	40,6	1,0	0,046	0,6	40,8	1,0	0,048	-1,4	41,0	1,0	0,039
-2,0	40,5	1,0	0,038	0,8	40,6	1,0	0,046	0,7	40,8	1,0	0,049	-1,3	41,0	1,0	0,039
-1,9	40,5	1,0	0,040	0,9	40,6	1,0	0,046	0,8	40,8	1,0	0,049	0,2	41,0	1,0	0,033
-1,8	40,5	1,0	0,041	1,0	40,6	1,0	0,045	0,9	40,8	1,0	0,050	0,3	41,0	1,0	0,036
-1,7	40,5	1,0	0,042	1,1	40,6	1,0	0,044	1,0	40,8	1,0	0,050	0,4	41,0	1,0	0,040
-1,6	40,5	1,0	0,043	1,2	40,6	1,0	0,042	1,1	40,8	1,0	0,050	0,5	41,0	1,0	0,044
-1,5	40,5	1,0	0,044	1,3	40,6	1,0	0,039	1,2	40,8	1,0	0,051	0,6	41,0	1,0	0,047
-1,4	40,5	1,0	0,044	-6,8	40,7	1,0	0,040	1,3	40,8	1,0	0,050	0,7	41,0	1,0	0,051
-1,3	40,5	1,0	0,046	-6,7	40,7	1,0	0,038	1,4	40,8	1,0	0,049	0,8	41,0	1,0	0,053
-1,2	40,5	1,0	0,047	-2,0	40,7	1,0	0,038	1,5	40,8	1,0	0,050	0,9	41,0	1,0	0,054
-1,1	40,5	1,0	0,048	-1,9	40,7	1,0	0,040	1,6	40,8	1,0	0,049	1,0	41,0	1,0	0,055
-1,0	40,5	1,0	0,047	-1,8	40,7	1,0	0,040	1,7	40,8	1,0	0,047	1,1	41,0	1,0	0,056
-0,9	40,5	1,0	0,044	-1,7	40,7	1,0	0,041	1,8	40,8	1,0	0,044	1,2	41,0	1,0	0,056
-0,8	40,5	1,0	0,042	-1,6	40,7	1,0	0,041	2,3	40,8	1,0	0,037	1,3	41,0	1,0	0,057
-0,7	40,5	1,0	0,040	-1,5	40,7	1,0	0,042	-7,0	40,9	1,0	0,047	1,4	41,0	1,0	0,058
-0,6	40,5	1,0	0,040	-1,4	40,7	1,0	0,042	-6,9	40,9	1,0	0,045	1,5	41,0	1,0	0,059
-0,5	40,5	1,0	0,039	-1,3	40,7	1,0	0,042	-6,8	40,9	1,0	0,043	1,6	41,0	1,0	0,060
-0,4	40,5	1,0	0,039	-1,2	40,7	1,0	0,045	-6,7	40,9	1,0	0,042	1,7	41,0	1,0	0,059
-0,3	40,5	1,0	0,039	-1,1	40,7	1,0	0,045	-6,6	40,9	1,0	0,039	1,8	41,0	1,0	0,058
-0,2	40,5	1,0	0,040	-1,0	40,7	1,0	0,044	-6,5	40,9	1,0	0,038	1,9	41,0	1,0	0,058
-0,1	40,5	1,0	0,041	-0,9	40,7	1,0	0,041	-1,8	40,9	1,0	0,037	2,0	41,0	1,0	0,057
0,0	40,5	1,0	0,041	-0,8	40,7	1,0	0,039	-1,7	40,9	1,0	0,037	2,1	41,0	1,0	0,057
0,1	40,5	1,0	0,042	-0,7	40,7	1,0	0,038	-1,6	40,9	1,0	0,040	2,2	41,0	1,0	0,055
0,2	40,5	1,0	0,042	-0,1	40,7	1,0	0,038	-1,5	40,9	1,0	0,040	2,3	41,0	1,0	0,053
0,3	40,5	1,0	0,043	0,0	40,7	1,0	0,039	-1,4	40,9	1,0	0,040	2,4	41,0	1,0	0,051

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
2,5	41,0	1,0	0,049	1,9	41,2	1,0	0,067	-6,0	41,4	1,0	0,038	-1,9	41,5	1,0	0,042
2,6	41,0	1,0	0,047	2,0	41,2	1,0	0,069	-5,8	41,4	1,0	0,035	-1,8	41,5	1,0	0,041
2,8	41,0	1,0	0,044	2,1	41,2	1,0	0,071	-2,8	41,4	1,0	0,034	-1,7	41,5	1,0	0,041
-7,0	41,1	1,0	0,049	2,2	41,2	1,0	0,074	-2,5	41,4	1,0	0,039	-1,6	41,5	1,0	0,040
-6,9	41,1	1,0	0,046	2,3	41,2	1,0	0,076	-2,4	41,4	1,0	0,040	-1,5	41,5	1,0	0,042
-6,8	41,1	1,0	0,045	2,4	41,2	1,0	0,076	-2,3	41,4	1,0	0,041	0,7	41,5	1,0	0,035
-6,7	41,1	1,0	0,044	2,5	41,2	1,0	0,076	-2,2	41,4	1,0	0,041	0,8	41,5	1,0	0,037
-6,6	41,1	1,0	0,042	2,6	41,2	1,0	0,074	-2,1	41,4	1,0	0,040	0,9	41,5	1,0	0,040
-6,5	41,1	1,0	0,041	2,7	41,2	1,0	0,070	-2,0	41,4	1,0	0,041	1,0	41,5	1,0	0,043
-6,4	41,1	1,0	0,039	2,8	41,2	1,0	0,066	-1,9	41,4	1,0	0,040	1,1	41,5	1,0	0,046
-6,3	41,1	1,0	0,037	2,9	41,2	1,0	0,061	-1,8	41,4	1,0	0,041	1,2	41,5	1,0	0,049
0,3	41,1	1,0	0,032	3,0	41,2	1,0	0,059	-1,7	41,4	1,0	0,041	1,3	41,5	1,0	0,052
0,4	41,1	1,0	0,036	3,3	41,2	1,0	0,048	-1,6	41,4	1,0	0,040	1,4	41,5	1,0	0,055
0,5	41,1	1,0	0,040	-6,8	41,3	1,0	0,048	-1,5	41,4	1,0	0,039	1,5	41,5	1,0	0,059
0,6	41,1	1,0	0,045	-6,7	41,3	1,0	0,047	-1,4	41,4	1,0	0,039	1,6	41,5	1,0	0,063
0,7	41,1	1,0	0,049	-6,6	41,3	1,0	0,045	0,6	41,4	1,0	0,034	1,7	41,5	1,0	0,067
0,8	41,1	1,0	0,052	-6,5	41,3	1,0	0,044	0,7	41,4	1,0	0,037	1,8	41,5	1,0	0,072
0,9	41,1	1,0	0,054	-6,4	41,3	1,0	0,042	0,8	41,4	1,0	0,040	1,9	41,5	1,0	0,078
1,0	41,1	1,0	0,056	-6,3	41,3	1,0	0,041	0,9	41,4	1,0	0,044	2,0	41,5	1,0	0,084
1,1	41,1	1,0	0,057	-6,2	41,3	1,0	0,039	1,0	41,4	1,0	0,048	2,1	41,5	1,0	0,089
1,2	41,1	1,0	0,058	-6,1	41,3	1,0	0,038	1,1	41,4	1,0	0,051	2,2	41,5	1,0	0,092
1,3	41,1	1,0	0,059	-6,0	41,3	1,0	0,037	1,2	41,4	1,0	0,054	2,3	41,5	1,0	0,094
1,4	41,1	1,0	0,060	-2,5	41,3	1,0	0,035	1,3	41,4	1,0	0,057	2,4	41,5	1,0	0,096
1,5	41,1	1,0	0,061	-1,8	41,3	1,0	0,040	1,4	41,4	1,0	0,059	2,5	41,5	1,0	0,098
1,6	41,1	1,0	0,061	-1,7	41,3	1,0	0,041	1,5	41,4	1,0	0,062	2,6	41,5	1,0	0,100
1,7	41,1	1,0	0,062	-1,6	41,3	1,0	0,040	1,6	41,4	1,0	0,065	2,7	41,5	1,0	0,100
1,8	41,1	1,0	0,062	-1,5	41,3	1,0	0,040	1,7	41,4	1,0	0,068	2,8	41,5	1,0	0,101
1,9	41,1	1,0	0,063	0,5	41,3	1,0	0,033	1,8	41,4	1,0	0,070	2,9	41,5	1,0	0,102
2,0	41,1	1,0	0,063	0,6	41,3	1,0	0,036	1,9	41,4	1,0	0,074	3,0	41,5	1,0	0,100
2,1	41,1	1,0	0,064	0,7	41,3	1,0	0,040	2,0	41,4	1,0	0,080	3,1	41,5	1,0	0,096
2,2	41,1	1,0	0,065	0,8	41,3	1,0	0,045	2,1	41,4	1,0	0,084	3,2	41,5	1,0	0,091
2,3	41,1	1,0	0,065	0,9	41,3	1,0	0,049	2,2	41,4	1,0	0,087	3,3	41,5	1,0	0,085
2,4	41,1	1,0	0,065	1,0	41,3	1,0	0,053	2,3	41,4	1,0	0,089	3,4	41,5	1,0	0,080
2,5	41,1	1,0	0,063	1,1	41,3	1,0	0,056	2,4	41,4	1,0	0,090	3,5	41,5	1,0	0,075
2,6	41,1	1,0	0,060	1,2	41,3	1,0	0,058	2,5	41,4	1,0	0,091	3,6	41,5	1,0	0,070
2,7	41,1	1,0	0,056	1,3	41,3	1,0	0,059	2,6	41,4	1,0	0,091	3,7	41,5	1,0	0,064
2,8	41,1	1,0	0,053	1,4	41,3	1,0	0,061	2,7	41,4	1,0	0,091	3,8	41,5	1,0	0,057
3,0	41,1	1,0	0,048	1,5	41,3	1,0	0,063	2,8	41,4	1,0	0,090	-6,6	41,6	1,0	0,045
-6,7	41,2	1,0	0,045	1,6	41,3	1,0	0,065	2,9	41,4	1,0	0,089	-6,4	41,6	1,0	0,044
-6,6	41,2	1,0	0,044	1,7	41,3	1,0	0,067	3,0	41,4	1,0	0,088	-6,3	41,6	1,0	0,044
-6,5	41,2	1,0	0,043	1,8	41,3	1,0	0,068	3,1	41,4	1,0	0,085	-6,2	41,6	1,0	0,043
-6,4	41,2	1,0	0,041	1,9	41,3	1,0	0,071	3,2	41,4	1,0	0,081	-6,1	41,6	1,0	0,043
-6,3	41,2	1,0	0,039	2,0	41,3	1,0	0,074	3,3	41,4	1,0	0,075	-6,0	41,6	1,0	0,043
-6,2	41,2	1,0	0,037	2,1	41,3	1,0	0,079	3,4	41,4	1,0	0,070	-5,9	41,6	1,0	0,041
-1,8	41,2	1,0	0,039	2,2	41,3	1,0	0,082	3,5	41,4	1,0	0,063	-5,8	41,6	1,0	0,038
-1,7	41,2	1,0	0,039	2,3	41,3	1,0	0,084	3,7	41,4	1,0	0,050	-3,2	41,6	1,0	0,037
-1,6	41,2	1,0	0,038	2,4	41,3	1,0	0,084	-6,3	41,5	1,0	0,043	-3,1	41,6	1,0	0,040
0,4	41,2	1,0	0,033	2,5	41,3	1,0	0,085	-6,2	41,5	1,0	0,043	-3,0	41,6	1,0	0,041
0,5	41,2	1,0	0,036	2,6	41,3	1,0	0,084	-6,1	41,5	1,0	0,043	-2,9	41,6	1,0	0,042
0,6	41,2	1,0	0,040	2,7	41,3	1,0	0,082	-6,0	41,5	1,0	0,042	-2,8	41,6	1,0	0,043
0,7	41,2	1,0	0,045	2,8	41,3	1,0	0,079	-5,9	41,5	1,0	0,040	-2,7	41,6	1,0	0,044
0,8	41,2	1,0	0,049	2,9	41,3	1,0	0,075	-5,8	41,5	1,0	0,037	-2,6	41,6	1,0	0,045
0,9	41,2	1,0	0,053	3,0	41,3	1,0	0,072	-3,1	41,5	1,0	0,035	-2,5	41,6	1,0	0,045
1,0	41,2	1,0	0,056	3,1	41,3	1,0	0,071	-2,8	41,5	1,0	0,040	-2,4	41,6	1,0	0,045
1,1	41,2	1,0	0,058	3,2	41,3	1,0	0,066	-2,7	41,5	1,0	0,041	-2,3	41,6	1,0	0,046
1,2	41,2	1,0	0,059	3,3	41,3	1,0	0,061	-2,6	41,5	1,0	0,042	-2,2	41,6	1,0	0,046
1,3	41,2	1,0	0,060	3,5	41,3	1,0	0,049	-2,5	41,5	1,0	0,043	-2,1	41,6	1,0	0,047
1,4	41,2	1,0	0,061	-6,5	41,4	1,0	0,044	-2,4	41,5	1,0	0,043	-2,0	41,6	1,0	0,047
1,5	41,2	1,0	0,062	-6,4	41,4	1,0	0,043	-2,3	41,5	1,0	0,043	-1,9	41,6	1,0	0,046
1,6	41,2	1,0	0,063	-6,3	41,4	1,0	0,042	-2,2	41,5	1,0	0,044	-1,8	41,6	1,0	0,043
1,7	41,2	1,0	0,064	-6,2	41,4	1,0	0,041	-2,1	41,5	1,0	0,043	-1,7	41,6	1,0	0,044
1,8	41,2	1,0	0,065	-6,1	41,4	1,0	0,040	-2,0	41,5	1,0	0,043	-1,6	41,6	1,0	0,043

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-1,5	41,6	1,0	0,041	1,5	41,7	1,0	0,052	1,0	41,8	1,0	0,041	-2,5	41,9	1,0	0,051
0,8	41,6	1,0	0,036	1,6	41,7	1,0	0,055	1,1	41,8	1,0	0,042	-2,4	41,9	1,0	0,057
0,9	41,6	1,0	0,038	1,7	41,7	1,0	0,060	1,2	41,8	1,0	0,044	-2,3	41,9	1,0	0,057
1,0	41,6	1,0	0,040	1,8	41,7	1,0	0,065	1,3	41,8	1,0	0,046	-2,2	41,9	1,0	0,062
1,1	41,6	1,0	0,042	1,9	41,7	1,0	0,072	1,4	41,8	1,0	0,048	-2,1	41,9	1,0	0,061
1,2	41,6	1,0	0,045	2,0	41,7	1,0	0,080	1,5	41,8	1,0	0,051	-2,0	41,9	1,0	0,059
1,3	41,6	1,0	0,047	2,1	41,7	1,0	0,088	1,6	41,8	1,0	0,054	-1,9	41,9	1,0	0,055
1,4	41,6	1,0	0,050	2,2	41,7	1,0	0,094	1,7	41,8	1,0	0,058	-1,8	41,9	1,0	0,050
1,5	41,6	1,0	0,054	2,3	41,7	1,0	0,099	1,8	41,8	1,0	0,062	-1,7	41,9	1,0	0,046
1,6	41,6	1,0	0,058	2,4	41,7	1,0	0,102	1,9	41,8	1,0	0,068	-1,6	41,9	1,0	0,042
1,7	41,6	1,0	0,063	2,5	41,7	1,0	0,107	2,0	41,8	1,0	0,074	0,0	41,9	1,0	0,034
1,8	41,6	1,0	0,069	2,6	41,7	1,0	0,111	2,1	41,8	1,0	0,082	0,3	41,9	1,0	0,037
1,9	41,6	1,0	0,077	2,7	41,7	1,0	0,114	2,2	41,8	1,0	0,090	0,4	41,9	1,0	0,039
2,0	41,6	1,0	0,084	2,8	41,7	1,0	0,114	2,3	41,8	1,0	0,097	0,5	41,9	1,0	0,040
2,1	41,6	1,0	0,090	2,9	41,7	1,0	0,114	2,4	41,8	1,0	0,104	0,6	41,9	1,0	0,041
2,2	41,6	1,0	0,094	3,0	41,7	1,0	0,112	2,5	41,8	1,0	0,109	0,7	41,9	1,0	0,042
2,3	41,6	1,0	0,097	3,1	41,7	1,0	0,108	2,6	41,8	1,0	0,114	0,8	41,9	1,0	0,043
2,4	41,6	1,0	0,100	3,2	41,7	1,0	0,104	2,7	41,8	1,0	0,117	0,9	41,9	1,0	0,043
2,5	41,6	1,0	0,102	3,3	41,7	1,0	0,099	2,8	41,8	1,0	0,117	1,0	41,9	1,0	0,044
2,6	41,6	1,0	0,105	3,4	41,7	1,0	0,092	2,9	41,8	1,0	0,115	1,1	41,9	1,0	0,045
2,7	41,6	1,0	0,107	3,5	41,7	1,0	0,086	3,0	41,8	1,0	0,112	1,2	41,9	1,0	0,047
2,8	41,6	1,0	0,109	3,6	41,7	1,0	0,081	3,1	41,8	1,0	0,109	1,3	41,9	1,0	0,048
2,9	41,6	1,0	0,109	3,7	41,7	1,0	0,077	3,2	41,8	1,0	0,105	1,4	41,9	1,0	0,051
3,0	41,6	1,0	0,108	3,8	41,7	1,0	0,072	3,3	41,8	1,0	0,101	1,5	41,9	1,0	0,054
3,1	41,6	1,0	0,104	-9,2	41,8	1,0	0,061	3,4	41,8	1,0	0,096	1,6	41,9	1,0	0,057
3,2	41,6	1,0	0,099	-8,9	41,8	1,0	0,071	3,5	41,8	1,0	0,090	1,7	41,9	1,0	0,060
3,3	41,6	1,0	0,091	-8,7	41,8	1,0	0,073	3,6	41,8	1,0	0,084	1,8	41,9	1,0	0,064
3,4	41,6	1,0	0,086	-8,3	41,8	1,0	0,069	3,7	41,8	1,0	0,079	1,9	41,9	1,0	0,068
3,5	41,6	1,0	0,081	-8,1	41,8	1,0	0,063	-9,5	41,9	1,0	0,039	2,0	41,9	1,0	0,074
3,6	41,6	1,0	0,077	-7,8	41,8	1,0	0,054	-9,2	41,9	1,0	0,064	2,1	41,9	1,0	0,081
3,7	41,6	1,0	0,073	-7,6	41,8	1,0	0,050	-9,1	41,9	1,0	0,066	2,2	41,9	1,0	0,089
-6,5	41,7	1,0	0,045	-7,3	41,8	1,0	0,050	-9,0	41,9	1,0	0,068	2,3	41,9	1,0	0,097
-6,4	41,7	1,0	0,044	-7,1	41,8	1,0	0,047	-8,9	41,9	1,0	0,070	2,4	41,9	1,0	0,105
-6,3	41,7	1,0	0,044	-6,5	41,8	1,0	0,044	-8,8	41,9	1,0	0,073	2,5	41,9	1,0	0,113
-6,2	41,7	1,0	0,044	-6,4	41,8	1,0	0,044	-8,7	41,9	1,0	0,073	2,6	41,9	1,0	0,117
-6,1	41,7	1,0	0,044	-6,3	41,8	1,0	0,043	-8,6	41,9	1,0	0,073	2,7	41,9	1,0	0,119
-6,0	41,7	1,0	0,043	-6,2	41,8	1,0	0,042	-8,2	41,9	1,0	0,064	2,8	41,9	1,0	0,118
-5,9	41,7	1,0	0,041	-6,1	41,8	1,0	0,042	-8,1	41,9	1,0	0,062	2,9	41,9	1,0	0,115
-5,8	41,7	1,0	0,039	-6,0	41,8	1,0	0,041	-8,0	41,9	1,0	0,061	3,0	41,9	1,0	0,113
-3,1	41,7	1,0	0,041	-5,9	41,8	1,0	0,040	-7,9	41,9	1,0	0,058	3,1	41,9	1,0	0,110
-3,0	41,7	1,0	0,042	-5,8	41,8	1,0	0,038	-7,8	41,9	1,0	0,055	3,2	41,9	1,0	0,106
-2,9	41,7	1,0	0,044	-3,1	41,8	1,0	0,040	-7,7	41,9	1,0	0,052	3,3	41,9	1,0	0,102
-2,8	41,7	1,0	0,045	-3,0	41,8	1,0	0,042	-7,6	41,9	1,0	0,050	3,4	41,9	1,0	0,098
-2,7	41,7	1,0	0,045	-2,9	41,8	1,0	0,043	-7,5	41,9	1,0	0,049	3,5	41,9	1,0	0,093
-2,6	41,7	1,0	0,046	-2,8	41,8	1,0	0,044	-7,4	41,9	1,0	0,050	3,6	41,9	1,0	0,087
-2,5	41,7	1,0	0,047	-2,7	41,8	1,0	0,045	-7,3	41,9	1,0	0,049	3,7	41,9	1,0	0,080
-2,4	41,7	1,0	0,048	-2,6	41,8	1,0	0,047	-7,2	41,9	1,0	0,048	3,8	41,9	1,0	0,073
-2,3	41,7	1,0	0,049	-2,5	41,8	1,0	0,049	-7,1	41,9	1,0	0,047	-9,6	42,0	1,0	0,038
-2,2	41,7	1,0	0,052	-2,4	41,8	1,0	0,050	-6,6	41,9	1,0	0,044	-9,5	42,0	1,0	0,042
-2,1	41,7	1,0	0,051	-2,3	41,8	1,0	0,054	-6,5	41,9	1,0	0,043	-9,4	42,0	1,0	0,049
-2,0	41,7	1,0	0,050	-2,2	41,8	1,0	0,055	-6,4	41,9	1,0	0,043	-9,3	42,0	1,0	0,058
-1,9	41,7	1,0	0,049	-2,1	41,8	1,0	0,055	-6,3	41,9	1,0	0,043	-9,2	42,0	1,0	0,064
-1,8	41,7	1,0	0,047	-2,0	41,8	1,0	0,053	-6,2	41,9	1,0	0,042	-9,1	42,0	1,0	0,067
-1,7	41,7	1,0	0,045	-1,9	41,8	1,0	0,051	-6,1	41,9	1,0	0,042	-9,0	42,0	1,0	0,068
-1,6	41,7	1,0	0,043	-1,8	41,8	1,0	0,048	-6,0	41,9	1,0	0,040	-8,9	42,0	1,0	0,069
-1,5	41,7	1,0	0,041	-1,7	41,8	1,0	0,045	-5,9	41,9	1,0	0,039	-8,8	42,0	1,0	0,070
0,9	41,7	1,0	0,038	-1,6	41,8	1,0	0,042	-3,1	41,9	1,0	0,041	-8,7	42,0	1,0	0,071
1,0	41,7	1,0	0,040	-1,5	41,8	1,0	0,039	-3,0	41,9	1,0	0,042	-8,6	42,0	1,0	0,071
1,1	41,7	1,0	0,042	-1,4	41,8	1,0	0,036	-2,9	41,9	1,0	0,044	-8,3	42,0	1,0	0,066
1,2	41,7	1,0	0,044	0,4	41,8	1,0	0,034	-2,8	41,9	1,0	0,045	-8,2	42,0	1,0	0,063
1,3	41,7	1,0	0,046	0,5	41,8	1,0	0,035	-2,7	41,9	1,0	0,048	-8,1	42,0	1,0	0,062
1,4	41,7	1,0	0,048	0,9	41,8	1,0	0,040	-2,6	41,9	1,0	0,049	-8,0	42,0	1,0	0,060

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-7,9	42,0	1,0	0,058	2,0	42,0	1,0	0,079	-2,5	42,1	1,0	0,061	-9,3	42,2	1,0	0,059
-7,8	42,0	1,0	0,056	2,1	42,0	1,0	0,085	-2,4	42,1	1,0	0,064	-9,2	42,2	1,0	0,064
-7,7	42,0	1,0	0,053	2,2	42,0	1,0	0,092	-2,3	42,1	1,0	0,069	-9,1	42,2	1,0	0,066
-7,6	42,0	1,0	0,050	2,3	42,0	1,0	0,101	-2,2	42,1	1,0	0,069	-9,0	42,2	1,0	0,067
-7,5	42,0	1,0	0,049	2,4	42,0	1,0	0,111	-2,1	42,1	1,0	0,066	-8,9	42,2	1,0	0,068
-7,4	42,0	1,0	0,050	2,5	42,0	1,0	0,117	-2,0	42,1	1,0	0,061	-8,8	42,2	1,0	0,069
-7,3	42,0	1,0	0,048	2,6	42,0	1,0	0,120	-1,9	42,1	1,0	0,055	-8,7	42,2	1,0	0,070
-7,2	42,0	1,0	0,047	2,7	42,0	1,0	0,119	-1,8	42,1	1,0	0,050	-8,6	42,2	1,0	0,070
-7,1	42,0	1,0	0,046	2,8	42,0	1,0	0,118	-1,7	42,1	1,0	0,045	-8,5	42,2	1,0	0,070
-7,0	42,0	1,0	0,045	2,9	42,0	1,0	0,115	-1,6	42,1	1,0	0,042	-8,4	42,2	1,0	0,068
-6,9	42,0	1,0	0,044	3,0	42,0	1,0	0,113	-1,5	42,1	1,0	0,040	-8,3	42,2	1,0	0,064
-6,8	42,0	1,0	0,044	3,1	42,0	1,0	0,109	-1,4	42,1	1,0	0,039	-8,2	42,2	1,0	0,062
-6,7	42,0	1,0	0,044	3,2	42,0	1,0	0,106	-0,7	42,1	1,0	0,039	-8,1	42,2	1,0	0,061
-6,6	42,0	1,0	0,043	3,3	42,0	1,0	0,102	-0,6	42,1	1,0	0,040	-8,0	42,2	1,0	0,060
-6,5	42,0	1,0	0,043	3,4	42,0	1,0	0,099	-0,5	42,1	1,0	0,041	-7,9	42,2	1,0	0,060
-6,4	42,0	1,0	0,042	3,5	42,0	1,0	0,094	-0,4	42,1	1,0	0,041	-7,8	42,2	1,0	0,059
-6,3	42,0	1,0	0,041	3,6	42,0	1,0	0,088	-0,3	42,1	1,0	0,042	-7,7	42,2	1,0	0,057
-6,2	42,0	1,0	0,041	3,7	42,0	1,0	0,080	-0,2	42,1	1,0	0,043	-7,6	42,2	1,0	0,054
-6,1	42,0	1,0	0,041	-9,5	42,1	1,0	0,045	-0,1	42,1	1,0	0,044	-7,5	42,2	1,0	0,052
-6,0	42,0	1,0	0,040	-9,4	42,1	1,0	0,051	0,0	42,1	1,0	0,046	-7,4	42,2	1,0	0,049
-5,9	42,0	1,0	0,039	-9,3	42,1	1,0	0,059	0,1	42,1	1,0	0,047	-7,3	42,2	1,0	0,049
-3,3	42,0	1,0	0,038	-9,2	42,1	1,0	0,064	0,2	42,1	1,0	0,049	-7,2	42,2	1,0	0,047
-3,2	42,0	1,0	0,040	-9,1	42,1	1,0	0,066	0,3	42,1	1,0	0,050	-7,1	42,2	1,0	0,046
-3,1	42,0	1,0	0,041	-9,0	42,1	1,0	0,068	0,4	42,1	1,0	0,052	-7,0	42,2	1,0	0,046
-3,0	42,0	1,0	0,043	-8,9	42,1	1,0	0,069	0,5	42,1	1,0	0,053	-6,9	42,2	1,0	0,045
-2,9	42,0	1,0	0,045	-8,8	42,1	1,0	0,070	0,6	42,1	1,0	0,054	-6,8	42,2	1,0	0,045
-2,8	42,0	1,0	0,048	-8,7	42,1	1,0	0,071	0,7	42,1	1,0	0,055	-6,7	42,2	1,0	0,044
-2,7	42,0	1,0	0,050	-8,6	42,1	1,0	0,071	0,8	42,1	1,0	0,056	-6,6	42,2	1,0	0,043
-2,6	42,0	1,0	0,052	-8,5	42,1	1,0	0,071	0,9	42,1	1,0	0,058	-6,5	42,2	1,0	0,043
-2,5	42,0	1,0	0,059	-8,4	42,1	1,0	0,069	1,0	42,1	1,0	0,059	-6,4	42,2	1,0	0,042
-2,4	42,0	1,0	0,063	-8,3	42,1	1,0	0,066	1,1	42,1	1,0	0,060	-6,3	42,2	1,0	0,041
-2,3	42,0	1,0	0,066	-8,2	42,1	1,0	0,063	1,2	42,1	1,0	0,062	-6,2	42,2	1,0	0,041
-2,2	42,0	1,0	0,066	-8,1	42,1	1,0	0,062	1,3	42,1	1,0	0,064	-6,1	42,2	1,0	0,040
-2,1	42,0	1,0	0,065	-8,0	42,1	1,0	0,061	1,4	42,1	1,0	0,067	-6,0	42,2	1,0	0,040
-2,0	42,0	1,0	0,062	-7,9	42,1	1,0	0,060	1,5	42,1	1,0	0,071	-3,2	42,2	1,0	0,041
-1,9	42,0	1,0	0,056	-7,8	42,1	1,0	0,058	1,6	42,1	1,0	0,074	-3,1	42,2	1,0	0,043
-1,8	42,0	1,0	0,050	-7,7	42,1	1,0	0,056	1,7	42,1	1,0	0,078	-3,0	42,2	1,0	0,045
-1,7	42,0	1,0	0,045	-7,6	42,1	1,0	0,053	1,8	42,1	1,0	0,082	-2,9	42,2	1,0	0,049
-1,6	42,0	1,0	0,041	-7,5	42,1	1,0	0,051	1,9	42,1	1,0	0,087	-2,8	42,2	1,0	0,053
-1,5	42,0	1,0	0,038	-7,4	42,1	1,0	0,049	2,0	42,1	1,0	0,092	-2,7	42,2	1,0	0,057
-1,4	42,0	1,0	0,036	-7,3	42,1	1,0	0,049	2,1	42,1	1,0	0,097	-2,6	42,2	1,0	0,061
-0,7	42,0	1,0	0,034	-7,2	42,1	1,0	0,047	2,2	42,1	1,0	0,103	-2,5	42,2	1,0	0,064
0,0	42,0	1,0	0,039	-7,1	42,1	1,0	0,046	2,3	42,1	1,0	0,112	-2,4	42,2	1,0	0,069
0,1	42,0	1,0	0,040	-7,0	42,1	1,0	0,046	2,4	42,1	1,0	0,119	-2,3	42,2	1,0	0,069
0,2	42,0	1,0	0,041	-6,9	42,1	1,0	0,045	2,5	42,1	1,0	0,124	-2,2	42,2	1,0	0,067
0,3	42,0	1,0	0,043	-6,8	42,1	1,0	0,045	2,6	42,1	1,0	0,123	-2,1	42,2	1,0	0,063
0,4	42,0	1,0	0,045	-6,7	42,1	1,0	0,044	2,7	42,1	1,0	0,121	-2,0	42,2	1,0	0,057
0,5	42,0	1,0	0,046	-6,6	42,1	1,0	0,044	2,8	42,1	1,0	0,119	-1,9	42,2	1,0	0,053
0,6	42,0	1,0	0,047	-6,5	42,1	1,0	0,043	2,9	42,1	1,0	0,116	-1,8	42,2	1,0	0,049
0,7	42,0	1,0	0,048	-6,4	42,1	1,0	0,042	3,0	42,1	1,0	0,114	-1,7	42,2	1,0	0,046
0,8	42,0	1,0	0,048	-6,3	42,1	1,0	0,042	3,1	42,1	1,0	0,110	-1,6	42,2	1,0	0,044
0,9	42,0	1,0	0,049	-6,2	42,1	1,0	0,041	3,2	42,1	1,0	0,107	-1,5	42,2	1,0	0,043
1,0	42,0	1,0	0,050	-6,1	42,1	1,0	0,041	3,3	42,1	1,0	0,103	-1,4	42,2	1,0	0,043
1,1	42,0	1,0	0,051	-6,0	42,1	1,0	0,040	3,4	42,1	1,0	0,099	-1,3	42,2	1,0	0,043
1,2	42,0	1,0	0,052	-5,9	42,1	1,0	0,039	3,5	42,1	1,0	0,095	-1,2	42,2	1,0	0,043
1,3	42,0	1,0	0,054	-3,2	42,1	1,0	0,041	3,6	42,1	1,0	0,088	-1,1	42,2	1,0	0,044
1,4	42,0	1,0	0,056	-3,1	42,1	1,0	0,042	3,7	42,1	1,0	0,077	-1,0	42,2	1,0	0,044
1,5	42,0	1,0	0,059	-3,0	42,1	1,0	0,045	3,8	42,1	1,0	0,065	-0,9	42,2	1,0	0,044
1,6	42,0	1,0	0,062	-2,9	42,1	1,0	0,048	-9,7	42,2	1,0	0,037	-0,8	42,2	1,0	0,045
1,7	42,0	1,0	0,065	-2,8	42,1	1,0	0,051	-9,6	42,2	1,0	0,041	-0,7	42,2	1,0	0,046
1,8	42,0	1,0	0,069	-2,7	42,1	1,0	0,054	-9,5	42,2	1,0	0,046	-0,6	42,2	1,0	0,046
1,9	42,0	1,0	0,074	-2,6	42,1	1,0	0,059	-9,4	42,2	1,0	0,053	-0,5	42,2	1,0	0,047

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-0,4	42,2	1,0	0,048	-7,6	42,3	1,0	0,055	1,2	42,3	1,0	0,102	-6,2	42,4	1,0	0,040
-0,3	42,2	1,0	0,049	-7,5	42,3	1,0	0,052	1,3	42,3	1,0	0,108	-6,1	42,4	1,0	0,039
-0,2	42,2	1,0	0,050	-7,4	42,3	1,0	0,050	1,4	42,3	1,0	0,113	-3,1	42,4	1,0	0,040
-0,1	42,2	1,0	0,052	-7,3	42,3	1,0	0,048	1,5	42,3	1,0	0,116	-3,0	42,4	1,0	0,042
0,0	42,2	1,0	0,053	-7,2	42,3	1,0	0,048	1,6	42,3	1,0	0,118	-2,9	42,4	1,0	0,045
0,1	42,2	1,0	0,055	-7,1	42,3	1,0	0,047	1,7	42,3	1,0	0,121	-2,8	42,4	1,0	0,048
0,2	42,2	1,0	0,056	-7,0	42,3	1,0	0,046	1,8	42,3	1,0	0,124	-2,7	42,4	1,0	0,050
0,3	42,2	1,0	0,058	-6,9	42,3	1,0	0,045	1,9	42,3	1,0	0,126	-2,6	42,4	1,0	0,056
0,4	42,2	1,0	0,059	-6,8	42,3	1,0	0,045	2,0	42,3	1,0	0,131	-2,5	42,4	1,0	0,059
0,5	42,2	1,0	0,061	-6,7	42,3	1,0	0,044	2,1	42,3	1,0	0,135	-2,4	42,4	1,0	0,061
0,6	42,2	1,0	0,063	-6,6	42,3	1,0	0,043	2,2	42,3	1,0	0,138	-2,3	42,4	1,0	0,062
0,7	42,2	1,0	0,065	-6,5	42,3	1,0	0,042	2,3	42,3	1,0	0,139	-2,2	42,4	1,0	0,061
0,8	42,2	1,0	0,067	-6,4	42,3	1,0	0,042	2,4	42,3	1,0	0,137	-2,1	42,4	1,0	0,060
0,9	42,2	1,0	0,069	-6,3	42,3	1,0	0,041	2,5	42,3	1,0	0,132	-2,0	42,4	1,0	0,059
1,0	42,2	1,0	0,071	-6,2	42,3	1,0	0,040	2,6	42,3	1,0	0,127	-1,9	42,4	1,0	0,058
1,1	42,2	1,0	0,073	-6,1	42,3	1,0	0,040	2,7	42,3	1,0	0,122	-1,8	42,4	1,0	0,057
1,2	42,2	1,0	0,076	-6,0	42,3	1,0	0,039	2,8	42,3	1,0	0,120	-1,7	42,4	1,0	0,057
1,3	42,2	1,0	0,079	-3,3	42,3	1,0	0,038	2,9	42,3	1,0	0,116	-1,6	42,4	1,0	0,058
1,4	42,2	1,0	0,084	-3,2	42,3	1,0	0,040	3,0	42,3	1,0	0,113	-1,5	42,4	1,0	0,058
1,5	42,2	1,0	0,088	-3,1	42,3	1,0	0,042	3,1	42,3	1,0	0,110	-1,4	42,4	1,0	0,059
1,6	42,2	1,0	0,092	-3,0	42,3	1,0	0,045	3,2	42,3	1,0	0,106	-1,3	42,4	1,0	0,061
1,7	42,2	1,0	0,096	-2,9	42,3	1,0	0,049	3,3	42,3	1,0	0,102	-1,2	42,4	1,0	0,063
1,8	42,2	1,0	0,101	-2,8	42,3	1,0	0,053	3,4	42,3	1,0	0,097	-1,1	42,4	1,0	0,064
1,9	42,2	1,0	0,106	-2,7	42,3	1,0	0,058	3,5	42,3	1,0	0,090	-1,0	42,4	1,0	0,065
2,0	42,2	1,0	0,112	-2,6	42,3	1,0	0,061	3,6	42,3	1,0	0,079	-0,9	42,4	1,0	0,064
2,1	42,2	1,0	0,117	-2,5	42,3	1,0	0,065	3,7	42,3	1,0	0,065	-0,8	42,4	1,0	0,063
2,2	42,2	1,0	0,122	-2,4	42,3	1,0	0,065	3,8	42,3	1,0	0,052	-0,7	42,4	1,0	0,063
2,3	42,2	1,0	0,126	-2,3	42,3	1,0	0,064	-9,7	42,4	1,0	0,039	-0,6	42,4	1,0	0,064
2,4	42,2	1,0	0,128	-2,2	42,3	1,0	0,062	-9,6	42,4	1,0	0,044	-0,5	42,4	1,0	0,065
2,5	42,2	1,0	0,128	-2,1	42,3	1,0	0,058	-9,5	42,4	1,0	0,049	-0,4	42,4	1,0	0,066
2,6	42,2	1,0	0,125	-2,0	42,3	1,0	0,056	-9,4	42,4	1,0	0,054	-0,3	42,4	1,0	0,068
2,7	42,2	1,0	0,122	-1,9	42,3	1,0	0,053	-9,3	42,4	1,0	0,059	-0,2	42,4	1,0	0,069
2,8	42,2	1,0	0,118	-1,8	42,3	1,0	0,051	-9,2	42,4	1,0	0,063	-0,1	42,4	1,0	0,071
2,9	42,2	1,0	0,117	-1,7	42,3	1,0	0,049	-9,1	42,4	1,0	0,064	0,0	42,4	1,0	0,073
3,0	42,2	1,0	0,114	-1,6	42,3	1,0	0,049	-9,0	42,4	1,0	0,065	0,1	42,4	1,0	0,075
3,1	42,2	1,0	0,110	-1,5	42,3	1,0	0,048	-8,9	42,4	1,0	0,066	0,2	42,4	1,0	0,077
3,2	42,2	1,0	0,106	-1,4	42,3	1,0	0,049	-8,8	42,4	1,0	0,066	0,3	42,4	1,0	0,079
3,3	42,2	1,0	0,103	-1,3	42,3	1,0	0,050	-8,7	42,4	1,0	0,067	0,4	42,4	1,0	0,082
3,4	42,2	1,0	0,099	-1,2	42,3	1,0	0,051	-8,6	42,4	1,0	0,068	0,5	42,4	1,0	0,086
3,5	42,2	1,0	0,093	-1,1	42,3	1,0	0,051	-8,5	42,4	1,0	0,068	0,6	42,4	1,0	0,092
3,6	42,2	1,0	0,085	-1,0	42,3	1,0	0,052	-8,4	42,4	1,0	0,066	0,7	42,4	1,0	0,100
3,7	42,2	1,0	0,072	-0,9	42,3	1,0	0,052	-8,3	42,4	1,0	0,062	0,8	42,4	1,0	0,110
-9,6	42,3	1,0	0,042	-0,8	42,3	1,0	0,053	-8,2	42,4	1,0	0,060	0,9	42,4	1,0	0,118
-9,5	42,3	1,0	0,048	-0,7	42,3	1,0	0,053	-8,1	42,4	1,0	0,059	1,0	42,4	1,0	0,122
-9,4	42,3	1,0	0,054	-0,6	42,3	1,0	0,054	-8,0	42,4	1,0	0,059	1,1	42,4	1,0	0,125
-9,3	42,3	1,0	0,060	-0,5	42,3	1,0	0,055	-7,9	42,4	1,0	0,058	1,2	42,4	1,0	0,126
-9,2	42,3	1,0	0,063	-0,4	42,3	1,0	0,056	-7,8	42,4	1,0	0,058	1,3	42,4	1,0	0,127
-9,1	42,3	1,0	0,065	-0,3	42,3	1,0	0,058	-7,7	42,4	1,0	0,057	1,4	42,4	1,0	0,130
-9,0	42,3	1,0	0,066	-0,2	42,3	1,0	0,059	-7,6	42,4	1,0	0,056	1,5	42,4	1,0	0,131
-8,9	42,3	1,0	0,067	-0,1	42,3	1,0	0,060	-7,5	42,4	1,0	0,053	1,6	42,4	1,0	0,131
-8,8	42,3	1,0	0,068	0,0	42,3	1,0	0,062	-7,4	42,4	1,0	0,051	1,7	42,4	1,0	0,132
-8,7	42,3	1,0	0,069	0,1	42,3	1,0	0,063	-7,3	42,4	1,0	0,049	1,8	42,4	1,0	0,133
-8,6	42,3	1,0	0,068	0,2	42,3	1,0	0,065	-7,2	42,4	1,0	0,049	1,9	42,4	1,0	0,134
-8,5	42,3	1,0	0,068	0,3	42,3	1,0	0,067	-7,1	42,4	1,0	0,048	2,0	42,4	1,0	0,136
-8,4	42,3	1,0	0,066	0,4	42,3	1,0	0,069	-7,0	42,4	1,0	0,047	2,1	42,4	1,0	0,137
-8,3	42,3	1,0	0,063	0,5	42,3	1,0	0,071	-6,9	42,4	1,0	0,046	2,2	42,4	1,0	0,139
-8,2	42,3	1,0	0,061	0,6	42,3	1,0	0,074	-6,8	42,4	1,0	0,045	2,3	42,4	1,0	0,139
-8,1	42,3	1,0	0,060	0,7	42,3	1,0	0,079	-6,7	42,4	1,0	0,044	2,4	42,4	1,0	0,138
-8,0	42,3	1,0	0,060	0,8	42,3	1,0	0,083	-6,6	42,4	1,0	0,044	2,5	42,4	1,0	0,135
-7,9	42,3	1,0	0,059	0,9	42,3	1,0	0,087	-6,5	42,4	1,0	0,042	2,6	42,4	1,0	0,129
-7,8	42,3	1,0	0,059	1,0	42,3	1,0	0,092	-6,4	42,4	1,0	0,042	2,7	42,4	1,0	0,124
-7,7	42,3	1,0	0,057	1,1	42,3	1,0	0,097	-6,3	42,4	1,0	0,041	2,8	42,4	1,0	0,120

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
2,9	42,4	1,0	0,116	-1,4	42,5	1,0	0,074	-8,5	42,6	1,0	0,065	0,8	42,6	1,0	0,143
3,0	42,4	1,0	0,114	-1,3	42,5	1,0	0,077	-8,4	42,6	1,0	0,063	0,9	42,6	1,0	0,141
3,1	42,4	1,0	0,110	-1,2	42,5	1,0	0,079	-8,3	42,6	1,0	0,060	1,0	42,6	1,0	0,139
3,2	42,4	1,0	0,106	-1,1	42,5	1,0	0,080	-8,2	42,6	1,0	0,059	1,1	42,6	1,0	0,136
3,3	42,4	1,0	0,101	-1,0	42,5	1,0	0,080	-8,1	42,6	1,0	0,058	1,2	42,6	1,0	0,133
3,4	42,4	1,0	0,094	-0,9	42,5	1,0	0,079	-8,0	42,6	1,0	0,057	1,3	42,6	1,0	0,131
3,5	42,4	1,0	0,084	-0,8	42,5	1,0	0,076	-7,9	42,6	1,0	0,057	1,4	42,6	1,0	0,130
3,6	42,4	1,0	0,071	-0,7	42,5	1,0	0,075	-7,8	42,6	1,0	0,057	1,5	42,6	1,0	0,130
-9,6	42,5	1,0	0,044	-0,6	42,5	1,0	0,076	-7,7	42,6	1,0	0,057	1,6	42,6	1,0	0,130
-9,5	42,5	1,0	0,049	-0,5	42,5	1,0	0,078	-7,6	42,6	1,0	0,057	1,7	42,6	1,0	0,130
-9,4	42,5	1,0	0,053	-0,4	42,5	1,0	0,079	-7,5	42,6	1,0	0,057	1,8	42,6	1,0	0,131
-9,3	42,5	1,0	0,058	-0,3	42,5	1,0	0,081	-7,4	42,6	1,0	0,056	-9,8	42,7	1,0	0,037
-9,2	42,5	1,0	0,060	-0,2	42,5	1,0	0,084	-7,3	42,6	1,0	0,055	-9,7	42,7	1,0	0,041
-9,1	42,5	1,0	0,062	-0,1	42,5	1,0	0,086	-7,2	42,6	1,0	0,055	-9,6	42,7	1,0	0,045
-9,0	42,5	1,0	0,063	0,0	42,5	1,0	0,088	-7,1	42,6	1,0	0,053	-9,5	42,7	1,0	0,047
-8,9	42,5	1,0	0,064	0,1	42,5	1,0	0,090	-7,0	42,6	1,0	0,051	-9,4	42,7	1,0	0,049
-8,8	42,5	1,0	0,065	0,2	42,5	1,0	0,093	-6,9	42,6	1,0	0,049	-9,3	42,7	1,0	0,051
-8,7	42,5	1,0	0,066	0,3	42,5	1,0	0,096	-6,8	42,6	1,0	0,047	-9,2	42,7	1,0	0,053
-8,6	42,5	1,0	0,067	0,4	42,5	1,0	0,101	-6,7	42,6	1,0	0,044	-9,1	42,7	1,0	0,055
-8,5	42,5	1,0	0,066	0,5	42,5	1,0	0,109	-6,6	42,6	1,0	0,043	-9,0	42,7	1,0	0,057
-8,4	42,5	1,0	0,064	0,6	42,5	1,0	0,120	-6,5	42,6	1,0	0,041	-8,9	42,7	1,0	0,059
-8,3	42,5	1,0	0,061	0,7	42,5	1,0	0,130	-6,4	42,6	1,0	0,040	-8,8	42,7	1,0	0,061
-8,2	42,5	1,0	0,059	0,8	42,5	1,0	0,134	-6,3	42,6	1,0	0,040	-8,7	42,7	1,0	0,063
-8,1	42,5	1,0	0,059	0,9	42,5	1,0	0,135	-6,2	42,6	1,0	0,039	-8,6	42,7	1,0	0,064
-8,0	42,5	1,0	0,058	1,0	42,5	1,0	0,135	-3,0	42,6	1,0	0,037	-8,5	42,7	1,0	0,064
-7,9	42,5	1,0	0,058	1,1	42,5	1,0	0,134	-2,9	42,6	1,0	0,039	-8,4	42,7	1,0	0,061
-7,8	42,5	1,0	0,057	1,2	42,5	1,0	0,133	-2,8	42,6	1,0	0,043	-8,3	42,7	1,0	0,059
-7,7	42,5	1,0	0,057	1,3	42,5	1,0	0,132	-2,7	42,6	1,0	0,046	-8,2	42,7	1,0	0,057
-7,6	42,5	1,0	0,056	1,4	42,5	1,0	0,132	-2,6	42,6	1,0	0,049	-8,1	42,7	1,0	0,057
-7,5	42,5	1,0	0,055	1,5	42,5	1,0	0,133	-2,5	42,6	1,0	0,053	-8,0	42,7	1,0	0,056
-7,4	42,5	1,0	0,053	1,6	42,5	1,0	0,134	-2,4	42,6	1,0	0,060	-7,9	42,7	1,0	0,056
-7,3	42,5	1,0	0,051	1,7	42,5	1,0	0,135	-2,3	42,6	1,0	0,066	-7,8	42,7	1,0	0,057
-7,2	42,5	1,0	0,050	1,8	42,5	1,0	0,136	-2,2	42,6	1,0	0,069	-7,7	42,7	1,0	0,057
-7,1	42,5	1,0	0,050	1,9	42,5	1,0	0,136	-2,1	42,6	1,0	0,071	-7,6	42,7	1,0	0,058
-7,0	42,5	1,0	0,048	2,0	42,5	1,0	0,136	-2,0	42,6	1,0	0,073	-7,5	42,7	1,0	0,059
-6,9	42,5	1,0	0,047	2,1	42,5	1,0	0,136	-1,9	42,6	1,0	0,075	-7,4	42,7	1,0	0,059
-6,8	42,5	1,0	0,046	2,2	42,5	1,0	0,135	-1,8	42,6	1,0	0,078	-7,3	42,7	1,0	0,059
-6,7	42,5	1,0	0,045	2,3	42,5	1,0	0,135	-1,7	42,6	1,0	0,079	-7,2	42,7	1,0	0,060
-6,6	42,5	1,0	0,043	2,4	42,5	1,0	0,135	-1,6	42,6	1,0	0,080	-7,1	42,7	1,0	0,057
-6,5	42,5	1,0	0,042	2,6	42,5	1,0	0,131	-1,5	42,6	1,0	0,082	-7,0	42,7	1,0	0,055
-6,4	42,5	1,0	0,041	2,7	42,5	1,0	0,128	-1,4	42,6	1,0	0,083	-6,9	42,7	1,0	0,051
-6,3	42,5	1,0	0,040	2,8	42,5	1,0	0,124	-1,3	42,6	1,0	0,086	-6,8	42,7	1,0	0,047
-6,2	42,5	1,0	0,040	2,9	42,5	1,0	0,121	-1,2	42,6	1,0	0,088	-6,7	42,7	1,0	0,044
-6,1	42,5	1,0	0,039	3,0	42,5	1,0	0,118	-1,1	42,6	1,0	0,089	-6,6	42,7	1,0	0,042
-3,2	42,5	1,0	0,035	3,1	42,5	1,0	0,114	-1,0	42,6	1,0	0,091	-6,5	42,7	1,0	0,040
-3,1	42,5	1,0	0,037	3,2	42,5	1,0	0,109	-0,9	42,6	1,0	0,092	-6,4	42,7	1,0	0,039
-3,0	42,5	1,0	0,039	3,3	42,5	1,0	0,102	-0,8	42,6	1,0	0,093	-6,3	42,7	1,0	0,038
-2,9	42,5	1,0	0,041	3,4	42,5	1,0	0,091	-0,7	42,6	1,0	0,091	-2,9	42,7	1,0	0,039
-2,8	42,5	1,0	0,044	3,5	42,5	1,0	0,077	-0,6	42,6	1,0	0,092	-2,8	42,7	1,0	0,042
-2,7	42,5	1,0	0,048	3,6	42,5	1,0	0,065	-0,5	42,6	1,0	0,095	-2,7	42,7	1,0	0,045
-2,6	42,5	1,0	0,052	3,7	42,5	1,0	0,054	-0,4	42,6	1,0	0,098	-2,6	42,7	1,0	0,047
-2,5	42,5	1,0	0,057	-9,6	42,6	1,0	0,044	-0,3	42,6	1,0	0,101	-2,5	42,7	1,0	0,051
-2,4	42,5	1,0	0,062	-9,5	42,6	1,0	0,048	-0,2	42,6	1,0	0,103	-2,4	42,7	1,0	0,056
-2,3	42,5	1,0	0,066	-9,4	42,6	1,0	0,050	-0,1	42,6	1,0	0,106	-2,3	42,7	1,0	0,063
-2,2	42,5	1,0	0,067	-9,3	42,6	1,0	0,053	0,0	42,6	1,0	0,109	-2,2	42,7	1,0	0,069
-2,1	42,5	1,0	0,068	-9,2	42,6	1,0	0,056	0,1	42,6	1,0	0,112	-2,1	42,7	1,0	0,074
-2,0	42,5	1,0	0,069	-9,1	42,6	1,0	0,059	0,2	42,6	1,0	0,116	-2,0	42,7	1,0	0,078
-1,9	42,5	1,0	0,069	-9,0	42,6	1,0	0,061	0,3	42,6	1,0	0,122	-1,9	42,7	1,0	0,081
-1,8	42,5	1,0	0,070	-8,9	42,6	1,0	0,063	0,4	42,6	1,0	0,131	-1,8	42,7	1,0	0,085
-1,7	42,5	1,0	0,071	-8,8	42,6	1,0	0,064	0,5	42,6	1,0	0,138	-1,7	42,7	1,0	0,087
-1,6	42,5	1,0	0,072	-8,7	42,6	1,0	0,065	0,6	42,6	1,0	0,142	-1,6	42,7	1,0	0,087
-1,5	42,5	1,0	0,073	-8,6	42,6	1,0	0,066	0,7	42,6	1,0	0,143	-1,5	42,7	1,0	0,088

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-1,4	42,7	1,0	0,089	-6,5	42,8	1,0	0,038	-8,4	42,9	1,0	0,056	-9,1	43,0	1,0	0,050
-1,3	42,7	1,0	0,091	-6,4	42,8	1,0	0,037	-8,3	42,9	1,0	0,056	-9,0	43,0	1,0	0,051
-1,2	42,7	1,0	0,094	-3,0	42,8	1,0	0,037	-8,2	42,9	1,0	0,055	-8,9	43,0	1,0	0,052
-1,1	42,7	1,0	0,096	-2,9	42,8	1,0	0,040	-8,1	42,9	1,0	0,055	-8,8	43,0	1,0	0,053
-1,0	42,7	1,0	0,100	-2,8	42,8	1,0	0,042	-8,0	42,9	1,0	0,055	-8,7	43,0	1,0	0,053
-0,9	42,7	1,0	0,104	-2,7	42,8	1,0	0,044	-7,9	42,9	1,0	0,055	-8,6	43,0	1,0	0,054
-0,8	42,7	1,0	0,108	-2,6	42,8	1,0	0,047	-7,8	42,9	1,0	0,056	-8,5	43,0	1,0	0,054
-0,7	42,7	1,0	0,112	-2,5	42,8	1,0	0,050	-7,7	42,9	1,0	0,057	-8,4	43,0	1,0	0,054
-0,6	42,7	1,0	0,115	-2,4	42,8	1,0	0,054	-7,6	42,9	1,0	0,058	-8,3	43,0	1,0	0,054
-0,5	42,7	1,0	0,119	-2,3	42,8	1,0	0,060	-7,5	42,9	1,0	0,059	-8,2	43,0	1,0	0,054
-0,4	42,7	1,0	0,125	-2,2	42,8	1,0	0,068	-7,4	42,9	1,0	0,060	-8,1	43,0	1,0	0,054
-0,3	42,7	1,0	0,130	-2,1	42,8	1,0	0,076	-7,3	42,9	1,0	0,063	-8,0	43,0	1,0	0,054
-0,2	42,7	1,0	0,133	-2,0	42,8	1,0	0,082	-7,2	42,9	1,0	0,061	-7,9	43,0	1,0	0,054
-0,1	42,7	1,0	0,137	-1,9	42,8	1,0	0,086	-7,1	42,9	1,0	0,058	-7,8	43,0	1,0	0,055
0,0	42,7	1,0	0,142	-1,8	42,8	1,0	0,089	-7,0	42,9	1,0	0,055	-7,7	43,0	1,0	0,056
0,1	42,7	1,0	0,148	-1,7	42,8	1,0	0,091	-6,9	42,9	1,0	0,050	-7,6	43,0	1,0	0,057
0,2	42,7	1,0	0,153	-1,6	42,8	1,0	0,092	-6,8	42,9	1,0	0,045	-7,5	43,0	1,0	0,058
0,3	42,7	1,0	0,154	-1,5	42,8	1,0	0,093	-6,7	42,9	1,0	0,041	-7,4	43,0	1,0	0,059
0,4	42,7	1,0	0,152	-1,4	42,8	1,0	0,095	-6,6	42,9	1,0	0,039	-7,3	43,0	1,0	0,060
0,5	42,7	1,0	0,150	-1,3	42,8	1,0	0,097	-6,5	42,9	1,0	0,036	-7,2	43,0	1,0	0,059
0,6	42,7	1,0	0,147	-1,2	42,8	1,0	0,101	-3,0	42,9	1,0	0,038	-7,1	43,0	1,0	0,056
0,7	42,7	1,0	0,146	-1,1	42,8	1,0	0,105	-2,9	42,9	1,0	0,040	-7,0	43,0	1,0	0,052
0,8	42,7	1,0	0,142	-1,0	42,8	1,0	0,110	-2,8	42,9	1,0	0,042	-6,9	43,0	1,0	0,047
0,9	42,7	1,0	0,138	-0,9	42,8	1,0	0,117	-2,7	42,9	1,0	0,044	-6,8	43,0	1,0	0,042
1,0	42,7	1,0	0,135	-0,8	42,8	1,0	0,126	-2,6	42,9	1,0	0,047	-6,7	43,0	1,0	0,039
1,1	42,7	1,0	0,132	-0,7	42,8	1,0	0,136	-2,5	42,9	1,0	0,050	-6,6	43,0	1,0	0,037
1,2	42,7	1,0	0,127	-0,6	42,8	1,0	0,145	-2,4	42,9	1,0	0,053	-3,0	43,0	1,0	0,038
1,3	42,7	1,0	0,124	-0,5	42,8	1,0	0,157	-2,3	42,9	1,0	0,058	-2,9	43,0	1,0	0,040
1,4	42,7	1,0	0,122	-0,4	42,8	1,0	0,164	-2,2	42,9	1,0	0,065	-2,8	43,0	1,0	0,042
-9,8	42,8	1,0	0,038	-0,3	42,8	1,0	0,170	-2,1	42,9	1,0	0,074	-2,7	43,0	1,0	0,044
-9,7	42,8	1,0	0,042	-0,2	42,8	1,0	0,175	-2,0	42,9	1,0	0,083	-2,6	43,0	1,0	0,047
-9,6	42,8	1,0	0,044	-0,1	42,8	1,0	0,179	-1,9	42,9	1,0	0,088	-2,5	43,0	1,0	0,050
-9,5	42,8	1,0	0,046	0,0	42,8	1,0	0,185	-1,8	42,9	1,0	0,090	-2,4	43,0	1,0	0,053
-9,4	42,8	1,0	0,048	0,1	42,8	1,0	0,189	-1,7	42,9	1,0	0,092	-2,3	43,0	1,0	0,057
-9,3	42,8	1,0	0,050	0,2	42,8	1,0	0,193	-1,6	42,9	1,0	0,094	-2,2	43,0	1,0	0,063
-9,2	42,8	1,0	0,051	0,3	42,8	1,0	0,188	-1,5	42,9	1,0	0,096	-2,1	43,0	1,0	0,070
-9,1	42,8	1,0	0,053	0,4	42,8	1,0	0,165	-1,4	42,9	1,0	0,099	-2,0	43,0	1,0	0,079
-9,0	42,8	1,0	0,054	0,5	42,8	1,0	0,151	-1,3	42,9	1,0	0,103	-1,9	43,0	1,0	0,086
-8,9	42,8	1,0	0,056	0,6	42,8	1,0	0,145	-1,2	42,9	1,0	0,108	-1,8	43,0	1,0	0,090
-8,8	42,8	1,0	0,057	0,7	42,8	1,0	0,139	-1,1	42,9	1,0	0,114	-1,7	43,0	1,0	0,093
-8,7	42,8	1,0	0,058	0,8	42,8	1,0	0,133	-1,0	42,9	1,0	0,124	-1,6	43,0	1,0	0,096
-8,6	42,8	1,0	0,060	0,9	42,8	1,0	0,128	-0,9	42,9	1,0	0,136	-1,5	43,0	1,0	0,100
-8,5	42,8	1,0	0,060	1,0	42,8	1,0	0,124	-0,8	42,9	1,0	0,153	-1,4	43,0	1,0	0,104
-8,4	42,8	1,0	0,059	1,1	42,8	1,0	0,121	-0,7	42,9	1,0	0,172	-1,3	43,0	1,0	0,109
-8,3	42,8	1,0	0,057	1,2	42,8	1,0	0,117	-0,6	42,9	1,0	0,184	-1,2	43,0	1,0	0,116
-8,2	42,8	1,0	0,057	1,3	42,8	1,0	0,114	-0,5	42,9	1,0	0,198	-1,1	43,0	1,0	0,126
-8,1	42,8	1,0	0,056	1,4	42,8	1,0	0,112	-0,4	42,9	1,0	0,206	-1,0	43,0	1,0	0,143
-8,0	42,8	1,0	0,056	1,5	42,8	1,0	0,110	-0,3	42,9	1,0	0,213	-0,9	43,0	1,0	0,167
-7,9	42,8	1,0	0,056	-9,8	42,9	1,0	0,039	-0,2	42,9	1,0	0,223	-0,8	43,0	1,0	0,204
-7,8	42,8	1,0	0,056	-9,7	42,9	1,0	0,042	-0,1	42,9	1,0	0,236	-0,7	43,0	1,0	0,236
-7,7	42,8	1,0	0,057	-9,6	42,9	1,0	0,043	0,6	42,9	1,0	0,143	-9,8	43,1	1,0	0,038
-7,6	42,8	1,0	0,059	-9,5	42,9	1,0	0,045	0,7	42,9	1,0	0,135	-9,7	43,1	1,0	0,040
-7,5	42,8	1,0	0,060	-9,4	42,9	1,0	0,047	0,8	42,9	1,0	0,127	-9,6	43,1	1,0	0,043
-7,4	42,8	1,0	0,061	-9,3	42,9	1,0	0,049	0,9	42,9	1,0	0,122	-9,5	43,1	1,0	0,044
-7,3	42,8	1,0	0,064	-9,2	42,9	1,0	0,050	1,0	42,9	1,0	0,117	-9,4	43,1	1,0	0,046
-7,2	42,8	1,0	0,063	-9,1	42,9	1,0	0,051	-9,8	43,0	1,0	0,039	-9,3	43,1	1,0	0,047
-7,1	42,8	1,0	0,060	-9,0	42,9	1,0	0,052	-9,7	43,0	1,0	0,041	-9,2	43,1	1,0	0,048
-7,0	42,8	1,0	0,056	-8,9	42,9	1,0	0,053	-9,6	43,0	1,0	0,043	-9,1	43,1	1,0	0,049
-6,9	42,8	1,0	0,052	-8,8	42,9	1,0	0,054	-9,5	43,0	1,0	0,045	-9,0	43,1	1,0	0,050
-6,8	42,8	1,0	0,047	-8,7	42,9	1,0	0,055	-9,4	43,0	1,0	0,046	-8,9	43,1	1,0	0,050
-6,7	42,8	1,0	0,043	-8,6	42,9	1,0	0,056	-9,3	43,0	1,0	0,047	-8,8	43,1	1,0	0,051
-6,6	42,8	1,0	0,040	-8,5	42,9	1,0	0,056	-9,2	43,0	1,0	0,049	-8,7	43,1	1,0	0,052

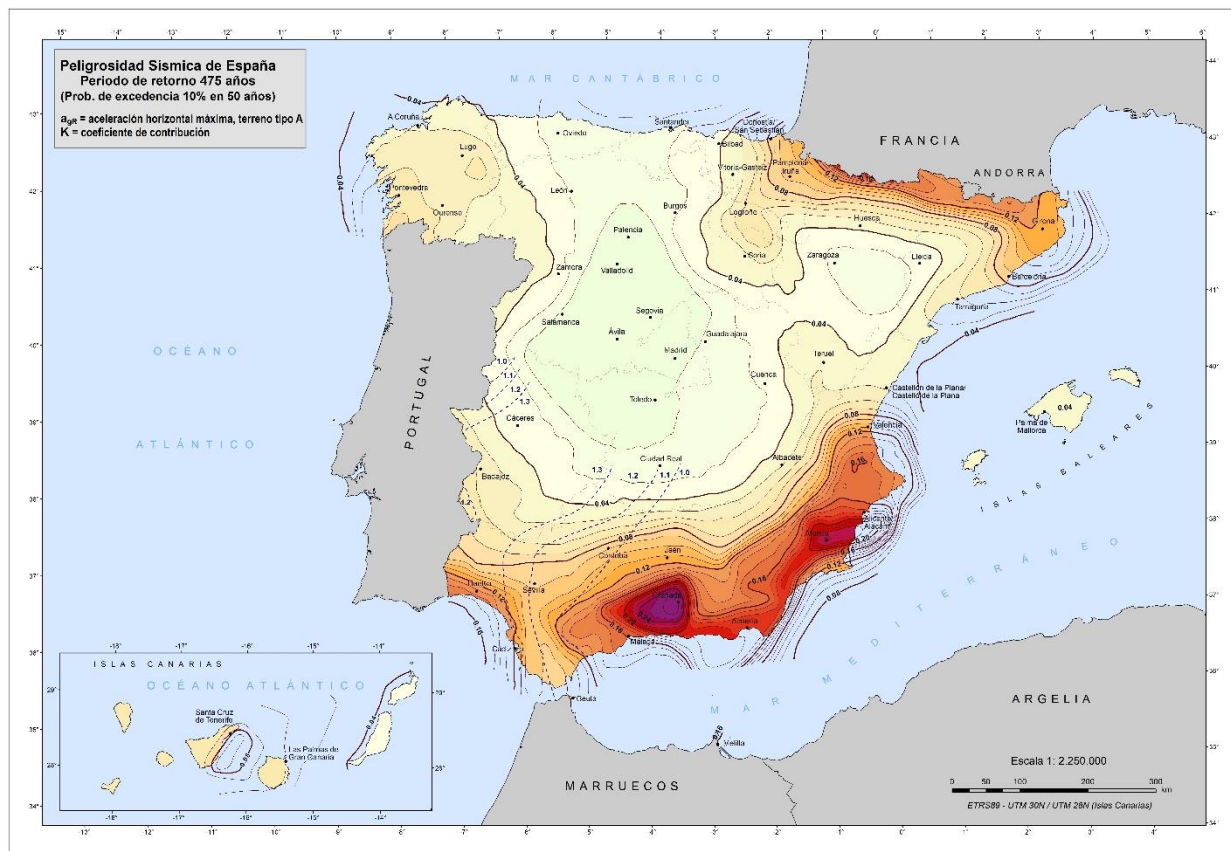
Long	Lat	K	a <sub>gr</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gr</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gr</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gr</sub>
-8,6	43,1	1,0	0,052	-7,5	43,2	1,0	0,055	-2,5	43,3	1,0	0,050	-9,0	43,5	1,0	0,047
-8,5	43,1	1,0	0,053	-7,4	43,2	1,0	0,054	-2,4	43,3	1,0	0,056	-8,9	43,5	1,0	0,047
-8,4	43,1	1,0	0,053	-7,3	43,2	1,0	0,052	-2,3	43,3	1,0	0,064	-8,8	43,5	1,0	0,047
-8,3	43,1	1,0	0,053	-7,2	43,2	1,0	0,051	-2,2	43,3	1,0	0,072	-8,7	43,5	1,0	0,047
-8,2	43,1	1,0	0,053	-7,1	43,2	1,0	0,048	-2,1	43,3	1,0	0,077	-8,6	43,5	1,0	0,047
-8,1	43,1	1,0	0,053	-7,0	43,2	1,0	0,045	-2,0	43,3	1,0	0,082	-8,5	43,5	1,0	0,047
-8,0	43,1	1,0	0,053	-6,9	43,2	1,0	0,041	-1,9	43,3	1,0	0,086	-8,4	43,5	1,0	0,047
-7,9	43,1	1,0	0,053	-6,8	43,2	1,0	0,039	-1,8	43,3	1,0	0,091	-8,3	43,5	1,0	0,047
-7,8	43,1	1,0	0,054	-6,7	43,2	1,0	0,036	-1,7	43,3	1,0	0,097	-8,2	43,5	1,0	0,046
-7,7	43,1	1,0	0,055	-3,0	43,2	1,0	0,038	-1,6	43,3	1,0	0,103	-8,1	43,5	1,0	0,045
-7,6	43,1	1,0	0,056	-2,9	43,2	1,0	0,040	-1,5	43,3	1,0	0,107	-8,0	43,5	1,0	0,045
-7,5	43,1	1,0	0,056	-2,8	43,2	1,0	0,042	-1,4	43,3	1,0	0,113	-7,9	43,5	1,0	0,046
-7,4	43,1	1,0	0,057	-2,7	43,2	1,0	0,044	-1,3	43,3	1,0	0,124	-7,8	43,5	1,0	0,045
-7,3	43,1	1,0	0,057	-2,6	43,2	1,0	0,046	-9,6	43,4	1,0	0,040	-7,7	43,5	1,0	0,045
-7,2	43,1	1,0	0,055	-2,5	43,2	1,0	0,050	-9,5	43,4	1,0	0,042	-7,6	43,5	1,0	0,043
-7,1	43,1	1,0	0,053	-2,4	43,2	1,0	0,054	-9,4	43,4	1,0	0,043	-7,5	43,5	1,0	0,043
-7,0	43,1	1,0	0,048	-2,3	43,2	1,0	0,060	-9,3	43,4	1,0	0,045	-7,4	43,5	1,0	0,042
-6,9	43,1	1,0	0,044	-2,2	43,2	1,0	0,066	-9,2	43,4	1,0	0,046	-7,3	43,5	1,0	0,042
-6,8	43,1	1,0	0,041	-2,1	43,2	1,0	0,073	-9,1	43,4	1,0	0,047	-7,2	43,5	1,0	0,041
-6,7	43,1	1,0	0,038	-2,0	43,2	1,0	0,081	-9,0	43,4	1,0	0,047	-7,1	43,5	1,0	0,040
-3,0	43,1	1,0	0,038	-1,9	43,2	1,0	0,086	-8,9	43,4	1,0	0,048	-7,0	43,5	1,0	0,040
-2,9	43,1	1,0	0,040	-1,8	43,2	1,0	0,091	-8,8	43,4	1,0	0,048	-6,9	43,5	1,0	0,038
-2,8	43,1	1,0	0,042	-1,7	43,2	1,0	0,096	-8,7	43,4	1,0	0,048	-2,8	43,5	1,0	0,033
-2,7	43,1	1,0	0,044	-1,6	43,2	1,0	0,100	-8,6	43,4	1,0	0,048	-2,7	43,5	1,0	0,036
-2,6	43,1	1,0	0,047	-1,5	43,2	1,0	0,105	-8,5	43,4	1,0	0,049	-2,6	43,5	1,0	0,042
-2,5	43,1	1,0	0,050	-1,4	43,2	1,0	0,111	-8,4	43,4	1,0	0,049	-2,5	43,5	1,0	0,049
-2,4	43,1	1,0	0,053	-1,3	43,2	1,0	0,121	-8,3	43,4	1,0	0,049	-2,4	43,5	1,0	0,055
-2,3	43,1	1,0	0,057	-1,2	43,2	1,0	0,138	-8,2	43,4	1,0	0,049	-2,3	43,5	1,0	0,060
-2,2	43,1	1,0	0,062	-9,6	43,3	1,0	0,041	-8,1	43,4	1,0	0,049	-2,2	43,5	1,0	0,064
-2,1	43,1	1,0	0,069	-9,5	43,3	1,0	0,043	-8,0	43,4	1,0	0,048	-2,1	43,5	1,0	0,068
-2,0	43,1	1,0	0,077	-9,4	43,3	1,0	0,044	-7,9	43,4	1,0	0,049	-2,0	43,5	1,0	0,072
-1,9	43,1	1,0	0,085	-9,3	43,3	1,0	0,046	-7,8	43,4	1,0	0,048	-1,9	43,5	1,0	0,077
-1,8	43,1	1,0	0,091	-9,2	43,3	1,0	0,047	-7,7	43,4	1,0	0,048	-1,8	43,5	1,0	0,083
-1,7	43,1	1,0	0,095	-9,1	43,3	1,0	0,047	-7,6	43,4	1,0	0,047	-1,7	43,5	1,0	0,090
-1,6	43,1	1,0	0,099	-9,0	43,3	1,0	0,048	-7,5	43,4	1,0	0,046	-9,4	43,6	1,0	0,043
-1,5	43,1	1,0	0,103	-8,9	43,3	1,0	0,048	-7,4	43,4	1,0	0,045	-9,3	43,6	1,0	0,044
-1,4	43,1	1,0	0,109	-8,8	43,3	1,0	0,049	-7,3	43,4	1,0	0,044	-9,2	43,6	1,0	0,045
-1,3	43,1	1,0	0,116	-8,7	43,3	1,0	0,049	-7,2	43,4	1,0	0,043	-9,1	43,6	1,0	0,045
-1,2	43,1	1,0	0,126	-8,6	43,3	1,0	0,050	-7,1	43,4	1,0	0,042	-9,0	43,6	1,0	0,045
-1,1	43,1	1,0	0,141	-8,5	43,3	1,0	0,050	-7,0	43,4	1,0	0,041	-8,9	43,6	1,0	0,046
-1,0	43,1	1,0	0,163	-8,4	43,3	1,0	0,050	-6,9	43,4	1,0	0,039	-8,8	43,6	1,0	0,045
-9,6	43,2	1,0	0,042	-8,3	43,3	1,0	0,050	-2,9	43,4	1,0	0,037	-8,7	43,6	1,0	0,045
-9,5	43,2	1,0	0,044	-8,2	43,3	1,0	0,050	-2,8	43,4	1,0	0,038	-8,6	43,6	1,0	0,045
-9,4	43,2	1,0	0,045	-8,1	43,3	1,0	0,050	-2,7	43,4	1,0	0,041	-8,5	43,6	1,0	0,044
-9,3	43,2	1,0	0,046	-8,0	43,3	1,0	0,051	-2,6	43,4	1,0	0,046	-8,4	43,6	1,0	0,043
-9,2	43,2	1,0	0,047	-7,9	43,3	1,0	0,051	-2,5	43,4	1,0	0,053	-8,3	43,6	1,0	0,043
-9,1	43,2	1,0	0,048	-7,8	43,3	1,0	0,051	-2,4	43,4	1,0	0,060	-8,2	43,6	1,0	0,042
-9,0	43,2	1,0	0,049	-7,7	43,3	1,0	0,051	-2,3	43,4	1,0	0,066	-8,1	43,6	1,0	0,042
-8,9	43,2	1,0	0,049	-7,6	43,3	1,0	0,052	-2,2	43,4	1,0	0,071	-8,0	43,6	1,0	0,042
-8,8	43,2	1,0	0,050	-7,5	43,3	1,0	0,050	-2,1	43,4	1,0	0,075	-7,9	43,6	1,0	0,042
-8,7	43,2	1,0	0,050	-7,4	43,3	1,0	0,049	-2,0	43,4	1,0	0,079	-7,8	43,6	1,0	0,042
-8,6	43,2	1,0	0,051	-7,3	43,3	1,0	0,048	-1,9	43,4	1,0	0,084	-7,7	43,6	1,0	0,042
-8,5	43,2	1,0	0,051	-7,2	43,3	1,0	0,046	-1,8	43,4	1,0	0,091	-7,6	43,6	1,0	0,042
-8,4	43,2	1,0	0,051	-7,1	43,3	1,0	0,044	-1,7	43,4	1,0	0,104	-7,5	43,6	1,0	0,042
-8,3	43,2	1,0	0,051	-7,0	43,3	1,0	0,042	-1,6	43,4	1,0	0,112	-7,4	43,6	1,0	0,041
-8,2	43,2	1,0	0,052	-6,9	43,3	1,0	0,039	-9,7	43,5	1,0	0,034	-7,3	43,6	1,0	0,041
-8,1	43,2	1,0	0,052	-6,8	43,3	1,0	0,037	-9,6	43,5	1,0	0,039	-7,2	43,6	1,0	0,040
-8,0	43,2	1,0	0,052	-3,0	43,3	1,0	0,038	-9,5	43,5	1,0	0,041	-7,1	43,6	1,0	0,039
-7,9	43,2	1,0	0,052	-2,9	43,3	1,0	0,039	-9,4	43,5	1,0	0,044	-7,0	43,6	1,0	0,039
-7,8	43,2	1,0	0,053	-2,8	43,3	1,0	0,041	-9,3	43,5	1,0	0,045	-2,7	43,6	1,0	0,030
-7,7	43,2	1,0	0,054	-2,7	43,3	1,0	0,043	-9,2	43,5	1,0	0,046	-2,6	43,6	1,0	0,033
-7,6	43,2	1,0	0,054	-2,6	43,3	1,0	0,046	-9,1	43,5	1,0	0,046	-2,5	43,6	1,0	0,037

Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>	Long	Lat	K	a <sub>gR</sub>
-2,4	43,6	1,0	0,041	-15,5	27,8	1,0	0,060	-15,4	28,2	1,0	0,059	-13,8	28,6	1,0	0,040
-2,3	43,6	1,0	0,044	-15,4	27,8	1,0	0,057	-14,4	28,2	1,0	0,040	-13,7	28,6	1,0	0,040
-2,2	43,6	1,0	0,049	-15,3	27,8	1,0	0,052	-14,3	28,2	1,0	0,040	-18,1	28,7	1,0	0,068
-2,1	43,6	1,0	0,053	-17,9	27,9	1,0	0,068	-14,2	28,2	1,0	0,040	-18,0	28,7	1,0	0,068
-2,0	43,6	1,0	0,058	-15,8	27,9	1,0	0,065	-14,1	28,2	1,0	0,040	-17,9	28,7	1,0	0,068
-9,0	43,7	1,0	0,044	-15,7	27,9	1,0	0,065	-14,0	28,2	1,0	0,040	-17,8	28,7	1,0	0,068
-8,9	43,7	1,0	0,043	-15,6	27,9	1,0	0,064	-13,9	28,2	1,0	0,040	-17,7	28,7	1,0	0,068
-8,8	43,7	1,0	0,042	-15,5	27,9	1,0	0,062	-16,9	28,3	1,0	0,067	-14,1	28,7	1,0	0,040
-8,7	43,7	1,0	0,041	-15,4	27,9	1,0	0,059	-16,8	28,3	1,0	0,067	-14,0	28,7	1,0	0,040
-8,6	43,7	1,0	0,041	-15,3	27,9	1,0	0,053	-16,7	28,3	1,0	0,067	-13,9	28,7	1,0	0,040
-8,5	43,7	1,0	0,040	-17,3	28,0	1,0	0,068	-16,6	28,3	1,0	0,068	-13,8	28,7	1,0	0,040
-8,4	43,7	1,0	0,039	-17,2	28,0	1,0	0,068	-16,5	28,3	1,0	0,070	-13,7	28,7	1,0	0,040
-8,3	43,7	1,0	0,039	-17,1	28,0	1,0	0,068	-16,4	28,3	1,0	0,075	-18,0	28,8	1,0	0,068
-8,2	43,7	1,0	0,040	-16,8	28,0	1,0	0,068	-16,3	28,3	1,0	0,088	-17,9	28,8	1,0	0,067
-8,1	43,7	1,0	0,040	-16,7	28,0	1,0	0,068	-14,3	28,3	1,0	0,040	-17,8	28,8	1,0	0,067
-8,0	43,7	1,0	0,040	-16,6	28,0	1,0	0,071	-14,2	28,3	1,0	0,040	-17,7	28,8	1,0	0,067
-7,9	43,7	1,0	0,041	-16,5	28,0	1,0	0,082	-14,1	28,3	1,0	0,040	-14,0	28,8	1,0	0,040
-7,8	43,7	1,0	0,041	-16,4	28,0	1,0	0,094	-14,0	28,3	1,0	0,040	-13,9	28,8	1,0	0,040
-7,7	43,7	1,0	0,041	-15,9	28,0	1,0	0,069	-13,9	28,3	1,0	0,040	-13,8	28,8	1,0	0,040
-7,6	43,7	1,0	0,041	-15,8	28,0	1,0	0,067	-13,8	28,3	1,0	0,040	-13,7	28,8	1,0	0,040
-7,5	43,7	1,0	0,040	-15,7	28,0	1,0	0,066	-17,9	28,4	1,0	0,068	-13,6	28,8	1,0	0,040
-7,4	43,7	1,0	0,040	-15,6	28,0	1,0	0,065	-17,8	28,4	1,0	0,068	-17,9	28,9	1,0	0,067
-7,3	43,7	1,0	0,040	-15,5	28,0	1,0	0,063	-17,0	28,4	1,0	0,068	-17,8	28,9	1,0	0,067
-7,2	43,7	1,0	0,039	-15,4	28,0	1,0	0,059	-16,9	28,4	1,0	0,067	-17,7	28,9	1,0	0,067
-7,1	43,7	1,0	0,039	-15,3	28,0	1,0	0,054	-16,8	28,4	1,0	0,067	-13,9	28,9	1,0	0,040
-2,5	43,7	1,0	0,029	-14,5	28,0	1,0	0,040	-16,7	28,4	1,0	0,067	-13,8	28,9	1,0	0,040
-2,4	43,7	1,0	0,031	-14,4	28,0	1,0	0,040	-16,6	28,4	1,0	0,067	-13,7	28,9	1,0	0,040
-2,3	43,7	1,0	0,034	-14,3	28,0	1,0	0,040	-16,5	28,4	1,0	0,068	-13,6	28,9	1,0	0,040
-2,2	43,7	1,0	0,037	-14,2	28,0	1,0	0,040	-16,4	28,4	1,0	0,070	-13,5	28,9	1,0	0,040
-8,6	43,8	1,0	0,037	-17,3	28,1	1,0	0,068	-16,3	28,4	1,0	0,078	-13,9	29,0	1,0	0,040
-8,5	43,8	1,0	0,037	-17,2	28,1	1,0	0,068	-16,2	28,4	1,0	0,090	-13,8	29,0	1,0	0,040
-8,4	43,8	1,0	0,037	-17,1	28,1	1,0	0,068	-16,1	28,4	1,0	0,096	-13,7	29,0	1,0	0,040
-8,3	43,8	1,0	0,037	-16,8	28,1	1,0	0,068	-14,2	28,4	1,0	0,040	-13,6	29,0	1,0	0,040
-8,2	43,8	1,0	0,038	-16,7	28,1	1,0	0,068	-14,1	28,4	1,0	0,040	-13,5	29,0	1,0	0,040
-8,1	43,8	1,0	0,039	-16,6	28,1	1,0	0,071	-14,0	28,4	1,0	0,040	-13,4	29,0	1,0	0,040
-8,0	43,8	1,0	0,039	-16,5	28,1	1,0	0,081	-13,9	28,4	1,0	0,040	-13,9	29,1	1,0	0,040
-7,9	43,8	1,0	0,040	-16,4	28,1	1,0	0,094	-13,8	28,4	1,0	0,040	-13,8	29,1	1,0	0,040
-7,8	43,8	1,0	0,040	-15,8	28,1	1,0	0,068	-17,9	28,5	1,0	0,068	-13,7	29,1	1,0	0,040
-7,7	43,8	1,0	0,040	-15,7	28,1	1,0	0,066	-17,8	28,5	1,0	0,068	-13,6	29,1	1,0	0,040
-7,6	43,8	1,0	0,040	-15,6	28,1	1,0	0,065	-17,7	28,5	1,0	0,068	-13,5	29,1	1,0	0,040
-7,5	43,8	1,0	0,039	-15,5	28,1	1,0	0,063	-16,5	28,5	1,0	0,067	-13,4	29,1	1,0	0,040
-7,4	43,8	1,0	0,039	-15,4	28,1	1,0	0,059	-16,4	28,5	1,0	0,068	-13,7	29,2	1,0	0,040
-7,3	43,8	1,0	0,039	-15,3	28,1	1,0	0,054	-16,3	28,5	1,0	0,071	-13,6	29,2	1,0	0,040
				-14,5	28,1	1,0	0,040	-16,2	28,5	1,0	0,078	-13,5	29,2	1,0	0,040
-18,1	27,6	1,0	0,067	-14,4	28,1	1,0	0,040	-16,1	28,5	1,0	0,083	-13,4	29,2	1,0	0,040
-18,0	27,6	1,0	0,067	-14,3	28,1	1,0	0,040	-14,2	28,5	1,0	0,040	-13,3	29,2	1,0	0,040
-17,9	27,6	1,0	0,067	-14,2	28,1	1,0	0,040	-14,1	28,5	1,0	0,040	-13,5	29,3	1,0	0,040
-18,2	27,7	1,0	0,067	-14,1	28,1	1,0	0,040	-14,0	28,5	1,0	0,040	-13,4	29,3	1,0	0,040
-18,1	27,7	1,0	0,067	-14,0	28,1	1,0	0,040	-13,9	28,5	1,0	0,040				
-18,0	27,7	1,0	0,067	-17,3	28,2	1,0	0,068	-13,8	28,5	1,0	0,040				
-17,9	27,7	1,0	0,067	-17,2	28,2	1,0	0,068	-13,7	28,5	1,0	0,040				
-15,7	27,7	1,0	0,059	-17,1	28,2	1,0	0,068	-18,0	28,6	1,0	0,068				
-15,6	27,7	1,0	0,058	-16,9	28,2	1,0	0,068	-17,9	28,6	1,0	0,068				
-15,5	27,7	1,0	0,056	-16,8	28,2	1,0	0,067	-17,8	28,6	1,0	0,068				
-15,4	27,7	1,0	0,052	-16,7	28,2	1,0	0,068	-17,7	28,6	1,0	0,068				
-18,2	27,8	1,0	0,068	-16,6	28,2	1,0	0,069	-16,4	28,6	1,0	0,067				
-18,1	27,8	1,0	0,068	-16,5	28,2	1,0	0,074	-16,3	28,6	1,0	0,068				
-18,0	27,8	1,0	0,068	-16,4	28,2	1,0	0,085	-16,2	28,6	1,0	0,069				
-17,9	27,8	1,0	0,068	-16,3	28,2	1,0	0,096	-16,1	28,6	1,0	0,070				
-15,8	27,8	1,0	0,064	-15,7	28,2	1,0	0,067	-14,1	28,6	1,0	0,040				
-15,7	27,8	1,0	0,063	-15,6	28,2	1,0	0,065	-14,0	28,6	1,0	0,040				
-15,6	27,8	1,0	0,062	-15,5	28,2	1,0	0,063	-13,9	28,6	1,0	0,040				

## Apéndice F

### Mapa de peligrosidad sísmica, periodo de retorno $T_r=475$ años

Mapa de peligrosidad sísmica, obtenido a partir de los datos de peligrosidad, de aceleración horizontal pico de referencia,  $a_{gR}$ , en suelo tipo A y parámetro K, del Apéndice E



## Apéndice G

### Relación de normas UNE

#### G.1 Introducción

Los apartados de esta Norma Sismorresistente establecen una serie de comprobaciones de los procesos incluidos en su ámbito y de la conformidad de los productos que, en ciertos casos, están referidos a normativa UNE-EN o UNE-EN ISO. Se incluyen aquí dichas normas de referencia.

A los efectos de esta Norma Sismorresistente, debe entenderse que las normas UNE-EN o UNE-EN ISO citadas en la misma, se refieren siempre a las versiones que se relacionan en este Apéndice, salvo en el caso de normas armonizadas UNE-EN que sean transposición de normas EN cuya referencia haya sido publicada en el Diario Oficial de la Unión Europea, (en el marco de aplicación del Reglamento N.º 305/2011 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011, por el que se establecen condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción), en cuyo caso la cita se deberá relacionar con la última Comunicación de la Comisión que incluya dicha referencia. En el caso de normas referenciadas en las normas armonizadas, debe aplicarse la versión incluida en las normas armonizadas UNE-EN citadas anteriormente.

#### G.2 Normas de referencia y consulta

##### G.2.1 Normas UNE-EN

UNE-EN 772-1:2011+A1:2016	<i>Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.</i>
UNE-EN 1337-2:2006	<i>Apoyos estructurales. Parte 2: Elementos de deslizamiento.</i>
UNE-EN 1337-3:2005	<i>Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos.</i>
UNE-EN 1991-4:2011 UNE-EN 1991-4:2011/AC:2013	<i>Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 4: Silos y depósitos.</i>
UNE-EN 1997-1:2016	<i>Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales.</i>
UNE-EN 12512:2002+A1:2006	<i>Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Ensayo cíclico de uniones realizadas con conectores mecánicos.</i>
UNE-EN 13084-2:2008	<i>Chimeneas autoportantes. Parte 2: Chimeneas de hormigón.</i>
UNE-EN 13084-7:2013	<i>Chimeneas autoportantes. Parte 7: Especificaciones de producto para elementos cilíndricos de acero para</i>

*uso en chimeneas de acero de pared simple y conductos interiores de acero.*

UNE-EN 15129:2019

*Dispositivos antisísmicos.*

## **G.2.2 Normas UNE-EN ISO**

UNE-EN ISO 17892-4:2019

*Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 4: Determinación de la distribución granulométrica.*

UNE-EN ISO 17892-12:2019

*Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 12: Determinación del límite líquido y del límite plástico.*

UNE-EN ISO 22476-3:2006

*Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 3: Ensayo de penetración estándar.*

UNE-EN ISO 22476-12:2010

*Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de campo. Parte 12: Ensayo de penetración con el cono mecánico (CPTM).*