

Febrero 2011

TÍTULO

Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes

Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de las Normas Europeas EN 1998-1:2004 y EN 1998-1:2004/AC:2009.

OBSERVACIONES

Esta norma anula y sustituye a las Normas UNE-ENV 1998-1-1:1998, UNE-ENV 1998-1-2:1998 y UNE-ENV 1998-1-3:2000.

ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR
Depósito legal: M 8640:2011

© AENOR 2011
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR

Génova, 6
28004 MADRID-España

Asociación Española de
Normalización y Certificación

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032

206 Páginas

Grupo 123

AENOR

NORMA EUROPEA
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1998-1

Diciembre 2004

+AC

Julio 2009

ICS 91.120.25

Sustituye a ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994, ENV 1998-1-3:1995

Versión en español

Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 1: Grundlagen, Erdbeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2004-04-23.

Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales pueden obtenerse en el Centro de Gestión de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada al Centro de Gestión, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

CEN
COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
CENTRO DE GESTIÓN: Avenue Marnix, 17-1000 Bruxelles

© 2004 CEN. Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

ÍNDICE

	Página
PRÓLOGO	12
1 GENERALIDADES	18
1.1 Objeto y campo de aplicación.....	18
1.1.1 Objeto y campo de aplicación de la Norma EN 1998	18
1.1.2 Objeto y campo de aplicación de la Norma EN 1998-1	18
1.1.3 Otras partes de la Norma EN 1998	19
1.2 Normas para consulta	19
1.2.1 Normas generales para consulta	19
1.2.2 Códigos y normas para consulta	19
1.3 Hipótesis	20
1.4 Distinción entre Principios y Reglas de aplicación	20
1.5 Términos y definiciones	20
1.5.1 Términos comunes a todos los Eurocódigos.....	20
1.5.2 Otros términos utilizados en la Norma EN 1998	20
1.6 Símbolos	21
1.6.1 Generalidades	21
1.6.2 Otros símbolos utilizados en los capítulos 2 y 3 de la Norma EN 1998-1	21
1.6.3 Otros símbolos utilizados en el capítulo 4 de la Norma EN 1998-1.....	22
1.6.4 Otros símbolos utilizados en el capítulo 5 de la Norma EN 1998-1.....	23
1.6.5 Otros símbolos utilizados en el capítulo 6 de la Norma EN 1998-1.....	27
1.6.6 Otros símbolos utilizados en el capítulo 7 de la Norma EN 1998-1.....	28
1.6.7 Otros símbolos utilizados en el capítulo 8 de la Norma EN 1998-1.....	30
1.6.8 Otros símbolos utilizados en el capítulo 9 de la Norma EN 1998-1.....	30
1.6.9 Otros símbolos utilizados en el capítulo 10 de la Norma EN 1998-1.....	31
1.7 Unidades del sistema internacional (S.I.)	32
2 REQUISITOS DE COMPORTAMIENTO Y CRITERIOS DE COMPROBACIÓN...	32
2.1 Requisitos fundamentales	32
2.2 Criterios de comprobación	33
2.2.1 Generalidades	33
2.2.2 Estado límite último	34
2.2.3 Estado de limitación de daños	34
2.2.4 Medidas específicas	34
2.2.4.1 Proyecto.....	34
2.2.4.2 Cimentaciones.....	35
2.2.4.3 Plan del sistema de calidad	35
3 CONDICIONES DEL TERRENO Y ACCIÓN SÍSMICA.....	35
3.1 Condiciones del terreno	35
3.1.1 Generalidades	35
3.1.2 Identificación de los tipos de terreno	36
3.2 Acción sísmica.....	37
3.2.1 Regiones sísmicas.....	37
3.2.2 Representación básica de la acción sísmica.....	37

3.2.2.1	Generalidades	37
3.2.2.2	Espectro de respuesta elástica horizontal.....	38
3.2.2.3	Espectro de respuesta elástica vertical	41
3.2.2.4	Valor de cálculo del desplazamiento del suelo	42
3.2.2.5	Espectro de cálculo para análisis elástico.....	42
3.2.3	Representaciones alternativas de la acción sísmica	43
3.2.3.1	Representación en el dominio del tiempo	43
3.2.3.2	Modelo espacial de la acción sísmica	44
3.2.4	Combinaciones de la acción sísmica con otras acciones.....	44
4	PROYECTO DE EDIFICIOS	45
4.1	Generalidades	45
4.1.1	Objeto y campo de aplicación.....	45
4.2	Características de los edificios sismorresistentes.....	45
4.2.1	Principios básicos de la concepción del proyecto.....	45
4.2.1.1	Simplicidad estructural.....	45
4.2.1.2	Uniformidad, simetría y redundancia	45
4.2.1.3	Resistencia y rigidez bidireccional	46
4.2.1.4	Resistencia y rigidez de torsión	46
4.2.1.5	Acción de diafragma a nivel de cada planta.....	46
4.2.1.6	Cimentación adecuada	46
4.2.2	Elementos sísmicos primarios y secundarios	47
4.2.3	Criterios para la regularidad estructural.....	47
4.2.3.1	Generalidades	47
4.2.3.2	Criterios de regularidad en planta.....	48
4.2.3.3	Criterios de regularidad en alzado	49
4.2.4	Coefficientes de combinación para las acciones variables.....	51
4.2.5	Clases de importancia y coeficientes de importancia	51
4.3	Análisis estructural	52
4.3.1	Modelado.....	52
4.3.2	Efectos accidentales de torsión	53
4.3.3	Métodos de análisis.....	53
4.3.3.1	Generalidades	53
4.3.3.2	Método de análisis de la fuerza lateral	54
4.3.3.3	Análisis modal mediante espectros de respuesta	57
4.3.3.4	Métodos no lineales	58
4.3.3.5	Combinación de los efectos de las componentes de la acción sísmica	61
4.3.4	Cálculo del desplazamiento	63
4.3.5	Elementos no estructurales.....	63
4.3.5.1	Generalidades	63
4.3.5.2	Comprobaciones	64
4.3.5.3	Coefficientes de importancia	64
4.3.5.4	Coefficientes de comportamiento	65
4.3.6	Medidas complementarias para pórticos rellenos de fábrica	65
4.3.6.1	Generalidades	65
4.3.6.2	Requisitos y criterios.....	66
4.3.6.3	Irregularidades debidas a los rellenos de fábrica	66
4.3.6.4	Limitación del daño de los rellenos.....	67

4.4	Comprobaciones de seguridad	67
4.4.1	Generalidades	67
4.4.2	Estado límite último	67
4.4.2.1	Generalidades	67
4.4.2.2	Condiciones de resistencia	67
4.4.2.3	Condiciones de ductilidad global y local.....	68
4.4.2.4	Condición de equilibrio.....	69
4.4.2.5	Resistencia de los diafragmas horizontales	70
4.4.2.6	Resistencia de las cimentaciones	70
4.4.2.7	Condición de junta sísmica	71
4.4.3	Limitación de daño.....	71
4.4.3.1	Generalidades	71
4.4.3.2	Limitación del desplome entre plantas	71
5	REGLAS ESPECÍFICAS PARA EDIFICIOS DE HORMIGÓN.....	72
5.1	Generalidades	72
5.1.1	Objeto y campo de aplicación.....	72
5.1.2	Términos y definiciones	72
5.2	Principios de dimensionamiento	74
5.2.1	Capacidad de disipación de energía y clases de ductilidad.....	74
5.2.2	Tipos de estructuras y coeficientes de comportamiento.....	74
5.2.2.1	Tipos de estructuras	74
5.2.2.2	Coeficientes de comportamiento para las acciones sísmicas horizontales.....	75
5.2.3	Criterios de dimensionamiento	77
5.2.3.1	Generalidades	77
5.2.3.2	Condición de resistencia local.....	77
5.2.3.3	Criterio de dimensionamiento por capacidad.....	77
5.2.3.4	Condición de ductilidad local	78
5.2.3.5	Hiperestaticidad de la estructura.....	79
5.2.3.6	Elementos sismorresistentes secundarios y resistencias.....	79
5.2.3.7	Medidas adicionales específicas.....	79
5.2.4	Comprobaciones de seguridad	80
5.3	Dimensionamiento conforme a la Norma EN 1992-1-1	80
5.3.1	Generalidades	80
5.3.2	Materiales.....	80
5.3.3	Factor de comportamiento	81
5.4	Dimensionamiento para la clase de ductilidad media (DCM).....	81
5.4.1	Restricciones geométricas y materiales	81
5.4.1.1	Materiales.....	81
5.4.1.2	Restricciones geométricas	81
5.4.2	Efectos de la acción de cálculo.....	82
5.4.2.1	Generalidades	82
5.4.2.2	Vigas	82
5.4.2.3	Pilares.....	83
5.4.2.4	Disposiciones especiales para muros dúctiles.....	84
5.4.2.5	Disposiciones especiales para muros de grandes dimensiones ligeramente armados.....	86
5.4.3	Comprobación en ELU y detalles constructivos	87
5.4.3.1	Vigas	87
5.4.3.2	Pilares	89

5.4.3.3	Juntas entre viga y pilar	92
5.4.3.4	Muros (muros pantalla) dúctiles	92
5.4.3.5	Muros de grandes dimensiones ligeramente armados	96
5.5	Dimensionamiento para la clase de ductilidad alta (DCH).....	97
5.5.1	Restricciones geométricas y materiales	97
5.5.1.1	Materiales.....	97
5.5.1.2	Restricciones geométricas	97
5.5.2	Efectos de la acción de cálculo.....	98
5.5.2.1	Vigas	98
5.5.2.2	Pilares	98
5.5.2.3	Juntas entre viga y pilar	98
5.5.2.4	Muros dúctiles	99
5.5.3	Comprobación en ELU y detalles constructivos	100
5.5.3.1	Vigas	100
5.5.3.2	Pilares	102
5.5.3.3	Juntas entre viga y pilar	103
5.5.3.4	Muros dúctiles	105
5.5.3.5	Elementos de acoplamiento para muros acoplados	109
5.6	Disposiciones para anclajes y empalmes	110
5.6.1	Generalidades	110
5.6.2	Anclaje de las armaduras	110
5.6.2.1	Pilares	110
5.6.2.2	Vigas	110
5.6.3	Empalme de armaduras.....	112
5.7	Dimensionamiento y detalles constructivos de los elementos sismorresistentes secundarios.....	113
5.8	Elementos de cimentación de hormigón	113
5.8.1	Objeto y campo de aplicación.....	113
5.8.2	Vigas de atado y vigas de cimentación.....	114
5.8.3	Conexiones de elementos verticales con vigas o muros de cimentación.....	114
5.8.4	Pilotes y encepados de hormigón hormigonados in situ	115
5.9	Efectos locales debidos a rellenos de fábrica u hormigón	115
5.10	Disposiciones para diafragmas de hormigón	116
5.11	Estructuras prefabricadas de hormigón.....	117
5.11.1	Generalidades	117
5.11.1.1	Objeto y campo de aplicación. Tipos de estructuras	117
5.11.1.2	Evaluación de estructuras prefabricadas.....	117
5.11.1.3	Criterios de dimensionamiento	118
5.11.1.4	Coeficientes de comportamiento	119
5.11.1.5	Análisis de las situaciones transitorias.....	119
5.11.2	Conexiones de elementos prefabricados	120
5.11.2.1	Disposiciones generales	120
5.11.2.2	Evaluación de la resistencia de las conexiones	120
5.11.3	Elementos	121
5.11.3.1	Vigas	121
5.11.3.2	Pilares	121
5.11.3.3	Juntas entre viga y pilar	121
5.11.3.4	Muros de paneles prefabricados de grandes dimensiones	121
5.11.3.5	Diafragmas	123

6	REGLAS ESPECÍFICAS PARA EDIFICIOS DE ACERO.....	124
6.1	Generalidades	124
6.1.1	Objeto y campo de aplicación.....	124
6.1.2	Principios de dimensionamiento	124
6.1.3	Comprobaciones de seguridad	125
6.2	Materiales.....	125
6.3	Tipos de estructuras y coeficientes de comportamiento.....	127
6.3.1	Tipos de estructuras	127
6.3.2	Coeficientes de comportamiento	130
6.4	Análisis estructural	131
6.5	Criterios de dimensionamiento y reglas de detalles constructivos comunes a todos los tipos de estructuras con comportamiento estructural disipativo.....	131
6.5.1	Generalidades	131
6.5.2	Reglas de dimensionamiento para estructuras disipativas	131
6.5.3	Reglas de dimensionamiento para elementos disipativos a compresión o flexión.....	131
6.5.4	Reglas de dimensionamiento para partes o elementos a tracción	132
6.5.5	Reglas de dimensionamiento para uniones en zonas disipativas.....	132
6.6	Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos resistentes a flexión	133
6.6.1	Criterios de dimensionamiento	133
6.6.2	Vigas	133
6.6.3	Pilares	134
6.6.4	Conexiones de viga a pilar	135
6.7	Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos con triangulaciones centradas (arriostramientos).....	136
6.7.1	Criterios de dimensionamiento	136
6.7.2	Análisis	137
6.7.3	Elementos diagonales	137
6.7.4	Vigas y pilares.....	138
6.8	Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos con triangulaciones descentradas.....	139
6.8.1	Criterios de dimensionamiento	139
6.8.2	Acoplamiento sísmicos.....	139
6.8.3	Elementos que no contienen acoplamiento sísmicos	142
6.8.4	Conexiones de los acoplamiento sísmicos.....	143
6.9	Reglas de dimensionamiento para estructuras de péndulo invertido	143
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	144
6.10.1	Estructuras con núcleos o muros de hormigón.....	144
6.10.2	Pórticos resistentes a flexión combinados con triangulaciones centradas.....	144
6.10.3	Pórticos resistentes a flexión combinados con rellenos	144
6.11	Control del proyecto y de la construcción	144
7	REGLAS ESPECÍFICAS PARA EDIFICIOS DE ESTRUCTURA MIXTA DE ACERO Y HORMIGÓN.....	145
7.1	Generalidades	145
7.1.1	Objeto y campo de aplicación.....	145
7.1.2	Principios de dimensionamiento	145
7.1.3	Comprobaciones de seguridad	146

7.2	Materiales.....	146
7.2.1	Hormigón	146
7.2.2	Acero para armaduras pasivas.....	147
7.2.3	Acero estructural.....	147
7.3	Tipos de estructuras y coeficientes de comportamiento.....	147
7.3.1	Tipos de estructuras	147
7.3.2	Coeficientes de comportamiento	148
7.4	Análisis estructural	149
7.4.1	Objeto y campo de aplicación.....	149
7.4.2	Rigidez de las secciones.....	149
7.5	Criterios de dimensionamiento y reglas de detalles constructivos para un comportamiento estructural disipativo, comunes a todos los tipos de estructuras.....	150
7.5.1	Generalidades	150
7.5.2	Criterios de dimensionamiento para estructuras disipativas	150
7.5.3	Resistencia plástica de las zonas disipativas.....	150
7.5.4	Reglas de detalles constructivos para conexiones mixtas en las zonas disipativas.....	151
7.6	Reglas para elementos.....	153
7.6.1	Generalidades	153
7.6.2	Vigas de acero mixtas con una losa.....	155
7.6.3	Anchura eficaz de la losa	156
7.6.4	Pilares mixtos totalmente embebidos.....	159
7.6.5	Elementos parcialmente embebidos.....	161
7.6.6	Pilares mixtos rellenos.....	162
7.7	Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos resistentes a flexión	162
7.7.1	Criterios particulares	162
7.7.2	Análisis	162
7.7.3	Reglas para vigas y pilares	163
7.7.4	Conexiones entre viga y pilar	163
7.7.5	Condición para desprestigiar el carácter mixto de vigas con losa.....	163
7.8	Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos mixtos con triangulaciones descentradas.....	163
7.8.1	Criterios particulares	163
7.8.2	Análisis	164
7.8.3	Elementos diagonales	164
7.8.4	Vigas y pilares.....	164
7.9	Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos mixtos con triangulaciones descentradas	164
7.9.1	Criterios particulares	164
7.9.2	Análisis	164
7.9.3	Acoplamiento.....	164
7.9.4	Elementos que no contienen acoplamiento sísmico	165
7.10	Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para sistemas estructurales constituidos por muros (muros pantalla) de cortante de hormigón armado compuestos con elementos estructurales de acero	165
7.10.1	Criterios particulares	165
7.10.2	Análisis	167
7.10.3	Reglas de detalles constructivos para muros mixtos de clase de ductilidad DCM.....	167

7.10.4	Reglas de detalles constructivos para vigas de acoplamiento de clase de ductilidad DCM	168
7.10.5	Reglas de detalles constructivos adicionales para la clase de ductilidad DCH	168
7.11	Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para muros de cortante mixtos con placa de acero	168
7.11.1	Criterios particulares	168
7.11.2	Análisis	168
7.11.3	Reglas de detalles constructivos	168
7.12	Control del dimensionamiento y de la construcción	169
8	REGLAS ESPECÍFICAS PARA EDIFICIOS DE MADERA	169
8.1	Generalidades	169
8.1.1	Objeto y campo de aplicación.....	169
8.1.2	Definiciones	169
8.1.3	Principios de dimensionamiento	170
8.2	Materiales y propiedades de las zonas disipativas.....	170
8.3	Clases de ductilidad y coeficientes de comportamiento	171
8.4	Análisis estructural	172
8.5	Reglas de detalles constructivos	172
8.5.1	Generalidades	172
8.5.2	Reglas de detalles constructivos para conexiones.....	172
8.5.3	Reglas de detalles constructivos para diafragmas horizontales	173
8.6	Comprobaciones de seguridad	173
8.7	Control del dimensionamiento y de la construcción.....	174
9	REGLAS ESPECÍFICAS PARA EDIFICIOS DE FÁBRICA.....	174
9.1	Objeto y campo de aplicación.....	174
9.2	Materiales y modelos de aparejo.....	174
9.2.1	Tipos de unidades de fábrica	174
9.2.2	Resistencia mínima de las unidades de fábrica.....	174
9.2.3	Mortero	175
9.2.4	Aparejo (trabazón) de la fábrica.....	175
9.3	Tipos de construcción y coeficientes de comportamiento	175
9.4	Análisis estructural	176
9.5	Criterios de dimensionamiento y reglas de construcción.....	177
9.5.1	Generalidades	177
9.5.2	Requisitos adicionales para la fábrica no armada conformes con la Norma EN 1998-1 ..	178
9.5.3	Requisitos adicionales para la fábrica confinada	178
9.5.4	Requisitos adicionales para la fábrica armada	178
9.6	Comprobación de la seguridad.....	179
9.7	Reglas para "edificios de fábrica simples"	179
9.7.1	Generalidades	179
9.7.2	Reglas	179
10	AISLAMIENTO DE LA BASE.....	181
10.1	Objeto y campo de aplicación.....	181
10.2	Definiciones	181
10.3	Requisitos fundamentales	183
10.4	Criterios de conformidad.....	183

10.5	Disposiciones generales de dimensionamiento	183
10.5.1	Disposiciones generales respecto a los dispositivos.....	183
10.5.2	Control de los movimientos no deseados	184
10.5.3	Control de movimientos sísmicos diferenciales del terreno	184
10.5.4	Control de los desplazamientos relativos respecto al terreno y construcciones circundantes.....	184
10.5.5	Concepción del proyecto de edificios aislados en su base.....	184
10.6	Acción sísmica.....	184
10.7	Factor de comportamiento	185
10.8	Propiedades del sistema de aislamiento.....	185
10.9	Análisis estructural	185
10.9.1	Generalidades	185
10.9.2	Análisis lineal equivalente.....	186
10.9.3	Análisis lineal simplificado	186
10.9.4	Análisis modal lineal simplificado.....	188
10.9.5	Análisis en el dominio del tiempo	188
10.9.6	Elementos no estructurales.....	189
10.10	Comprobaciones de seguridad en el estado límite último.....	189
ANEXO A (Informativo)	ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA DE DESPLAZAMIENTOS.....	190
ANEXO B (Informativo)	DETERMINACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO OBJETIVO PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANÁLISIS DEL EMPUJE INCREMENTAL, "PUSHOVER ANALYSIS") ...	192
ANEXO C (Normativo)	DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DE HORMIGÓN DE LAS VIGAS MIXTAS DE ACERO Y HORMIGÓN EN LAS JUNTAS VIGA-PILAR DE PÓRTICOS RESISTENTES A FLEXIÓN.....	196

PRÓLOGO

Esta Norma EN 1998-1 *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación*, ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña BSI. El Comité Técnico CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de junio de 2005, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de marzo de 2010.

Este Eurocódigo anula y sustituye a las Normas Experimentales ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994 y ENV 1998-1-3:1995.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

PRÓLOGO DEL PROGRAMA DE EUROCÓDIGOS

En 1975, la Comisión de la Comunidad Europea decidió llevar a cabo un programa de actuación en el campo de la construcción, basado en el artículo 95 del Tratado. El objetivo de este programa era la eliminación de las barreras técnicas al comercio y la armonización de las especificaciones técnicas.

Dentro de este programa de actuación, la Comisión tomó la iniciativa de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el diseño de obras de construcción que, en una primera etapa, sirviera como alternativa a las reglas nacionales en vigor en los Estados Elementos y, finalmente, las pudiera reemplazar.

Durante quince años, la Comisión, con la ayuda de un Comité Director con representantes de los Estados, condujo el desarrollo del programa de los Eurocódigos, lo que llevó en los años 80 a la primera generación de códigos europeos.

En 1989, la Comisión y los Estados Elementos de la UE y de la AELC decidieron, sobre la base de un acuerdo¹⁾ entre la Comisión y el CEN, transferir al CEN la preparación y publicación de los Eurocódigos mediante una serie de Mandatos, con el fin de dotarlos de un futuro estatus de norma europea (EN). Esto vincula de facto los Eurocódigos y las disposiciones de todas las Directivas del Consejo y/o las Decisiones de la Comisión que hacen referencia a las normas europeas (por ejemplo, la Directiva del Consejo de 89/106/CEE sobre productos de construcción –DPC– y la Directivas del Consejo 93/37/CEE, 92/50//CEE y 89/440/CEE sobre obras públicas y servicios y las Directivas AELC equivalentes iniciadas para conseguir la implantación del mercado interior).

1) Acuerdo entre la Comisión de las Comunidades Europeas y el Comité Europeo de Normalización (CEN) referente al trabajo sobre los EUROCÓDIGOS para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil. (BC/CEN/03/89).

Los Eurocódigos Estructurales comprenden las siguientes normas, compuestas generalmente de diversas Partes:

EN 1990	Eurocódigo:	Bases de cálculo de estructuras
EN 1991	Eurocódigo 1:	Acciones en estructuras
EN 1992	Eurocódigo 2:	Proyecto de estructuras de hormigón
EN 1993	Eurocódigo 3:	Proyecto de estructuras de acero
EN 1994	Eurocódigo 4:	Proyecto de estructuras mixtas
EN 1995	Eurocódigo 5:	Proyecto de estructuras de madera
EN 1996	Eurocódigo 6:	Proyecto de estructuras de fábrica
EN 1997	Eurocódigo 7:	Proyecto geotécnico
EN 1998	Eurocódigo 8:	Proyecto de estructuras sismorresistentes
EN 1999	Eurocódigo 9:	Proyecto de estructuras de aluminio

Los Eurocódigos reconocen la responsabilidad de las autoridades reglamentadoras de cada Estado Miembro y han salvaguardado su derecho a determinar, en el ámbito nacional, los valores relacionados con temas reglamentarios de seguridad cuando éstos sigan siendo distintos de un Estado a otro.

ESTATUS Y CAMPO DE APLICACIÓN DE LOS EUROCÓDIGOS

Los Estados Elementos de la UE y AELC reconocen que los Eurocódigos sirven como documentos de referencia para los siguientes fines:

- como medio para demostrar el cumplimiento de las obras de edificación y de ingeniería civil con los Requisitos Esenciales de la Directiva del Consejo 89/106/CEE, en particular con el Requisito Esencial nº 1 - Resistencia mecánica y estabilidad - y con el Requisito Esencial nº 2 - Seguridad en caso de incendio;
- como base para especificar los contratos de las obras de construcción y de los servicios de ingeniería correspondientes;
- como marco para diseñar las especificaciones técnicas armonizadas de productos de construcción (normas europeas, EN; y documentos de idoneidad técnica europeos, DITE).

Los Eurocódigos, en la medida en que están relacionados con las obras de construcción, tienen una relación directa con los Documentos Interpretativos²⁾ a los que se hace referencia en el Artículo 12 de la DPC, aunque son de distinta naturaleza que las normas armonizadas de producto³⁾. Por ello, los Comités Técnicos de CEN y/o los Grupos de Trabajo de la EOTA que trabajen sobre normas de producto deben considerar adecuadamente los aspectos técnicos que surjan del trabajo de los Eurocódigos, con vistas a obtener la compatibilidad total entre estas especificaciones técnicas y los Eurocódigos.

2) De acuerdo con el artículo 3.3 de la DPC, los documentos interpretativos deben dar forma concreta a los requisitos esenciales (RE) con el fin de establecer los vínculos necesarios entre los requisitos esenciales y los mandatos para la elaboración de normas armonizadas y DITE/Guías de DITE.

3) Según el artículo 12 de la DPC los documentos interpretativos deben:

- a) dar forma concreta a los requisitos esenciales mediante la armonización de la terminología y de las bases técnicas y la asignación, en su caso, de clases y niveles para cada requisito esencial;
- b) indicar métodos para relacionar estas clases o niveles de requisitos con las especificaciones técnicas, por ejemplo, métodos de proyecto y de prueba, reglas técnicas para el cálculo en proyecto, etc.;
- c) servir como referencia para el establecimiento de normas armonizadas y de guías para los documentos de idoneidad técnica europeos.

Los Eurocódigos, de facto, juegan un papel similar en el ámbito del RE 1 y en parte del RE 2.

Los Eurocódigos proporcionan reglas comunes de cálculo estructural de uso cotidiano en el proyecto de estructuras completas y de productos componentes de naturaleza tanto tradicional como innovadora. Las formas de construcción y condiciones de cálculo poco usuales no quedan cubiertas específicamente y requerirán, en tales casos, el estudio adicional de un experto.

LAS NORMAS NACIONALES DE APLICACIÓN DE LOS EUROCÓDIGOS

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos comprenderán el texto completo del Eurocódigo (incluyendo los anexos) tal y como se publique por CEN, pudiendo venir precedido de una portada nacional y de un preámbulo nacional, y puede tener a continuación un anexo nacional.

El anexo nacional sólo puede contener información sobre aquellos parámetros que queden abiertos en los Eurocódigos para la elección de una opción nacional, conocidos como Parámetros de Determinación Nacional, para su empleo en el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil a construir en el Estado correspondiente, es decir,

- los valores y/o las clases cuando se ofrezcan alternativas en el Eurocódigo;
- los valores a emplear cuando sólo se dé un símbolo en el Eurocódigo;
- los datos específicos del país (geográficos, climatológicos, etc.), por ejemplo, el mapa de nieve;
- el procedimiento a emplear cuando los Eurocódigos ofrezcan procedimientos alternativos.

También puede contener:

- las decisiones sobre la aplicación de los anexos informativos
- una referencia a la información complementaria no contradictoria que ayude al usuario a aplicar el Eurocódigo.

VÍNCULOS ENTRE EUROCÓDIGOS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ARMONIZADAS (EN Y DITE) DE PRODUCTOS

Existe una necesidad de consistencia entre las especificaciones técnicas armonizadas de productos de la construcción y las reglas técnicas de las obras⁴⁾. Aún más, toda la información que acompañe al marcado CE de los productos de construcción que se refiera a los Eurocódigos debería mencionar con claridad qué Parámetros de Determinación Nacional se han tenido en cuenta.

INFORMACIÓN ADICIONAL ESPECÍFICA LA NORMA EN 1998-1

El objeto y campo de aplicación de la Norma EN 1998 se define en el apartado **1.1.1** y el objeto y campo de aplicación de esta parte de la Norma EN 1998 se define en el apartado **1.1.2**. Las otras partes de la Norma EN 1998 se enumeran en el apartado **1.1.3**.

La Norma EN 1998-1 se desarrolló para fusionar las Normas ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994 y ENV 1998-1-3:1995. Como se indica en el apartado **1.1.1**, es necesario prestar atención al hecho de que, para las regiones sísmicas, se aplican las disposiciones de la Norma EN 1998 además del resto de disposiciones del resto de partes relevantes de las Normas EN 1990 a EN 1997 y EN 1999.

Un aspecto fundamental de la Norma EN 1998-1 es la definición de acción sísmica. La acción sísmica se define aquí de modo general, debido a la gran diferencia entre la peligrosidad sísmica y las características sísmo-genéticas en los distintos Estados miembros. La definición permite varios Parámetros de Determinación Nacional que se deberían confirmar o modificar en su anexo nacional.

4) Véanse los apartados 3.3 y 12 de la DPC, así como los artículos 4.2, 4.3.1, 4.3.2 y 5.2 del Documento Interpretativo nº 1.

Se considera, no obstante, que la Norma EN 1998-1 supone un paso importante en la armonización de códigos, debido al uso de un modelo básico común para la representación de las acciones sísmicas.

La Norma EN 1998-1 contiene, en su capítulo dedicado a los edificios de fábrica, disposiciones específicas que simplifican el proyecto de "edificios de fábrica simples".

ANEXO NACIONAL DE LA NORMA EN 1998-1

Esta norma proporciona procedimientos valores y recomendaciones alternativas con anotaciones que indican dónde se pueden realizar las opciones nacionales. Por lo tanto, la norma nacional que adopte la Norma EN 1998-1 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros de Determinación Nacional necesarios para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil que se vayan a construir en ese Estado determinado.

Se permite ejercer la opción nacional en los siguientes puntos de la Norma EN 1998-1:2004, a través de apartados:

Referencia	Elemento
1.1.2(7)	Anexos A y B informativos.
2.1(1)P	Periodo de retorno de referencia T_{NCR} de la acción sísmica para el requisito de no colapso (o, de modo equivalente, la probabilidad de referencia de ser superada en 50 años, P_{NLR}).
2.1(1)P	Periodo de retorno de referencia T_{NCR} de la acción sísmica de referencia para el requisito de limitación de daños (o, de modo equivalente, la probabilidad de referencia de ser superada en 10 años, P_{DLR}).
3.1.1(4)	Condiciones bajo las cuales se pueden omitir los estudios de terreno adicionales a los necesarios para el proyecto con las acciones no sísmicas y se puede usar una clasificación por defecto.
3.1.2(1)	Esquema de clasificación del terreno considerando la geología profunda, incluyendo los valores de los parámetros S , T_B , T_C y T_D que definen el espectro de respuesta elástico horizontal y vertical, conforme a los apartados 3.2.2.2 y 3.2.2.3.
3.2.1(1), (2), (3)	Mapas de regiones sísmicas y aceleraciones de referencia del suelo
3.2.1(4)	Identificación y valor del parámetro que permite definir el umbral de las zonas de baja sismicidad.
3.2.1(5)P	Identificación y valor del parámetro que permite definir el umbral de las zonas de muy baja sismicidad.
3.2.2.1(4), 3.2.2.2(2)P	Parámetros S , T_B , T_C y T_D que definen la forma del espectro de respuesta elástico horizontal.
3.2.2.3(1)P	Parámetros S , T_B , T_C y T_D que definen la forma del espectro de respuesta elástico vertical.
3.2.2.5(4)P	Umbral inferior β de los valores del espectro de cálculo.
4.2.3.2(8)	Referencia a las definiciones de centro de rigidez y radio de torsión en edificios de varias plantas que no cumplen las condiciones (a) y (b) del punto (8) del apartado 4.2.3.2.
4.2.4(2)P	Valores de φ para edificios.
4.2.5(5)P	Coeficiente de importancia γ_1 para edificios.

Referencia	Elemento
4.3.3.1 (4)	Decisión sobre la posibilidad de aplicación de métodos no lineales para el dimensionamiento de edificios sin aislamiento en la base. Referencia a información sobre las capacidades de deformación de los elementos y los coeficientes parciales de seguridad asociados para los Estados Límite Últimos para el dimensionamiento o evaluación basándose en los métodos de análisis no lineales.
4.3.3.1 (8)	Valores umbral del coeficiente de importancia, γ_i , que condicionan el uso del análisis utilizando dos modelos planos.
4.4.2.5 (2)	Coeficiente de reserva de resistencia, γ_d , de los diafragmas.
4.4.3.2 (2)	Coeficiente de reducción ν para el desplazamiento en el estado límite de limitación de daños.
5.2.1(5)P	Limitaciones geográficas al uso de las clases de ductilidad para edificios de hormigón.
5.2.2.2(10)	Coeficiente q_o para edificios sometidos a un Plan Especial de Calidad.
5.2.4(3)	Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para edificios de hormigón en la situación sísmica de cálculo.
5.4.3.5.2(1)	Armadura mínima del alma para muros de hormigón ligeramente armado.
5.8.2(3)	Dimensiones de la sección transversal mínima de las vigas de cimentación de hormigón.
5.8.2(4)	Espesor mínimo y cuantía de armadura de las losas de cimentación de hormigón.
5.8.2(5)	Cuantía mínima de armadura de las vigas de cimentación de hormigón.
5.11.1.3.2(3)	Clases de ductilidad de los sistemas de muros panel prefabricados.
5.11.1.4	Coeficientes de reducción k_p de los coeficientes de comportamiento de los sistemas prefabricados.
5.11.1.5(2)	Acciones sísmicas durante el izado de las estructuras prefabricadas.
5.11.3.4(7)e	Armaduras longitudinales mínimas en conexiones inyectadas en muros de grandes dimensiones.
6.1.2(1)P	Límite superior de q para estructuras con comportamiento poco disipativo; limitaciones al concepto de comportamiento estructural disipativo; limitaciones geográficas al uso de clases de ductilidad para edificios de acero.
6.1.3(1)	Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para edificios de acero en la situación sísmica de cálculo.
6.2(3)	Coeficiente de reserva de resistencia para el dimensionamiento en capacidad de edificios de acero.
6.2 (7)	Información sobre el modo en que se puede usar la Norma EN 1993-1-10:2005 para la situación sísmica de cálculo.
6.5.5(7)	Referencia a reglas complementarias sobre un dimensionamiento aceptable de las conexiones.
6.7.4(2)	Resistencia residual tras el pandeo de las diagonales comprimidas en pórticos de acero con triangulaciones en V .
7.1.2(1)P	Límite superior de q para estructuras con comportamiento poco disipativo; limitaciones al concepto de comportamiento estructural disipativo; limitaciones geográficas al uso de clases de ductilidad para edificios mixtos de acero y hormigón.

Referencia	Elemento
7.1.3(1), (3)	Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para edificios mixtos de acero y hormigón en la situación sísmica de cálculo.
7.1.3(4)	Coeficiente de reserva de resistencia para el dimensionamiento en capacidad de edificios mixtos de acero y hormigón.
7.7.2(4)	Coeficiente de reducción de la rigidez para la parte de hormigón de una sección de pilar mixta de acero y hormigón.
8.3(1)P	Clase de ductilidad para edificios de madera.
9.2.1(1)	Tipo de unidades de fábrica con robustez suficiente.
9.2.2(1)	Resistencia mínima de las unidades de fábrica.
9.2.3(1)	Resistencia mínima del mortero en edificios de fábrica.
9.2.4(1)	Clases alternativas para juntas en fábricas.
9.3(2)	Condiciones de uso para fábrica no armada que cumpla, exclusivamente, con las disposiciones de la Norma EN 1996.
9.3(2)	Espesor eficaz mínimo para muros de fábrica no armada que cumpla, exclusivamente, con las disposiciones de la Norma EN 1996.
9.3(3)	Aceleración máxima del suelo para el uso de muros de fábrica conformes con las disposiciones de la Norma EN 1998-1.
9.3(4), Tabla 9.1	Coeficiente q para edificios de fábrica.
9.3(4), Tabla 9.1	Coeficientes q para edificios con sistemas de fábrica que proporcionen una ductilidad mejorada.
9.5.1(5)	Requisitos geométricos para muros de cortante de hormigón.
9.6(3)	Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para edificios de fábrica en la situación sísmica de cálculo.
9.7.2(1)	Máximo número de plantas y área mínima de los muros de cortante para "edificios de fábrica simples".
9.7.2(2)b	Relación de aspecto mínima en planta para "edificios de fábrica simples".
9.7.2(2)c	Área máxima de los rebajes en planta para "edificios de fábrica simples".
9.7.2(5)	Diferencia máxima en masa y área de muro entre plantas adyacentes para "edificios de fábrica simples".
10.3(2)P	Coeficiente de mayoración de los desplazamientos sísmicos de los dispositivos aislantes.

1 GENERALIDADES

1.1 Objeto y campo de aplicación

1.1.1 Objeto y campo de aplicación de la Norma EN 1998

(1)P La Norma EN 1998 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.

NOTA La naturaleza aleatoria de los sismos y los recursos limitados disponibles para mitigar sus efectos hacen que sea sólo parcialmente posible alcanzar estas metas y que solamente se pueda medir en términos probabilísticos. El grado de protección que se puede proporcionar a las diferentes categorías de edificios, el cual es sólo medible en términos probabilísticos, es un problema de distribución óptima de recursos y, por tanto, se espera que varíe de un Estado a otro dependiendo de la importancia relativa de riesgo sísmico respecto a los riesgos de otro origen y de los recursos económicos globales.

(2)P 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 la Norma EN 1998.

(3)P La Norma EN 1998 contiene solamente aquellas disposiciones que, además de las de los otros Eurocódigos que corresponda, se tienen que observar para el proyecto de estructuras en regiones sísmicas. En este sentido complementa a los demás Eurocódigos.

(4) La Norma EN 1998 se divide en varias partes (véanse **1.1.2** y **1.1.3**).

1.1.2 Objeto y campo de aplicación de la Norma EN 1998-1

(1) La Norma EN 1998-1 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 la Norma EN 1998-1 contiene los requisitos básicos de comportamiento y los criterios de comprobación aplicables a los edificios y obras de ingeniería civil en regiones sísmicas.

(3) El capítulo **3** de la Norma EN 1998-1 proporciona las reglas para la representación de las acciones sísmicas y para su combinación con otras acciones. Ciertos tipos de estructuras, tratadas en las Normas EN 1998-2 a EN 1998-6, necesitan las reglas complementarias establecidas en dichas normas.

(4) El capítulo **4** de la Norma EN 1998-1 contiene las reglas generales de proyecto que conciernen específicamente a los edificios.

(5) Los capítulos **5** a **9** de la Norma EN 1998-1 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 la Norma EN 1998-2 se desarrollan reglas específicas para el aislamiento de puentes.

(7) El anexo **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.

NOTA Los anexos informativos 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*).

1.1.3 Otras partes de la Norma EN 1998

(1)P Otras partes de la Norma EN 1998, complementarias de la Norma EN 1998-1, incluyen lo siguiente:

- la Norma EN 1998-2 contiene las disposiciones específicas relativas a los puentes;
- la Norma EN 1998-3 contiene las disposiciones para la evaluación y rehabilitación sismorresistente de los edificios existentes;
- la Norma EN 1998-4 contiene las disposiciones específicas relativas a los silos, depósitos y conducciones;
- la Norma EN 1998-5 contiene las disposiciones específicas relativas a las cimentaciones, las estructuras de contención y los aspectos geotécnicos;
- la Norma EN 1998-6 contiene las disposiciones específicas relativas a las torres, mástiles y chimeneas.

1.2 Normas para consulta

(1)P Esta norma europea incorpora disposiciones de otras publicaciones por su referencia, con o sin fecha. Estas referencias normativas se citan en los lugares apropiados del texto de la norma y se relacionan a continuación. Para las referencias con fecha, no son aplicables las revisiones o modificaciones posteriores de ninguna de las publicaciones. Para las referencias sin fecha, se aplica la edición en vigor del documento normativo al que haga referencia (incluyendo sus modificaciones).

1.2.1 Normas generales para consulta

EN 1990 *Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.*

EN 1992-1-1 *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.*

EN 1993-1-1 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.*

EN 1994-1-1 *Eurocódigo 4. Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero. Parte 1-1: reglas generales y reglas para edificación.*

EN 1995-1-1 *Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.*

EN 1996-1-1 *Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-1: Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar.*

EN 1997-1 *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales.*

1.2.2 Códigos y normas para consulta

(1)P Para la aplicación de la Norma EN 1998 debe hacerse referencia a las Normas EN 1990 a EN 1997, y a la Norma EN 1999.

(2) La Norma EN 1998 incorpora otras referencias normativas, que se citan en los lugares apropiados del texto. Se enumeran a continuación:

ISO 1000 *El sistema internacional de unidades (SI) y su aplicación.*

EN 1090-2 *Ejecución de estructuras de acero. Parte 2: Reglas suplementarias para chapas y piezas delgadas conformadas en frío.*

EN 1993-1-8 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones.*

EN 1993-1-10 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-10: Tenacidad de fractura y resistencia transversal.*

prEN 12512 *Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Ensayo cíclico de uniones realizadas con conectores mecánicos.*

1.3 Hipótesis

(1) Además de las hipótesis generales del apartado 1.3 de la Norma EN 1990:2002, se aplican las siguientes hipótesis.

(2)P 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 Distinción entre Principios y Reglas de aplicación

(1) Se aplican las reglas del apartado 1.4 de la Norma EN 1990:2002.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Términos comunes a todos los Eurocódigos

(1) Se aplican los términos y definiciones indicadas en el apartado 1.5 de la Norma EN 1990:2002.

1.5.2 Otros términos utilizados en la Norma EN 1998

(1) En la Norma EN 1998 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 1 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.

coeficiente 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 la Norma EN 1998.

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 2 No se requiere que satisfagan todas las reglas de la Norma EN 1998, 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 1.6 de la Norma 1990:2002. Para los símbolos relativos a los materiales, así como para los símbolos no relacionados específicamente con los terremotos, se aplican las disposiciones de los Eurocódigos 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 la Norma EN 1998-1 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 la Norma EN 1998-1

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}
γ_I	coeficiente de importancia
η	coeficiente de corrección por amortiguamiento
ξ	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 la Norma EN 1998-1

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
$L_{m\acute{a}x}, L_{m\acute{i}n}$	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
α	razón entre el valor de cálculo de la aceleración del suelo y la aceleración de la gravedad
γ_a	coeficiente de importancia de un elemento no estructural (apéndice)
γ_d	coeficiente de reserva de resistencia (sobrerresistencia) para diafragmas
θ	coeficiente de sensibilidad del desplome entre plantas

1.6.4 Otros símbolos utilizados en el capítulo 5 de la Norma EN 1998-1

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
ΣA_{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

ΣA_{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
ΣM_{Rb}	suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas que confluyen en la junta (nudo) en la dirección relevante
ΣM_{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 axil 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
$V_{Ed,min.}$	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 Norma EN 1992-1-1:2004
$V_{Rd,S}$	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

* NOTA NACIONAL: 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 esta norma proporcionan más información sobre las clases de ductilidad.

n	número total de redondos longitudinales enlazados lateralmente mediante cercos o atados transversales en el perímetro de la sección del pilar
q_0	valor de base del coeficiente de comportamiento
s	separación de las armaduras transversales
x_u	profundidad de la fibra neutra
z	brazo mecánico interno
α	coeficiente de eficacia del confinamiento, ángulo entre las armaduras diagonales y el eje de una viga acoplada
α_0	cociente de aspecto predominante de los muros de un sistema estructural
α_1	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal cuando se forma la primera rótula plástica del sistema
α_u	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal cuando se forma el mecanismo plástico global
γ_c	coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_{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)
γ_s	coeficiente parcial para el acero
ε_{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
η	coeficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón debido a las deformaciones de tracción en la dirección transversal
ζ	cociente $V_{Ed,min.}/V_{Ed,max.}$ entre los esfuerzos cortantes mínimo y máximo que actúan en la sección extrema de una viga
μ_f	coeficiente de rozamiento del hormigón sobre hormigón bajo acciones cíclicas
μ_ϕ	coeficiente de ductilidad en curvaturas
μ_δ	coeficiente de ductilidad al desplazamiento
ν	fuerza axil debida a la situación sísmica de cálculo, normalizada para $A_c f_{cd}$
ξ	profundidad relativa del eje neutro
ρ	relación de armaduras a tracción
ρ'	relación de armaduras a compresión en las vigas

σ_{cm}	valor medio de la tensión normal del hormigón
ρ_h	porcentaje de armaduras horizontales del alma de un muro
ρ_l	porcentaje total de armaduras longitudinales
$\rho_{m\acute{a}x.}$	porcentaje máximo admitido de armaduras a tracción en las zonas críticas de las vigas sísmicas primarias
ρ_v	porcentaje de las armaduras verticales del alma de un muro
ρ_w	porcentaje de armaduras a esfuerzo cortante
ω_v	cociente mecánico de las armaduras de alma verticales
ω_{wd}	cociente volumétrico mecánica de las armaduras de confinamiento

1.6.5 Otros símbolos utilizados en el capítulo 6 de la Norma EN 1998-1

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 a la Norma EN 1993-1-1:2005
$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	valor de cálculo de la resistencia axil de un pilar o de un elemento diagonal, conforme a la Norma EN 1993-1-1:2005, 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 la Norma EN 1993-1-1:2005
R_{fy}	resistencia plástica de un elemento disipativo enlazado, en función del límite elástico de cálculo del material, tal como se define en la Norma EN 1993-1-1:2005
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 la Norma EN 1993-1-1:2005
$V_{wp,Ed}$	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 la Norma EN 1993-1-1:2005
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
Ω	coeficiente multiplicador de la fuerza axil $N_{Ed,E}$, 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
α	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
α_l	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal a la formación de la primera rótula plástica del sistema
α_u	coeficiente multiplicador de la acción sísmica de cálculo horizontal cuando se forma el mecanismo plástico global
γ_M	coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material
γ_{ov}	coeficiente de reserva de resistencia del material
δ	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)
γ_{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
γ_s	coeficiente parcial de seguridad del acero
θ_p	capacidad de rotación de la zona de rótula plástica
$\bar{\lambda}$	esbeltez adimensional de un elemento, tal como se define en la Norma EN 1993-1-1:2005

1.6.6 Otros símbolos utilizados en el capítulo 7 de la Norma EN 1998-1

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 la Norma EN 1992-1-1:2004
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

* NOTA NACIONAL: En el documento NCSE-02 se denominan triangulaciones completas e incompletas.

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 la Norma EN 1994-1-1:2004.
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 la Norma EN 1994-1-1:2004
I_{cl}	longitud libre del pilar
I_{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
γ_c	coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_M	coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material
γ_{ov}	coeficiente de reserva de resistencia del material
γ_s	coeficiente parcial de seguridad para el acero
ε_a	deformación unitaria total del acero para el estado límite último
ε_{cu2}	deformación unitaria última del hormigón no confinado
η	mínimo grado de conexión, tal como se define en el apartado 6.6.1.2 de la Norma EN 1994-1-1:2004

1.6.7 Otros símbolos utilizados en el capítulo 8 de la Norma EN 1998-1

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 la Norma EN 1995-1-1:2004
q	coeficiente de comportamiento
γ_M	coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material

1.6.8 Otros símbolos utilizados en el capítulo 9 de la Norma EN 1998-1

$a_{g,urm}$	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 del Eurocódigo 8
$A_{min.}$	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"
$f_{b,min.}$	resistencia a compresión normalizada de las unidades de mampostería paralelas a la cara de la hilada
$f_{bh,min.}$	resistencia a compresión normalizada de las unidades de mampostería paralelas a la cara de la hilada en el plano del muro (muro pantalla)
$f_{m,min.}$	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

$p_{A,\min.}$	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
$p_{\max.}$	porcentaje de la superficie total del forjado sobre el nivel
q	coeficiente de comportamiento
t_{ef}	espesor eficaz del muro (muro pantalla)
$\Delta_{A,\max.}$	máxima diferencia de las superficies de las secciones horizontales los muros resistentes a esfuerzo cortante entre plantas contiguas de los "edificios sencillos de fábrica"
$\Delta_{m,\max.}$	máxima diferencia de las masas entre plantas contiguas de los "edificios sencillos de fábrica"
γ_m	coeficientes parciales de seguridad de las propiedades de las fábricas
γ_s	coeficiente parcial de seguridad del acero de las armaduras
$\lambda_{\min.}$	cociente entre las longitudes en planta de los lados corto y largo

1.6.9 Otros símbolos utilizados en el capítulo 10 de la Norma EN 1998-1

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_i)	coordenadas de la unidad de aislamiento i referidas al centro de rigidez eficaz
δ_i	coeficiente de amplificación
ξ_{eff}	amortiguamiento eficaz

1.7 Unidades del sistema internacional (S.I.)

(1)P Deben usarse las unidades del Sistema Internacional conforme a la Norma ISO 1000.

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

- fuerzas y cargas: kN, kN/m, kN/m²
- densidad: kg/m³, toneladas/m³
- masa: kg, toneladas
- peso específico: kN/m³
- tensiones y resistencias: N/mm² (= MN/m² o MPa), kN/m² (= kPa)
- momentos (flectores, etc.): kNm
- aceleración: m/s², g (= 9,81 m/s²)

2 REQUISITOS DE COMPORTAMIENTO Y CRITERIOS DE COMPROBACIÓN

2.1 Requisitos fundamentales

(1)P 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 referencia, P_{NCR} , de que sea superada en 50 años o a un periodo de retorno de referencia T_{NCR} , y b) el coeficiente de importancia γ_1 (véase la Norma EN 1990:2002 y los puntos (2)P y (3)P de este apartado) para tener en cuenta la diferenciación de fiabilidad.

NOTA 1 Los valores a asignar a la P_{NCR} o al T_{NCR} para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. Los valores recomendados son $P_{NCR} = 10\%$ y $T_{NCR} = 475$ años.

NOTA 2 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 superar 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 ser superada, P_{DLR} , en 10 años, y un periodo de retorno T_{DLR} . 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.

NOTA 3 Los valores a asignar a P_{DLR} o a T_{DLR} para su uso en un Estado se pueden encontrar en el anexo nacional de este documento. Los valores recomendados son $P_{DLR} = 10\%$ y $T_{DLR} = 95$ años.

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

(3)P 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 coeficiente de importancia γ_I . Siempre que sea posible, este coeficiente se debería 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 coeficiente de importancia la acción sísmica de referencia o, cuando se utiliza el análisis lineal, los correspondientes efectos de la acción. En las partes pertinentes de la Norma EN 1998 se ofrece una guía detallada de las clases de importancia y de sus correspondientes coeficientes 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 de 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 coeficiente de importancia γ_I que multiplica a la acción sísmica de referencia para alcanzar la misma probabilidad de superar en T_L años que en los T_{LR} años para los que se define la acción sísmica de referencia, puede calcularse como: $\gamma_I \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$. Como alternativa, el valor del coeficiente de importancia γ_I que necesita multiplicarse por la acción sísmica de referencia para obtener un valor de la probabilidad de superar de la acción sísmica, P_L , en T_L años, diferente del de la probabilidad de referencia de superar la acción sísmica, P_{LR} , en el mismo periodo T_L de años puede estimarse mediante: $\gamma_I \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$.

2.2 Criterios de comprobación

2.2.1 Generalidades

(1)P 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)P 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 las partes correspondientes de la Norma EN 1998.

(4) En casos de muy baja sismicidad, no es necesario observar las disposiciones de la Norma EN 1998 (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 la Norma EN 1998-1 sin comprobaciones analíticas de la seguridad.

2.2.2 Estado límite último

(1)P Se debe comprobar que el sistema estructural tiene la resistencia y capacidad de disipación de energía especificada en las partes pertinentes de la Norma EN 1998.

(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 las partes correspondientes de la Norma EN 1998. 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. Para edificios de acero o mixtos de hormigón y acero, este valor límite del coeficientes q puede tomarse entre 1,5 y 2 (véanse la nota 1 de la tabla 6.1 o la nota 1 de 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 debería 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 debería aplicar la condición límite más desfavorable cuando se determinan los valores del coeficiente q . Los valores del coeficiente q indicados en las diversas partes de la Norma EN 1998 se consideran que cumplen con este requisito.

(3)P 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 las partes que corresponda de la Norma EN 1998.

(4)P 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)P 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)P 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)P Debe asegurarse un grado adecuado de fiabilidad contra daños inaceptables mediante el cumplimiento de los límites, definidos en las partes correspondientes Norma EN 1998, para la deformación o para otros valores límite relevantes.

(2)P 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 deberían 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)P 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 las partes que corresponda de la Norma EN 1998, 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)P 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 debería dimensionarse con especial cuidado.

(4)P 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)P 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 debería 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)P 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.

(2)P 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, deberían 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 los demás Eurocódigos que correspondan.

3 CONDICIONES DEL TERRENO Y ACCIÓN SÍSMICA

3.1 Condiciones del terreno

3.1.1 Generalidades

(1)P 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** de la Norma EN 1998-5:2004 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 debería, normalmente, estar libre de riesgos de rotura del terreno, inestabilidad de taludes y asentamientos permanentes causados por licuefacción 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** de la Norma EN 1998-5:2004.

(4) Dependiendo de la clase de importancia de la estructura y de las condiciones particulares del proyecto, deberían desarrollarse estudios del terreno y/o estudios geológicos a fin de determinar la acción sísmica.

NOTA En el anexo nacional se pueden especificar las condiciones bajo las cuales pueden omitirse los estudios del terreno complementarios a aquellos necesarios para el cálculo frente a acciones no sísmicas, y puede utilizarse una clasificación del terreno por defecto.

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 A, B, C, D y E 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.

NOTA El esquema de la clasificación del terreno a considerar en un Estado para la geología profunda se puede especificar en su anexo nacional, incluyendo los valores de los parámetros S , T_B , T_C y T_D que definen los espectros de respuesta elástica vertical y horizontal, de acuerdo con los apartados 3.2.2.2 y 3.2.2.3.

Tabla 3.1 – Tipos de terreno

Tipo de terreno	Descripción del perfil estratigráfico	Parámetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (golpes/30 cm)	c_u (kPa)
A	Roca u otra formación geológica similar a roca, incluyendo como máximo 5 m del material más débil en la superficie	> 800	–	–
B	Depósitos de arena muy densa, grava o arcilla muy rígida, de al menos algunas decenas de metros de espesor, caracterizados por un aumento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de arena densa o de densidad de media a densa, grava o arcilla dura con espesor de algunas decenas a muchos centenares de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos de suelos sueltos a medios no cohesionados (con o sin algunas capas blandas cohesivas), o principalmente suelos cohesivos de rigidez débil a firme	< 180	< 15	< 70
E	Un perfil de suelo constituido por una capa aluvial con valores de v_s de tipo C o D y espesor variable entre 5 m y 20 m, que yace sobre un material más rígido con $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos que contienen una capa de al menos 10 m de espesor, de arcillas/aluviones blandos con alto índice de plasticidad ($IP > 40$) y alto contenido en agua	< 100 indicativo		10 – 20
S_2	Depósitos de suelos licuefactables, de arcillas sensibles o cualquier otro perfil de suelo no incluido en los tipos A - E o S_1			

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

(3) La velocidad media de la onda de corte $v_{s,30}$ debería 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)P 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 Debería 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 de la Norma EN 1998-5:2004). En este caso, debería 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)P Para los fines de la Norma EN 1998, las administraciones nacionales deben dividir los territorios nacionales en regiones sísmicas en función de la peligrosidad local. Por definición, la peligrosidad sísmica dentro de cada zona se supone constante.

(2) Para la mayoría de las aplicaciones de la Norma EN 1998, la peligrosidad se describe en términos de un único parámetro, es decir, por el valor de referencia, a_{gR} , de la aceleración de referencia máxima del suelo en un terreno tipo A. En las partes correspondientes de la Norma EN 1998 se dan los parámetros complementarios, necesarios para los tipos de estructuras específicos.

NOTA La máxima aceleración de referencia del suelo en un terreno tipo A, a_{gR} , para un Estado o parte del mismo, puede obtenerse a partir de los mapas de zonificación que se encuentran en su anexo nacional.

(3) La aceleración máxima de referencia del suelo, seleccionada para cada región sísmica por las administraciones nacionales, 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 se supere en 50 años), seleccionada por las administraciones nacionales (véase el punto (1)P del apartado 2.1). A este periodo de retorno se le asigna un coeficiente de importancia γ_1 igual a 1,0. Para periodos de retorno distintos al de referencia (véanse las clases de importancia en los puntos (3)P 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 a_{gR} veces el coeficiente de importancia γ_1 ($a_g = \gamma_1 a_{gR}$). (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 sismo-resistente reducidos o simplificados.

NOTA La selección de las categorías de estructuras, los tipos de terreno y las regiones sísmicas de un Estado a las que se aplican las disposiciones para baja sismicidad, se pueden encontrar en su anexo nacional. Se recomienda considerar como casos de baja sismicidad, bien aquellos en los que el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A, a_g , no sea mayor de 0,08 g (0,78 m/s²), o bien aquellos en los que el producto $a_g \cdot S$ no sea mayor de 0,1 g (0,98 m/s²). La selección de cuál de los valores, bien de a_g o bien del producto $a_g \cdot S$, se usará en un Estado para definir el umbral correspondiente a los casos de baja sismicidad, se puede encontrar en su anexo nacional.

(5)P En casos de muy baja sismicidad, no es necesario observar las disposiciones de la Norma EN 1998.

NOTA La selección de las categorías de estructuras, tipo de terreno y regiones sísmicas de un Estado para el que la Norma EN 1998 no necesita observarse (casos de muy baja sismicidad), se puede encontrar en su anexo nacional. Se recomienda considerar como casos de muy baja sismicidad, bien aquellos en los que el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A, a_g , no sea mayor de 0,04 g (0,39 m/s²), o bien aquellos en los que el producto $a_g \cdot S$ no es mayor de 0,05 g (0,49 m/s²). La selección de cuál de los valores, bien de a_g o bien del producto $a_g \cdot S$, se usará en un Estado para definir el umbral correspondiente a los casos de muy baja sismicidad, se puede encontrar en su anexo nacional.

3.2.2 Representación básica de la acción sísmica

3.2.2.1 Generalidades

(1)P Dentro del campo de aplicación de la Norma EN 1998, 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)P del apartado 2.1 y el punto (1)P 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)P La acción sísmica horizontal se describe mediante dos componentes ortogonales, consideradas como independientes y representadas por el mismo espectro de respuesta.

(4) Pueden adoptarse una o más formas alternativas del espectro de respuesta para las tres componentes de la acción sísmica, dependiendo de las fuentes sísmicas y de las magnitudes de los terremotos generados en ellas.

NOTA 1 La selección de la forma del espectro de respuesta elástica para su uso en un Estado, o en parte de él, se puede encontrar en su anexo nacional.

NOTA 2 Para seleccionar la forma apropiada del espectro debería considerarse, preferiblemente la magnitud de los terremotos que más contribuyen a la peligrosidad sísmica, definida mediante una evaluación probabilística, antes de adoptar límites superiores conservadores (por ejemplo Máximo terremoto previsible (*Maximum Credible Earthquake*)) determinados para ese mismo objetivo.

(5) Cuando los terremotos que afecten a un emplazamiento se generen por fuentes considerablemente diferentes, debería contemplarse la posibilidad de utilizar más de una forma espectral, a fin de posibilitar que la acción sísmica de cálculo esté adecuadamente representada. En tales circunstancias, se requerirán normalmente diferentes valores de a_g para cada tipo de espectro y terremoto.

(6) Para estructuras importantes ($\gamma_1 > 1,0$) deberían tenerse en cuenta los efectos de amplificación topográfica.

NOTA El anexo A de la Norma EN 1998-5:2004 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 las Normas EN 1998-2, EN 1998-4 y EN 1998-6).

3.2.2.2 Espectro de respuesta elástica horizontal

(1)P 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;
- η 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.

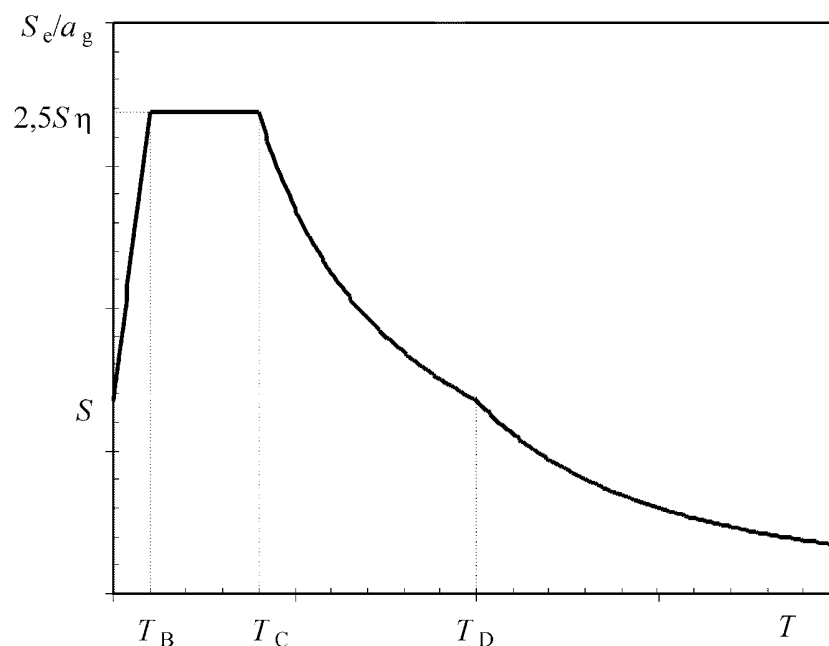


Figura 3.1 – Forma del espectro de respuesta elástica

(2)P 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.

NOTA 1 Los valores a considerar para T_B , T_C , T_D y S en cada tipo de terreno y el tipo (forma) del espectro para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Si no se tiene en cuenta la geología profunda (véase el punto (1) del apartado 3.1.2), se recomienda el uso de dos tipos de espectro: tipo 1 y tipo 2. Si los terremotos que más contribuyen a la peligrosidad sísmica, definida en el emplazamiento mediante una evaluación probabilística, tienen una magnitud de ondas superficiales, M_S , no mayor de 5,5, se recomienda que se adopte el espectro tipo 2. En la tabla 3.2 se dan los valores recomendados de los parámetros S , T_A , T_B , T_C y T_D correspondientes a los cinco tipos de terreno A, B, C, D y E para el espectro tipo 1, y en la tabla 3.3 para el espectro tipo 2. Las figuras 3.2 y 3.3 muestran, respectivamente, las formas de los espectros tipo 1 y tipo 2 recomendados, normalizados mediante a_g para el 5% de amortiguamiento. Considerando la geología profunda, es posible definir otros espectros diferentes en el anexo nacional.

Tabla 3.2 – Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 1 recomendado

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabla 3.3 – Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 2 recomendado

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

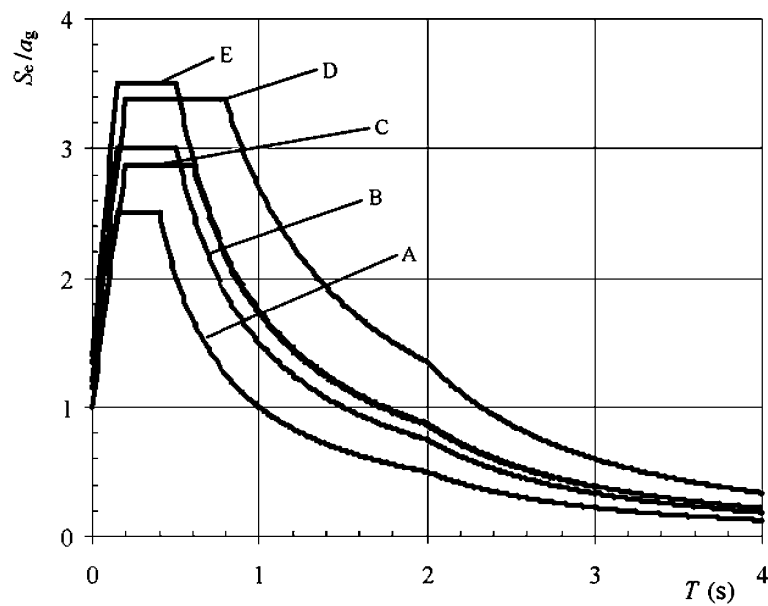


Figura 3.2 – Espectro recomendado de respuesta elástica tipo 1 para terrenos tipos A a E (5% de amortiguamiento)

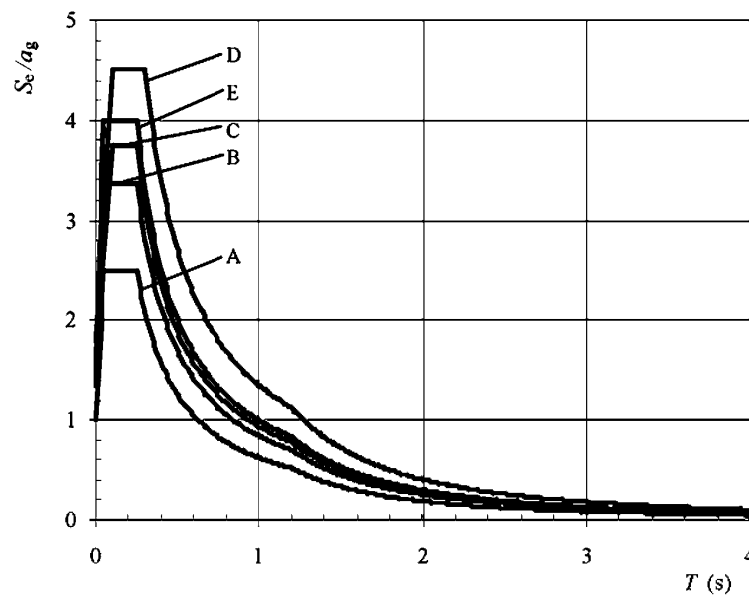


Figura 3.3 – Espectro recomendado de respuesta elástica tipo 2 para tipos de terreno A a E (5% de amortiguamiento)

NOTA 2 Los valores de S , T_B , T_C , y T_D se deberían obtener mediante estudios específicos para los tipos de terreno S_1 y S_2 .

- (3) El valor del coeficiente de corrección del amortiguamiento, η , puede determinarse por la ecuación

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

donde ξ 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 la parte correspondiente de la Norma EN 1998.

- (5)P 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) debería aplicarse, normalmente a periodos de vibración que no superen 4,0 s. Para estructuras con periodos de vibración mayores de 4,0 s es posible una definición más completa del espectro elástico de desplazamientos.

NOTA Dicha definición se presenta en el anexo informativo A en términos de espectro de respuesta de desplazamientos para el espectro de respuesta elástica de desplazamientos tipo 1 indicado en la nota 1 del punto (2)P del apartado 3.2.2.2. 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)P 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).

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

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

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

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

NOTA Los valores a asignar a T_B , T_C , T_D y a_{vg} en cada tipo (forma) de espectro vertical para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Se recomienda el uso de dos tipos de espectros verticales: tipo 1 y tipo 2. Igual que para los espectros que definen las componentes horizontales de la acción sísmica, si los terremotos que contribuyen más a la peligrosidad sísmica, definida en el emplazamiento mediante una evaluación probabilística, tienen una magnitud de ondas superficiales, M_s , no mayor de 5,5, se recomienda adoptar el espectro tipo 2. En la tabla 3.4 se dan los valores recomendados de los parámetros que describen los espectros verticales para los cinco tipos de terreno A, B, C, D y E. Estos valores recomendados no se aplican a los terrenos especiales S_1 y S_2 .

Tabla 3.4 –Valores recomendados de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica vertical

Espectro	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Tipo 2	0,45	0,05	0,15	1,0

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:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.11)$$

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/u 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)P 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 las distintas partes de la Norma EN 1998 se indican los valores del coeficiente de comportamiento q , que consideran que el amortiguamiento viscoso sea diferente del 5%, para los diversos materiales y sistemas estructurales de acuerdo con las correspondientes clases de ductilidad. 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)P 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;

β es el coeficiente correspondiente al umbral inferior del espectro de cálculo horizontal.

NOTA El valor a considerar para β para su uso en un Estado determinado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para β es 0,2.

(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 debería adoptar un coeficiente de comportamiento, q , de valor hasta 1,5, para todos los materiales y sistemas estructurales.

(7) Debería justificarse mediante un análisis apropiado la adopción en la dirección vertical de valores de q mayores de 1,5.

(8)P El espectro de cálculo definido anteriormente no es 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)P El movimiento sísmico puede representarse también como la aceleración del suelo en función del tiempo, y mediante magnitudes relacionadas (velocidad y desplazamiento).

(2)P 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 las partes correspondientes de la Norma EN 1998.

(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)P 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)P 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 debería ser igual a 10 s.

(4) El juego de acelerogramas artificiales debería observar las siguientes reglas:

- a) deberían 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 debería 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, debería 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)P 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)P 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 de la Norma EN 1998-5:2004.

(3) El juego de acelerogramas a utilizar, registrados o simulados, debería satisfacer el punto (4) del apartado 3.2.3.1.2.

3.2.3.2 Modelo espacial de la acción sísmica

(1)P 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)P 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)P 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 de la Norma EN 1990:2002.

(2)P 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:

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

donde;

$\psi_{E,i}$ es el coeficiente de combinación para la acción variable i (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 Norma EN 1990:2002 y los valores $\psi_{E,i}$ para edificios y otros tipos de estructuras se indican en las partes correspondientes de la Norma EN 1998.

4 PROYECTO DE EDIFICIOS

4.1 Generalidades

4.1.1 Objeto y campo de aplicación

- (1)P 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)P 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 excen- tridades 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 deberían 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)P 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)P Para satisfacer el punto **(1)P**, los elementos estructurales deberían 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), deberían 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 deberían 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 deberían dotarse de rigidez y resistencia en su plano, así como de una unión eficaz a los sistemas estructurales verticales. Debería 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 deberían 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)P 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, debería elegirse generalmente una cimentación rígida, tipo cajón o alveolar, conteniendo una losa de cimentación y una losa de cubierta.

(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 de la Norma EN 1998-5:2004.

4.2.2 Elementos sísmicos primarios y secundarios

(1)P 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 ante las acciones sísmicas 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, debería prestarse atención a los efectos de segundo orden (efectos P-Δ).

(2) Los capítulos 5 a 9 proporcionan las reglas complementarias a las de las Normas EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 y EN 1996, 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 deberían 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.

(4) La contribución total a la rigidez lateral de todos los elementos sísmicos secundarios no debería 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)P 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)P 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		Coefficiente de comportamiento
Planta	Alzado	Modelo	Análisis elástico lineal	(Para análisis lineal)
Si	Si	Plano	Fuerza lateral ^a	Valor de referencia
Si	No	Plano	Modal	Valor reducido
No	Si	Espacial ^b	Fuerza lateral ^a	Valor de referencia
No	No	Espacial	Modal	Valor reducido
^a Si se cumple también la condición del punto (2)a) del apartado 4.3.3.2.1. ^b Bajo las condiciones específicas indicadas en el punto (8) del apartado 4.3.3.1 puede utilizarse un modelo plano diferente en cada dirección horizontal, conforme al punto (8) del apartado 4.3.3.1.				

(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)P Los criterios de regularidad indicados en los apartados 4.2.3.2 y 4.2.3.3 deberían 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)P 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 deberían ser cuidadosamente examinadas de forma notable en lo que concierne a la rigidez de las ramas laterales, que debería ser comparable a la de la parte central a fin de satisfacer la condición de diafragma rígido. Se debería 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:

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

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

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_x , 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.

NOTA El anexo nacional puede incluir referencias a documentos que podrían proporcionar definiciones del centro de rigidez y del radio de torsión para edificios de varias plantas, tanto para aquellos que reúnen las condiciones (a) y (b) del punto (8), como para aquellos que no las reúnen.

(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)P 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.

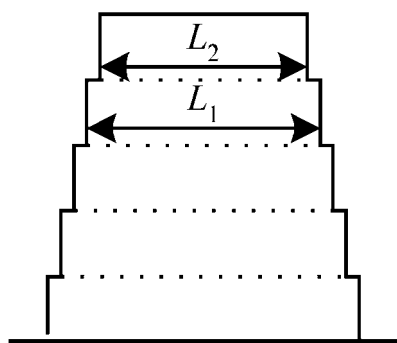
(3) Tanto la rigidez lateral como la masa de cada planta deben mantenerse constantes o reducirse gradualmente, sin cambios bruscos, desde la base hasta la parte superior de cada edificio particular.

(4) En edificios de pórticos, el cociente entre la resistencia real de cada planta y la resistencia exigida por el análisis no debería 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:

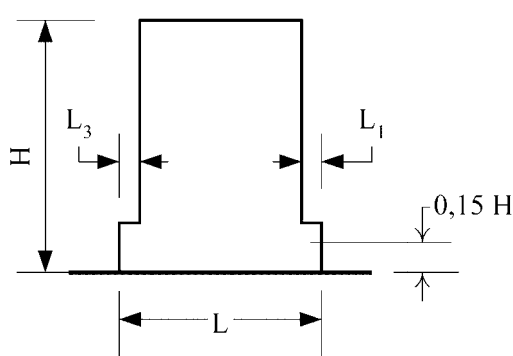
- a) en el caso de retranqueos sucesivos que mantengan la simetría axial, el retranqueo de cualquier planta no debe ser mayor del 20% de la dimensión de la planta inferior en la dirección del retranqueo (véanse las figuras 4.1.a y 4.1.b).
- b) en el caso de un único retranqueo dentro del 15% inferior 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 debería 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.
- b) 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)



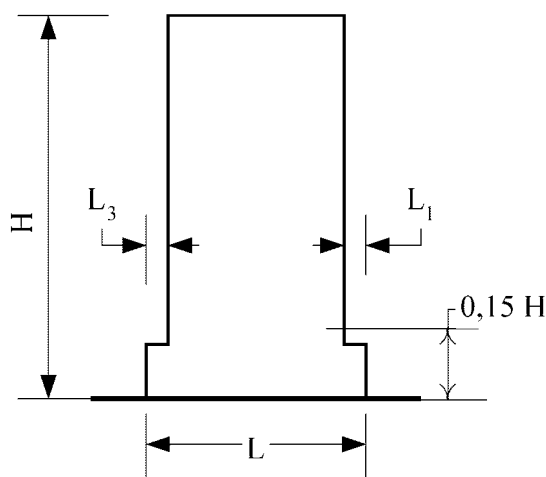
Criterio para (a): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

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



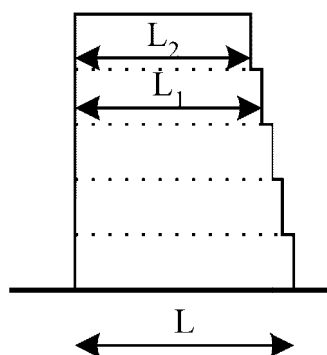
Criterio para (b): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

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



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

d)



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)P Los coeficientes de combinación ψ_{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 anexo A1 de la Norma EN 1990:2002.

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

$$\psi_{Ei} = \phi \cdot \psi_{2i} \quad (4.2)$$

NOTA Los valores a asignar a ϕ para ser utilizados en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados para ϕ se relacionan en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 – Valores de ϕ para calcular ψ_{Ei}

Tipo de acción variable	Planta	ϕ
Categorías A-C*	Cubierta	1,0
	Plantas con ocupaciones relacionadas	0,8
	Plantas con ocupaciones independientes	0,5
Categorías D-F* Archivos		1,0
* Categorías definidas en la Norma EN-1991-1-1:2002.		

4.2.5 Clases de importancia y coeficientes de importancia

(1)P 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)P Las clases de importancia se caracterizan mediante diferentes coeficientes de importancia γ_1 , descritos en el punto (3) del apartado 2.1.

(3) El coeficiente de importancia $\gamma_1 = 1,0$ 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, por ejemplo, edificios agrícolas, etc.
II	Edificios corrientes, no pertenecientes a las demás categorías.
III	Edificios cuya sismorresistencia es importante considerando las consecuencias asociadas con su colapso, por ejemplo, colegios, salas de reunión, instituciones culturales, etc.
IV	Edificios cuya integridad durante los terremotos es de vital importancia para la protección civil, por ejemplo, hospitales, parques de bomberos, centrales eléctricas etc.

NOTA 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 anexo B de la Norma EN 1990:2002.

(5)P El valor γ_1 para la clase de importancia II debe ser, por definición, igual a 1,0.

NOTA Los valores a asignar a γ_1 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores γ_1 pueden ser diferentes para las diversas regiones sísmicas del Estado, dependiendo de las condiciones de la peligrosidad sísmica y de consideraciones de seguridad pública (véase la nota del punto (4) del apartado 2.1). Los valores recomendados de γ_1 para las clases de importancia I, III y IV son 0,8, 1,2 y 1,4, respectivamente.

(6) Para edificios que alberguen instalaciones o materiales peligrosos, el coeficiente de importancia debería establecerse de acuerdo con los criterios establecidos en la Norma EN 1998-4.

4.3 Análisis estructural

4.3.1 Modelado

(1)P 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 debería 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. Deberían 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 deberían evaluarse, en general, teniendo en cuenta el efecto de la fisuración. Dicha rigidez debería 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) Deberían 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)P 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)P 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 ψ_{Ei} se indican en el punto (2)P del apartado 4.2.4.

4.3.2 Efectos accidentales de torsión

(1)P 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)P El método de referencia para determinar los efectos sísmicos debe ser el análisis modal del 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. La opción de si los métodos no lineales del punto (4) del apartado 4.3.3.1 pueden también aplicarse a edificios sin aislamiento en la base en un determinado Estado se encontrará en su anexo nacional. El anexo nacional puede también hacer referencia a información complementaria acerca de las capacidades de deformación de los elementos y los coeficientes parciales de seguridad asociados a utilizar en las comprobaciones del estado límite último, conforme al punto (5) del apartado 4.4.2.2.

(5) Los análisis no lineales deberían 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), deberían 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.

NOTA El valor del coeficiente de importancia, γ_i , por debajo del cual se permite en un Estado la simplificación del análisis conforme al punto (8) del apartado 4.3.3.1 se puede encontrar en su anexo nacional.

(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 deberían multiplicarse por 1,25 todos los efectos de la acción sísmica resultantes del análisis.

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

(11)P 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)P 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)P 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)P 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;

λ 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 λ 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

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

y

A_c es el área eficaz total del muro resistente a cortante de la primera planta del edificio, en m²;

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 m²;

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

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

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 deberían 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)P 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)P 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 δ 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)P 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)P 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)P 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 deberían 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 debería 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)P 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)P** 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)** deberían 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)P 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, debería 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 debería 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 debería 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 deberían 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 las Normas EN 1992 a EN 1996 o en las normas europeas relativas a los materiales.

(5)P 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, deberían 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)P 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)P 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) α_u/α_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 de la Norma EN 1998-3.
- 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)P del apartado 4.3.3.4.2.6 debería usarse como base para el cálculo.

(2)P 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 del cociente de aspecto (altura respecto a anchura) de los muros estructurales es menor de 1,0.

4.3.3.4.2.2 Cargas laterales

(1) Deberían 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)P 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)P 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") debería 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 debería considerarse como la cubierta.

4.3.3.4.2.4 Coeficiente de reserva de resistencia (sobrerresistencia)

(1) Cuando el cociente de reserva de resistencia (α_v/α_1) se determine por medio de un análisis mediante empujes incrementales, debería 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)P 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)P 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 anexo informativo 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)P 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 deberían ser conformes con los puntos (2) a (4) del apartado 4.3.3.4.1, y deberían complementarse con reglas que describan el comportamiento de los elementos bajo ciclos postelásticos de descarga y recarga. Estas reglas deberían 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 debería 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, debería 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)P 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:

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

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

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)P 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, deberían 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 deberían sobrepasar las capacidades correspondientes.

(7)P 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^2), la componente vertical de la acción sísmica, tal como se define en el apartado 3.2.2.3, debería 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:

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

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

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

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)P 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)P 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)P 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)P 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)P 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 debería 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 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(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;

γ_a es el coeficiente 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:

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

donde

α 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 Coeficientes de importancia

(1)P El coeficiente de importancia γ_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 coeficiente de importancia γ_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"> – Parapetos en voladizo u ornamentaciones – Señalización y paneles publicitarios – 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 	1,0
<ul style="list-style-type: none"> – Muros exteriores e interiores – Tabiques y fachadas – 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. – Elementos de anclaje para armarios y estanterías de libros apoyadas en el suelo. – Elementos de anclaje para falsos techos (suspendidos) y dispositivos de fijación ligeros. 	2,0

4.3.6 Medidas complementarias para pórticos rellenos de fábrica

4.3.6.1 Generalidades

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

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

(3)P 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)P 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 deberían 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)P 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), deberían utilizarse modelos espaciales para el análisis de la estructura. Los rellenos se deberían incluir en el modelo y se debería 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 debería 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.), deberían 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 artículos **4.3.3.2.4** y **4.3.3.3.3**

4.3.6.3.2 Irregularidades en alzado

(1)P 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)P** si se mayoran los efectos calculados de la acción sísmica mediante un coeficiente de mayoración, η , definido como sigue:

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

donde

ΔV_{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.

ΣV_{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, η , 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)P del apartado 4.3.6.1, pertenecientes a todas las clases de ductilidad, DCL, DCM o DCH, deberían 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 debería 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 moldeados en las caras de revestimiento de fábrica, 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 tanto el comportamiento como la integridad en su plano y fuera de su plano.

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

4.4 Comprobaciones de seguridad

4.4.1 Generalidades

(1)P 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.

4.4.2 Estado límite último

4.4.2.1 Generalidades

(1)P 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)P 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 de la Norma EN 1990:2002) 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 las Normas EN 1992-1-1:2004, EN 1993-1-1:2005 y EN 1994-1-1:2004.

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 γ_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 los Eurocódigos pertinentes.

(2) Los efectos del segundo orden (efectos P- Δ) 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

θ es el coeficiente de sensibilidad del desplome entre plantas;

P_{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_{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)P El valor del coeficiente θ 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)P de este apartado debería aplicarse en términos de fuerzas únicamente para elementos frágiles. En zonas disipativas que se proyectan y detallan constructivamente para disponer de ductilidad, se debería 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)P del apartado 5.7 de la Norma EN 1992-1-1:2004).

(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)P 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)P 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)P 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)P 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, debería 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) debería 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;

$\sum M_{Rb}$ 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 $\sum M_{Rb}$.

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) debería satisfacerse en dos planos verticales ortogonales de curvatura, los cuales, en edificios dispuestos en dos direcciones ortogonales, se definen por estas dos direcciones. Debería 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) debería 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)P y (2)P si se satisfacen todas las condiciones siguientes:

- los mecanismos plásticos obtenidos mediante el análisis por empujes incrementales son satisfactorios;
- 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;
- los elementos frágiles permanecen en el dominio elástico.

4.4.2.4 Condición de equilibrio

(1)P 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 de la Norma EN 1990:2002.

(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)P 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)P 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, γ_d , mayor de 1,0.

NOTA Los valores a asignar a γ_d para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado 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)P El sistema de cimentación debe cumplir con los requisitos del capítulo 5 de la Norma EN 1998-5:2004 y con la Norma EN 1997-1:2004.

(2)P 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 de disipación baja (véase el punto (2) del apartado 2.2.2) no se requiere ningún diseño por capacidad conforme al punto (2)P.

(4) El punto (2)P 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

γ_{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 de la Norma EN 1990:2002);

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

Ω 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, Ω 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, Ω 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, Ω 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)P si el valor de Ω 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 γ_{Rd} aumentado a 1,4.

4.4.2.7 Condición de junta sísmica

(1)P 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)P 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 del 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 considera 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)P 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:

$$d_T v \leq 0,005 h \quad (4.31)$$

- b) para edificios que tengan elementos no estructurales dúctiles

$$d_T v \leq 0,0075 h \quad (4.32)$$

- 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:

$$d_T v \leq 0,010 h \quad (4.33)$$

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;

v 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 v 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 debería satisfacerse el "requisito de limitación de daño" (véase el punto (1)P 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)P del apartado 2.1 y (3) del apartado 3.2.1.

NOTA Los valores a asignar a v para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Para las diversas regiones sísmicas de un Estado, se pueden definir diferentes valores de v , dependiendo de las condiciones de peligrosidad sísmica y del objetivo de protección de la propiedad. Los valores recomendados de v son 0,4 para las clases de importancia III y IV y $v = 0,5$ 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)P 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)P Los edificios de hormigón con forjados de losas planas como elementos de resistencia antisísmica de acuerdo con el apartado 4.2.2 no quedan cubiertos en su totalidad en este capítulo.

(3)P Para el proyecto de edificios de hormigón se aplica la Norma EN 1992-1-1:2004. Las siguientes reglas son complementarias a las indicadas en la Norma EN 1992-1-1:2004.

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 axil 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 axil o está sometido a un esfuerzo axil 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)P 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 debería 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 axil 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)P 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 deberían ser proporcionales a la ductilidad global supuesta en los cálculos.

(2)P Como alternativa, los edificios de hormigón se pueden dimensionar para baja capacidad de disipación y baja ductilidad, aplicando sólo las reglas de la Norma EN 1992-1-1:2004 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)P Los edificios sismorresistentes de hormigón en los que no se aplica el punto (2)P 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) deberían preceder a los frágiles (por ejemplo, cortante) con una fiabilidad suficiente.

(4)P Los edificios de hormigón diseñados según el punto (3)P 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)P 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).

NOTA Las limitaciones geográficas en el uso de las clases de ductilidad M y H se pueden encontrar en el anexo nacional pertinente.

5.2.2 Tipos de estructuras y coeficientes de comportamiento**5.2.2.1 Tipos de estructuras**

(1)P 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)P 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)P 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)P 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)P se deberían 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)P, entonces todos sus muros se deberían proyectar y detallar como muros dúctiles.

5.2.2.2 Coeficientes de comportamiento para las acciones sísmicas horizontales

(1)P 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:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (5.1)$$

donde

q_0 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)P de este apartado).

(2) Para edificios regulares en altura según el apartado 4.2.3.3, los valores de base de q_0 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 α_u/α_l	4,5 α_u/α_l
Sistema de muros desacoplados	3,0	4,0 α_u/α_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 debería reducir un 20% (véase el punto (7) del apartado 4.2.3.1 y la tabla 4.1).

(4) α_l y α_u se definen como sigue:

α_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;

α_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 α_u se puede obtener mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales, *pushover*).

(5) Cuando el coeficiente multiplicador α_u/α_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 α_u/α_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 α_u/α_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 α_u/α_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) En los casos en los que, además de los controles normales de calidad, se aplique un Plan Especial de Calidad para el cálculo, el dimensionamiento y la construcción, q_0 pueden aumentar los valores de q_0 . No se permite que dichos valores aumentados superen los valores de la tabla 5.1 en más de un 20%.

NOTA Los valores a asignar a q_0 para su uso en un Estado y, posiblemente, en proyectos particulares dependientes del anteriormente citado Plan Especial de Calidad, se pueden encontrar en su anexo nacional.

(11)P 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 α_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 α_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 deberían 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)P 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)P 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 deberían 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, debería suponerse que contribuye a las capacidades de flexión de la viga que intervienen en el cálculo de ΣM_{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)P 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)P 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 debería tener una deformación plástica alta y uniforme (véanse los puntos (1)P del apartado 5.3.2, (3)P del apartado 5.4.1.1, y (3)P 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 debería 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)P del apartado 5.3.2, (3)P del apartado 5.4.1.1 o (3)P del apartado 5.5.1.1, según corresponda;
 - el hormigón usado en elementos sismorresistentes primarios debería 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)P del apartado 5.4.1.1 o (1)P 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, μ_ϕ , de esas zonas (definido como la relación entre la curvatura a un 85% del momento resistente tras la rotura y la curvatura plástica, siempre que no se superen las deformaciones unitarias límites del hormigón y del acero, ε_{cu} y $\varepsilon_{su,k}$) es al menos igual que los siguientes coeficientes:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{si } T_1 \geq T_C \quad (5.4)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C / T_1 \quad \text{si } T_1 < T_C \quad (5.5)$$

donde q_0 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)P del apartado 3.2.2.2.

NOTA Las ecuaciones (5.4) y (5.5) están basadas en la relación entre μ_ϕ y el coeficiente de ductilidad de desplazamiento, μ_δ : $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$, que es normalmente una aproximación conservadora para elementos de hormigón, y en la siguiente relación entre μ_δ 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 anexo informativo 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 clase B según la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004, el coeficiente de ductilidad en curvaturas, μ_ϕ , debería 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)P 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 sismorresistentes secundarios y resistencias

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

(2) Las reglas para el proyecto y los detalles constructivos de los elementos sismorresistentes 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 deberían 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)P 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)P 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)P del apartado 5.5.1.2.1);
- c) se deben limitar los desplazamientos entre plantas, para disminuir los efectos P- Δ en los pilares (véanse los puntos (2) a (4) del apartado 4.4.2.2).

- d) se deben hacer continuar un porcentaje importante de 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)P** del apartado **5.4.3.1.2**, y el punto **(5)P** 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)P Para minimizar las incertidumbres relacionadas con la ductilidad, se deben observar las siguientes reglas:

- a) se debe dotar a cada elemento sismorresistente 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 axial reducido (véase el punto **(3)P** del apartado **5.4.3.2.1**, el punto **(2)** del apartado **5.4.3.4.1**, el punto **(3)P** 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 axial.

5.2.4 Comprobaciones de seguridad

(1)P Para las comprobaciones del estado límite último, los coeficientes parciales de seguridad para las propiedades del material, γ_c y γ_s , deben tener en cuenta la posible degradación de la resistencia de los materiales debida a las deformaciones cíclicas.

(2) Si no se dispone de datos más específicos, se deberían aplicar los valores de los coeficientes parciales de seguridad, γ_c y γ_s , adoptados para las situaciones de cálculo persistente y transitoria, suponiendo que debido a las disposiciones sobre la ductilidad local, la relación entre la resistencia residual tras la degradación y la inicial es aproximadamente igual a la relación entre los valores de γ_M para las combinaciones de carga accidental y fundamental.

(3) Si la degradación de la resistencia se ha tenido en cuenta de forma adecuada en la evaluación de las propiedades del material, se pueden usar los valores de γ_M adoptados en la situación de cálculo accidental.

NOTA 1 Los valores a asignar a los coeficientes γ_c y γ_s en las situaciones de cálculo persistente, transitorio y accidental para su uso en un Estado, se pueden encontrar en su anexo nacional a la Norma EN 1992-1-1:2004.

NOTA 2 El anexo nacional puede especificar si los valores de γ_M a usar en la situación de cálculo sismorresistente son los empleados para las situaciones de cálculo persistente y transitoria o bien los empleados para la situación de cálculo accidental. El anexo nacional puede incluso elegir valores intermedios, dependiendo de cómo se evalúen las propiedades del material bajo carga sísmica. La opción recomendada es la indicada en el punto **(2)** de este apartado, que permite usar el mismo valor de cálculo de la resistencia para las situaciones de cálculo persistente y transitoria (por ejemplo, cargas gravitatorias y carga de viento) y en la situación sísmica de cálculo.

5.3 Dimensionamiento conforme a la Norma EN 1992-1-1

5.3.1 Generalidades

(1) Se recomienda emplear el dimensionamiento sísmico para la clase de ductilidad baja (DCL) siguiendo la Norma EN 1992-1-1:2004 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)P En elementos sismorresistentes primarios (véase **4.2.2**), debe usarse acero para armaduras pasivas de clase B o C según la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

5.3.3 Factor 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)P En elementos sismorresistentes primarios no se debe usar hormigón de clase inferior a C 16/20.

(2)P Excepto en el caso de cercos y atados transversales, en las zonas críticas de elementos sismorresistentes primarios sólo se deben usar redondos corrugados como acero para armaduras pasivas.

(3)P En las zonas críticas de los elementos sismorresistentes primarios debe usarse acero de reguerzo para armaduras pasivas de clase B o C según la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(4)P Se pueden usar mallas de alambre electrosoldadas si cumplen los requisitos especificados en los puntos (2)P y (3)P anteriores.

5.4.1.2 Restricciones geométricas

5.4.1.2.1 Vigas

(1)P Debe limitarse la excentricidad de la viga a aquella del pilar con la que enlaza, para alcanzar una transferencia eficaz de momentos cíclicos desde una viga sismorresistente primaria a un pilar.

(2) Para cumplir el requisito del punto (1)P, la distancia entre los ejes de los centros de gravedad de los dos elementos debería 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)P 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:

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

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) A menos que $\theta \leq 0,1$ (véase el punto (2) del apartado 4.4.2.2), las dimensiones de la sección transversal de los pilares sismorresistentes primarios no deberían ser menores de la décima parte de la mayor distancia entre el punto de inflexión y los extremos del pilar, para la flexión en un plano paralelo a la dimensión considerada del pilar.

5.4.1.2.3 Muros dúctiles

(1) El espesor del alma, b_{w0} (en metros), debería satisfacer la siguiente ecuación:

$$b_{w0} \geq \max. \{0,15, h_s / 20\} \quad (5.7)$$

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

(2)P 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)P 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 axiales deben obtenerse del dimensionamiento de la estructura en la situación sísmica de cálculo, conforme al apartado 6.4.3.4 de la Norma EN 1990:2001 teniendo en cuenta, además, los efectos de segundo orden conforme al apartado 4.4.2.2 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 a la Norma EN 1992-1-1. 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.

5.4.2.2 Vigas

(1)P 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 debería 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)P se debería aplicar como sigue:

- a) en la sección extrema i , deberían calcularse dos valores de esfuerzo cortante, es decir, el máximo $V_{Ed,max,i}$ 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)P 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

γ_{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;

ΣM_{Rc} y ΣM_{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 ΣM_{Rc} debería 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.

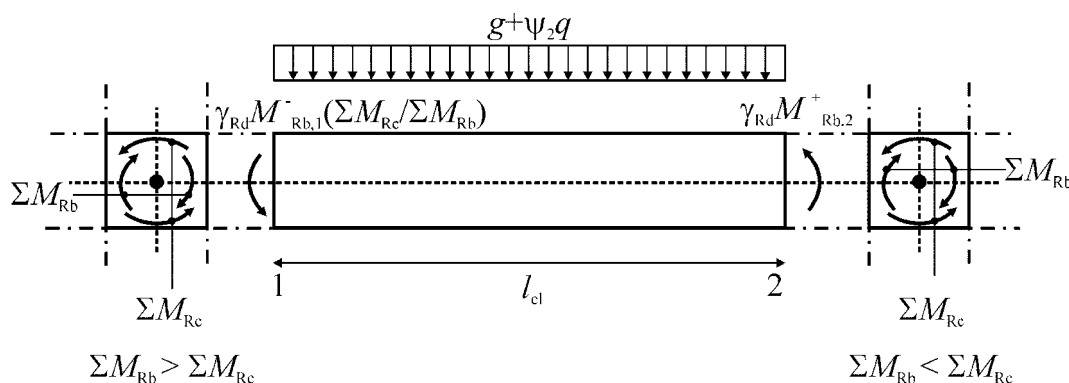


Figura 5.1 – Valores de dimensionamiento por capacidad de los esfuerzos cortantes en vigas

5.4.2.3 Pilares

(1)P 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 debería 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)P 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

γ_{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;

ΣM_{Rc} y ΣM_{Rb} se definen en el punto (2) del apartado 5.4.2.2.

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

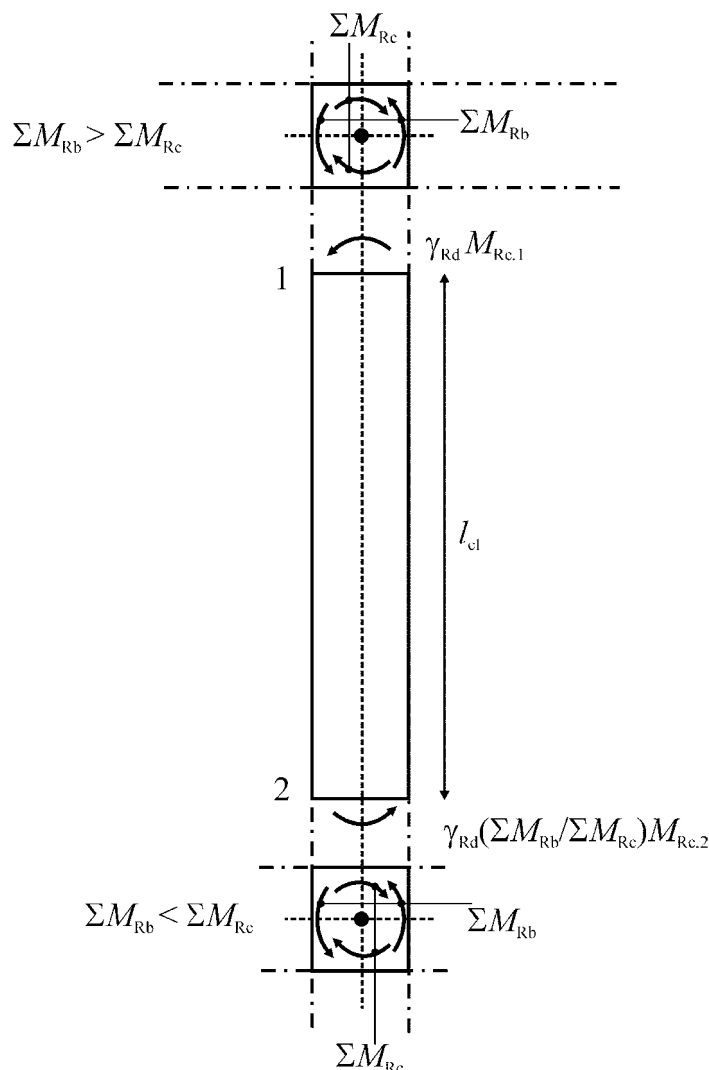


Figura 5.2 – Valores de dimensionamiento por capacidad para el esfuerzo cortante en pilares

5.4.2.4 Disposiciones especiales para muros dúctiles

(1)P 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.

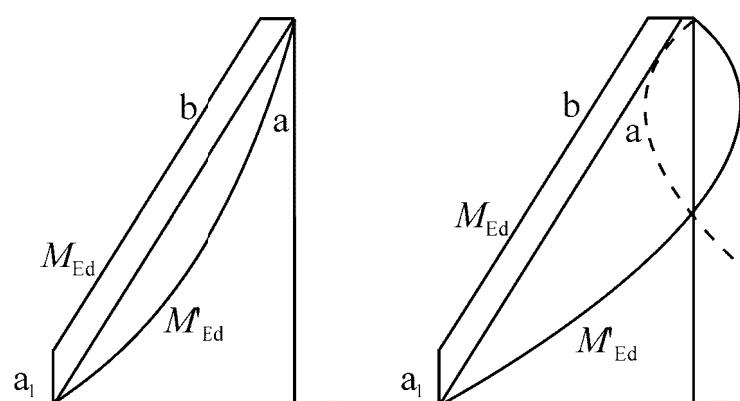
(2) Se permite una redistribución de los efectos de la acción sísmica de hasta el 30%, entre muros sismorresistentes primarios, siempre que no se produzca una reducción de la demanda total de resistencia. Los esfuerzos cortantes se deberían redistribuir junto con los momentos flectores, de tal forma 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 deberían 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)P 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)P 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 debería 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 debería 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

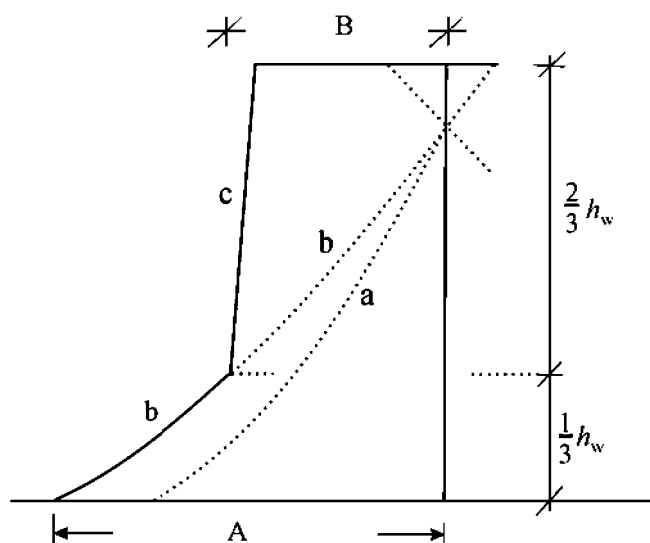
a_1 Traslación de las tracciones

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

(6)P 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)P 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, debería 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 Envolvente de cálculo

A $V_{\text{wall,base}}$ B $V_{\text{wall,top}} \geq V_{\text{wall,base}} / 2$

Figura 5.4 – Envolvente 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)P 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)P 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:

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

(3)P Al realizar la comprobación en ELU del muro para flexión con esfuerzo axial se deben considerar los esfuerzos axiales 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 axial del muro indicada en el punto (3)P como el 50% del esfuerzo axial en el muro debido a las cargas gravitatorias presentes en la situación sísmica de cálculo. Se debería 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 deberían calcular conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004.
- (2) Las armaduras superiores en las secciones transversales extremas de las vigas sismorresistentes primarias en T o L, se deberían 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:
 - a) 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;
 - b) 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).

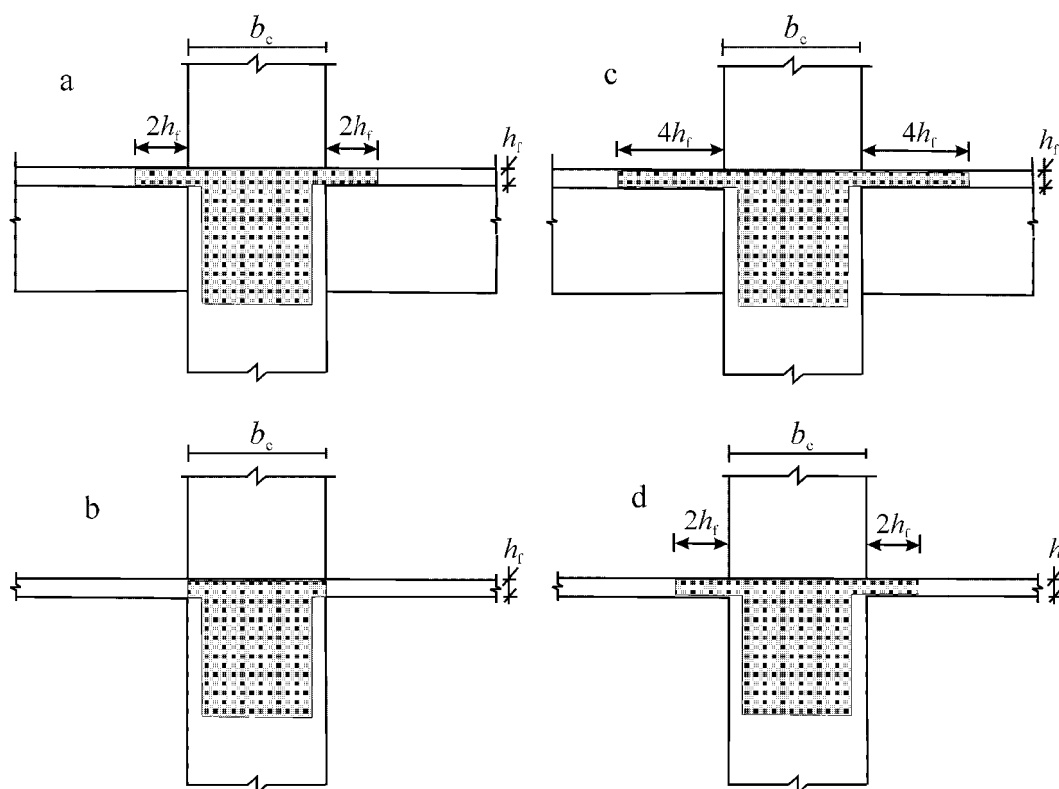


Figura 5.5 – Anchura eficaz del ala b_{eff} para vigas que confluyen en pilares

5.4.3.1.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1)P 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 deberían considerar como zonas críticas las zonas comprendidas dentro de una distancia $2 h_w$ medida a ambos lados del elemento vertical soportado.

(3)P Para satisfacer el criterio de ductilidad local en las zonas críticas de vigas sismorresistentes primarias, el valor del coeficiente de ductilidad en curvaturas μ_ϕ 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)P 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 ρ no supera un valor máximo $\rho_{\max.}$ igual a:

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

con las cuantías de las armaduras de tracción y compresión, ρ y ρ' , 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 ρ .

(5)P A lo largo de toda la viga sismorresistente primaria, la cuantía de la armadura de tracción ρ 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)P 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:

$$s = \min.\{h_w / 4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\} \quad (5.13)$$

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).

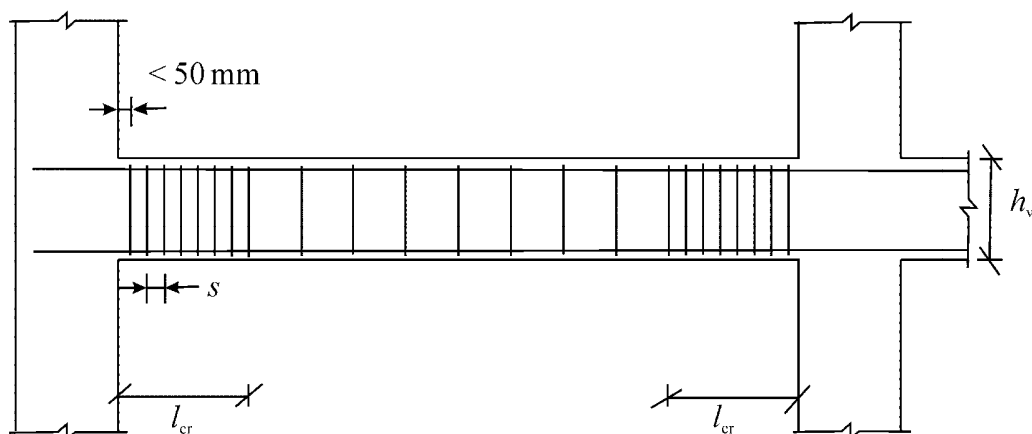


Figura 5.6 – Armadura transversal en zonas críticas de vigas

5.4.3.2 Pilares

5.4.3.2.1 Resistencias

- (1)P Las resistencias a flexión y a cortante se deben calcular según la Norma EN 1992-1-1:2004, 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)P En pilares sismorresistentes primarios, el valor del esfuerzo axial reducido ν_d no debe superar 0,65.

5.4.3.2.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local de los pilares sismorresistentes primarios

- (1)P La cuantía total de la armadura longitudinal ρ_l no debe ser menor de 0,01 ni mayor de 0,04. En secciones transversales simétricas se debería disponer una armadura simétrica ($\rho = \rho'$).
- (2)P 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)P 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)P Si $l_c/h_c < 3$, toda la altura del pilar sismorresistente primario debe considerarse como zona crítica y, en consecuencia, debe disponerse armadura.
- (6)P En la zona crítica de la base de los pilares sismorresistentes primarios, se debería tener un valor del coeficiente de ductilidad en curvaturas igual al menos al indicado el punto (3) del apartado 5.2.3.4.

(7)P Si, para el valor especificado de μ_ϕ , 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 la Norma EN 1992-1-1:2004.

(8) Los requisitos especificados en los puntos (6)P y (7)P 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

ω_{wd} cuantía mecánica volumétrica de los cercos de confinamiento en las zonas críticas

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volumen de los cercos de confinamiento}}{\text{volumen del núcleo de hormigón}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

μ_ϕ 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)

α es el coeficiente de eficacia del confinamiento, igual a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, con:

a) para secciones transversales rectangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 b_o h_o \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 b_o) (1 - s / 2 h_o) \quad (5.17a)$$

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):

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 D_o)^2 \quad (5.17b)$$

c) para secciones transversales circulares con armadura de confinamiento helicoidal:

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2D_o) \quad (5.17c)$$

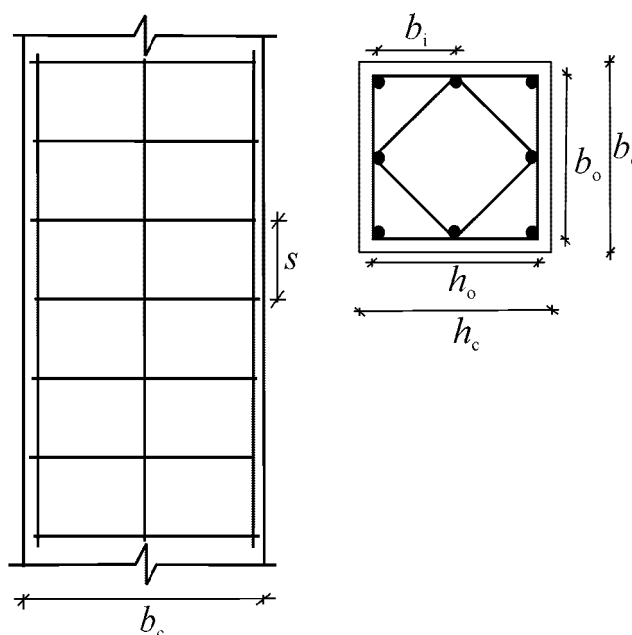


Figura 5.7 – Confinamiento del núcleo de hormigón

(9) En la zona crítica de la base de los pilares sismorresistentes primarios se debería disponer un valor mínimo de α_{wd} igual a 0,08.

(10)P 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)P** se consideran satisfechas si se cumplen las condiciones siguientes:

a) la separación, s , entre los cercos (en milímetros) no supera:

$$s = \min.\{b_o / 2; 175; 8d_{bL}\} \quad (5.18)$$

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, según lo especificado en el punto **(6)** del apartado **9.5.3** de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(12)P La armadura transversal en las zonas críticas de la base de pilares sismorresistentes primarios se puede determinar según la Norma EN 1992-1-1:2004, 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 debería 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)P 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)P Las resistencias a flexión y cortante deben calcularse conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004, 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, ν_d , no debería superar 0,4.

(3)P 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) deberían 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 debería 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:

$$h_{cr} = \max \left[l_w, H_w / 6 \right] \quad (5.19a)$$

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 debería disponer un valor del coeficiente de ductilidad en curvaturas, μ_ϕ , 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 μ_ϕ 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 debería determinarse según el punto (6) de este apartado. La cuantía de armadura de confinamiento se debería 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, ω_{wd} , en los elementos de contorno debería satisfacer la ecuación siguiente, con los valores de μ_ϕ 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 ω_v , que es la cuantía mecánica de la armadura vertical del alma ($\omega_v = \rho_{vy,d} / f_{cd}$).

(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 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 ν_d , ω_v , 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 ϕ_u como $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$ y de ϕ_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 3.1.9 de la Norma EN 1992-1-1:2004). La armadura de confinamiento y la longitud de los muros confinados se deberían dimensionar en consecuencia.

(6) La armadura indicada en los puntos (3) a (5) de este apartado debería 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 cerca de la fibra extrema de compresión, donde la profundidad de la zona de compresión confinada, x_u , para la curvatura última, es la 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, $\varepsilon_{cu2,c}$, calculada como se indica en el apartado 3.1.9 de la Norma EN 1992-1-1:2004 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 debería ser menor de $0,15 \cdot l_w$ o $1,50 \cdot b_w$.

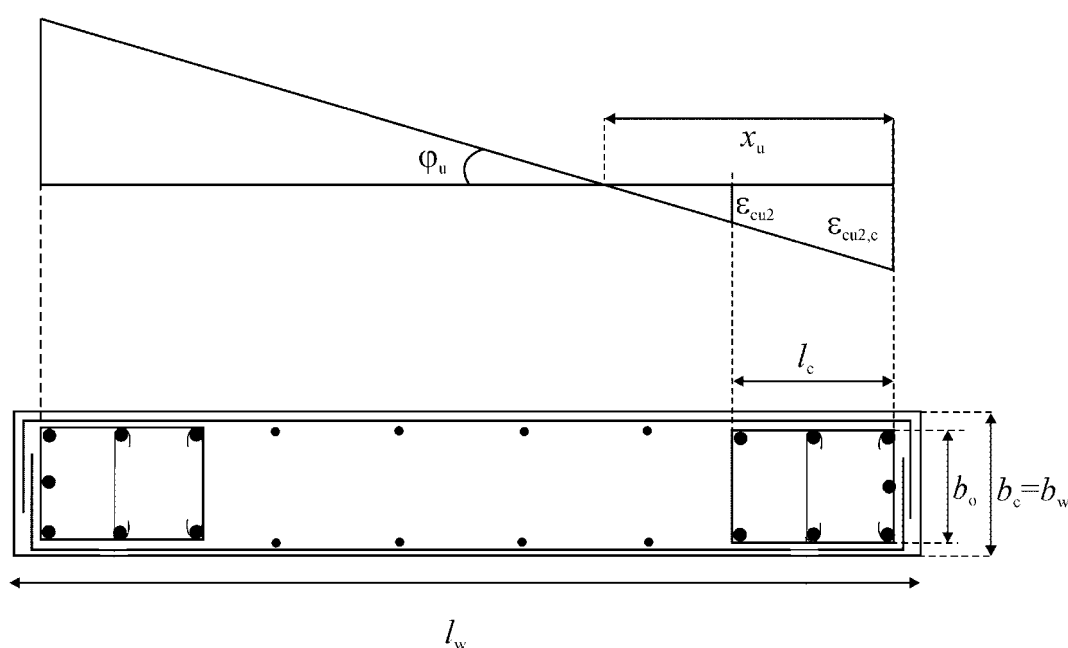


Figura 5.8 – Elemento de contorno confinado de un extremo de muro con borde libre (parte superior: deformaciones unitarias para la curvatura última; parte inferior: sección transversal del muro)

(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.

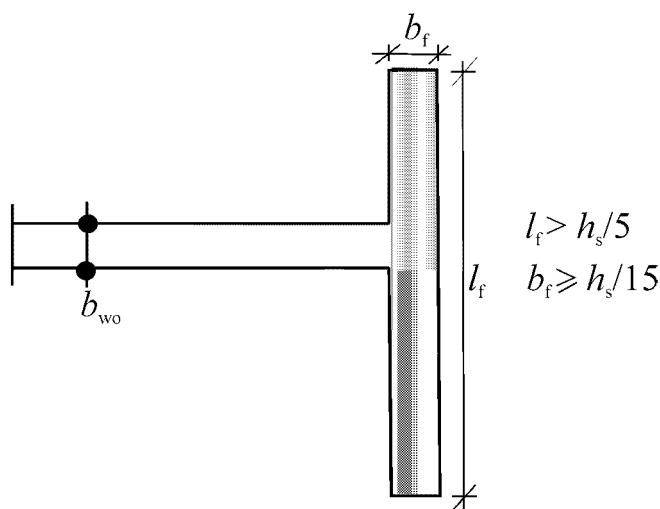


Figura 5.9 – Elementos de contorno confinados no necesarios en extremo de muros con un gran rigidizador transversal

- (8) La cuantía de armadura longitudinal en los elementos de contorno no debería ser menor de 0,005.
- (9) Las disposiciones de los puntos (9) y (11) del apartado 5.4.3.2.2 se aplican dentro de los elementos de contorno de muros. Se deberían usar cercos solapados, de forma que cualquier redondo longitudinal se enlace por un cerco o un atado transversal.
- (10) El espesor b_w de las partes confinadas de la sección del muro (elementos de contorno) no debería 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 debería 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 debería ser menor de $h_s/10$ (véase la figura 5.10).

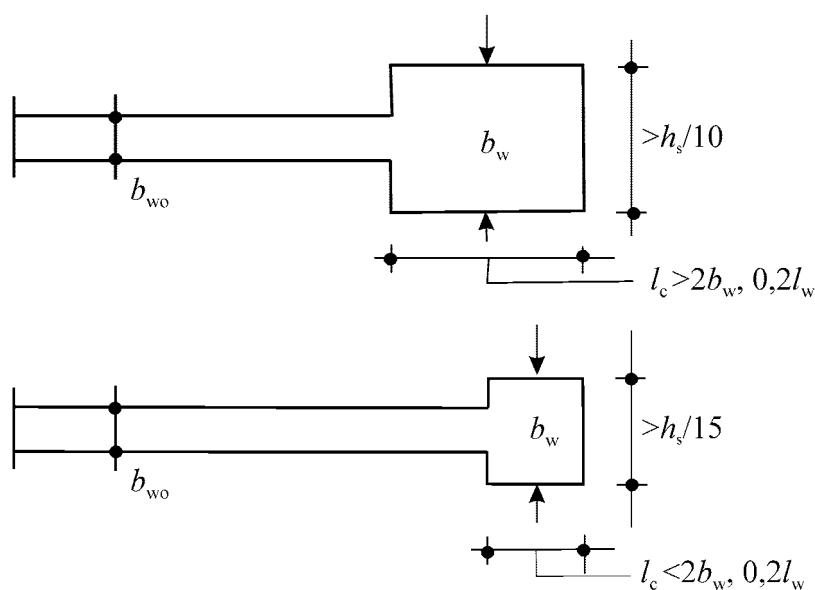


Figura 5.10 – Espesor mínimo de los elementos de contorno confinados

(11) En las zonas del muro situadas por encima de la zona crítica, sólo se aplican las reglas pertinentes de la Norma EN 1992-1-1:2004 relativas a las armaduras vertical, horizontal y transversal. No obstante, en aquellas partes de la sección en las cuales la deformación unitaria de compresión, ε_c , sea mayor de 0,002 en la situación sísmica de cálculo, se debería 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 de la Norma EN 1992-1-1:2004 si se cumple cualquiera de las condiciones siguientes:

- a) el valor del valor de cálculo del esfuerzo axial reducido, ν_d , no es mayor de 0,15; o,
- b) el valor de ν_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)P Se debe comprobar el ELU de flexión con esfuerzo axial suponiendo fisuración horizontal, de acuerdo con las disposiciones específicas indicadas en la Norma EN 1992-1-1:2004, incluyendo la hipótesis de secciones planas.

(2)P 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)P de este apartado se puede satisfacer utilizando a las reglas relativas a los efectos de segundo orden indicadas en la Norma EN 1992-1-1:2004, complementadas con otras reglas relativas a las tensiones normales en hormigón, si fuera necesario.

(4) Cuando se considera el esfuerzo axial dinámico de los puntos (3)P y (4) del apartado 5.4.2.5 en la comprobación del ELU de flexión con esfuerzo axial, 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 de la Norma EN 1992-1-1:2004, 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)P 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 del valor de V_{Ed} indicado en el punto (2) del apartado 5.4.2.5 sea menor que el valor de cálculo de la resistencia a cortante $V_{Rd,c}$ indicada en el apartado 6.2.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004, no se requiere una cuantía mínima de armadura de cortante, $\rho_{w,min}$.

NOTA El valor de $\rho_{w,min}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado es el valor mínimo para muros indicado en la Norma EN 1992-1-1:2004 y en su correspondiente anexo nacional.

(2) Siempre que no se cumpla la condición $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, se debería calcular la armadura de cortante del alma conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004 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 debería tener en cuenta la presencia de aberturas, y no debería 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 debería comprobarse conforme al apartado 6.2.5 de la Norma EN 1992-1-1:2004, 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 la Norma EN 1992-1-1:2004.

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 deberían 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 deberían 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, deberían concentrarse en elementos de contorno al final de la sección transversal. Estos elementos deberían 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 σ_{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 debería 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 debería 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 debería 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 deberían disponer sistemas de atado continuos de acero, horizontales o verticales: (a) a lo largo de todas las intersecciones de muros o conexiones con rigidizadores; (b) a todos los niveles de forjado, y (c) alrededor de las aberturas en muros. Como mínimo, estos sistemas de atado deberían satisfacer el apartado 9.10 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

5.5 Dimensionamiento para la clase de ductilidad alta (DCH)

5.5.1 Restricciones geométricas y materiales

5.5.1.1 Materiales

- (1)P En elementos sismorresistentes primarios no se debe usar hormigón de clase menor de C 20/25.
- (2)P El requisito especificado en el punto (2)P del apartado 5.4.1.1 se aplica a este apartado.
- (3)P En las zonas críticas de elementos sismorresistentes primarios, debe usarse acero para armaduras pasivas de clase C según la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004. Además, el valor característico superior (fractil 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)P La anchura de las vigas sismorresistentes primarias no debe ser menor de 200 mm.
- (2)P La relación entre anchura y altura del alma de las vigas sismorresistentes primarias debe satisfacer la ecuación (5.40b) de la Norma EN 1992-1-1:2004.
- (3)P Se aplica el punto (1)P del apartado 5.4.1.2.1.
- (4) Se aplica el punto (2) del apartado 5.4.1.2.1.
- (5)P Se aplica el punto (3)P del apartado 5.4.1.2.1.

5.5.1.2.2 Pilares

- (1)P La dimensión mínima de la sección de los pilares sismorresistentes primarios no debe ser menor de 250 mm.

- (2) Se aplica el punto (1)P del apartado 5.4.1.2.2.

5.5.1.2.3 Muros dúctiles

(1)P 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)P 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 deberían 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)P Se aplica el punto (1)P del apartado 5.4.1.2.5.

- (2)P Se aplica el punto (2)P del apartado 5.4.1.2.5.

5.5.2 Efectos de la acción de cálculo

5.5.2.1 Vigas

(1)P Se aplica el punto (1)P del apartado 5.4.2.1 para los valores de cálculo de los momentos flectores y esfuerzos axiales.

(2)P Se aplica el punto (1)P 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)P 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)P Se aplica el punto (1)P 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)P 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;

γ_{Rd} es un coeficiente que representa la posible reserva de resistencia debida al endurecimiento por deformación del acero, que no debería 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)P Se aplica el punto **(1)P** 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)P Se aplica el punto **(4)P** del apartado 5.4.2.4.

(5) Se aplica el punto **(5)** del apartado 5.4.2.4.

(6)P Se aplica el punto **(6)P** del apartado 5.4.2.4.

(7) Los requisitos del punto **(6)P** 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 deberían obtener de la ecuación:

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed} \quad (5.24)$$

donde

V'_{Ed} es el esfuerzo cortante obtenido del cálculo;

ε 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;

γ_{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 γ_{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)P 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 debería 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)P La resistencia a flexión debe calcularse conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004.

(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)P Los cálculos y comprobaciones de la resistencia a cortante se deben realizar conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004, a menos que se especifique lo contrario en los puntos siguientes.

(2)P En las zonas críticas de pilares sismorresistentes primarios, la inclinación θ de las bielas en un modelo de celosía debe ser 45°.

(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 deberían diferenciar los casos siguientes, dependiendo del valor algebraico de la relación $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ 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 debería calcular conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004.

b) Si $\zeta < -0,5$, es decir, cuando se espera una inversión casi completa de esfuerzos cortantes, entonces:

$$i) \text{ si } |V_E|_{\max} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (5.27)$$

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 $|V_E|_{\max}$ supera el valor límite de la ecuación (5.27), se debería 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 $|V_E|_{\max}$ se debería resistir por cercos y la otra mitad por armadura inclinada;

– en este caso, la comprobación se realiza mediante la condición:

$$0,5 V_{Emax} \leq 2 A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (5.28)$$

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);

α es el ángulo entre la armadura inclinada y el eje de la viga (normalmente $\alpha = 45^\circ$, o $\tan \alpha \approx (d-d')/l_b$).

5.5.3.1.3 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1)P 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)P Se aplica el punto (3)P del apartado 5.4.3.1.2.

(4) Se aplica el punto (4) del apartado 5.4.3.1.2.

(5)P 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)P 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)P Se aplica el punto **(6)P** del apartado **5.4.3.1.2**, reemplazando la ecuación (5.13) por la siguiente:

$$s = \min.\{h_w / 4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL}\} \quad (5.29)$$

5.5.3.2 Pilares

5.5.3.2.1 Resistencias

(1)P Se aplica el punto **(1)P** del apartado **5.4.3.2.1**.

(2) Se aplica el punto **(2)** del apartado **5.4.3.2.1**.

(3)P En pilares sismorresistentes primarios, el valor del esfuerzo axil reducido ν_d no debe superar 0,55.

5.5.3.2.2 Detalles constructivos relativos a la ductilidad local

(1)P Se aplica el punto **(1)P** del apartado **5.4.3.2.2**.

(2)P Se aplica el punto **(2)P** del apartado **5.4.3.2.2**.

(3)P Se aplica el punto **(3)P** 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:

$$l_{cr} = \max.\{1, 5h_c; l_{cl} / 6; 0,6\} \quad (5.30)$$

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)P Se aplica el punto **(5)P** del apartado **5.4.3.2.2**.

(6)P Se aplica el punto **(6)P** del apartado **5.4.3.2.2**.

(7)P Los detalles constructivos de las zonas críticas situadas por encima de la base del pilar deberían basarse en un valor mínimo del coeficiente de ductilidad en curvaturas, μ_ϕ (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)P Se aplica el punto **(7)P** del apartado **5.4.3.2.2**.

(9) Los requisitos de los puntos **(6)P**, **(7)** y **(8)P** de este apartado se consideran satisfechos si se cumple el punto **(8)** del apartado **5.4.3.2.2** con los valores de μ_ϕ especificados en dichos puntos **(6)P** y **(7)**.

(10) El valor mínimo de ω_{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)P Se aplica el punto **(10)P** del apartado **5.4.3.2.2**.

(12) Las condiciones mínimas indicadas en el punto **(11)P** 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 (hacia el interior de 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)P En las dos plantas inferiores de los edificios, se deben disponer también cercos, de acuerdo con los puntos **(11)P** 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 debería ser menor que la dispuesta en la parte superior de la misma.

5.5.3.3 Juntas entre viga y pilar

(1)P 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)P** anterior se puede satisfacer con la ayuda de las reglas siguientes:

a) en las juntas entre vigas y pilares interiores, se debería satisfacer la ecuación:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta} b_j} h_{jc} \quad (5.33)$$

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);

v_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} debería 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:

$$a) \text{ si } b_c > b_w : b_j = \min. \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\} \quad (5.34a)$$

$$b) \text{ si } b_c < b_w : b_j = \min. \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\} \quad (5.34b)$$

(3) Se debería disponer un confinamiento adecuado (tanto horizontal como vertical) de la junta, a fin de limitar la tensión de tracción diagonal máxima del hormigón, máx. σ_{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:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad (5.35)$$

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);

v_d es el valor de cálculo del esfuerzo axil reducido del pilar, por encima de la unión ($v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$);

f_{ctd} es el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón, conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004.

(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 debería disponer en la junta del área total de cercos horizontales siguiente:

a) en juntas interiores:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (5.36a)$$

b) en juntas exteriores:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (5.36b)$$

donde γ_{Rd} es igual a 1,2 (véase el punto (2) del apartado 5.5.2.3) y el valor de cálculo del esfuerzo axil reducido, v_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 deberían distribuir uniformemente dentro de la altura h_{jw} entre las armaduras superior e inferior de la viga. En juntas exteriores, éstas deberían encerrar los extremos de las armaduras de la viga dobladas hacia la junta.

(6) Se debería 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)P Se aplica el punto (3)P del apartado 5.4.3.3.

5.5.3.4 Muros dúctiles

5.5.3.4.1 Resistencia a flexión

(1)P 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 debería 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 la Norma EN 1992-1-1:2004, 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)P 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 debería utilizar el valor máximo de α_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 de la Norma EN 1992-1-1:2004, 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 deberían satisfacer la siguiente condición (véase el punto (8) del apartado 6.2.3 de la Norma EN 1992-1-1:2004):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (5.38)$$

donde

ρ_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, $V_{Rd,c}$ debería ser 0 si el axil N_{Ed} es de tracción.

- b) se debería disponer armadura vertical en el alma, anclada y con empalmes a lo largo de toda la altura del muro conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004, 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

ρ_h 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 deberían estar completamente ancladas en los extremos de la sección del muro, por ejemplo, mediante ganchos de 90° o 135°.

- (5) Se puede también suponer que las armaduras horizontales de alma en forma de estribos alargados y cerrados, o completamente anclados, contribuyen al confinamiento de los elementos de contorno del muro.

5.5.3.4.4 Rotura por esfuerzo cortante debido al deslizamiento

- (1)P 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

$$V_{dd} = \min. \left\{ 1,3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \right. \\ \left. 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \right\} \quad (5.41)$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi \quad (5.42)$$

$$V_{fd} = \min. \left\{ \mu_f \cdot \left[\left(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Sd} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \right. \\ \left. 0,5 \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \right\} \quad (5.43)$$

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 ϕ respecto al plano de deslizamiento potencial, por ejemplo, juntas de construcción);

V_{fd} es la resistencia debida al rozamiento;

μ_f es el coeficiente de rozamiento hormigón-hormigón bajo acciones cíclicas, que se puede tomar igual a 0,6 para superficies lisas y a 0,7 para rugosas, como se define en el apartado 6.2.5 de la Norma EN 1992-1-1:2004;

z es la longitud del brazo mecánico interno;

ξ es la profundidad relativa de la fibra neutra;

ΣA_{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;

ΣA_{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 debería satisfacer:

a) en la base del muro V_{id} debería ser mayor que $V_{Ed}/2$;

b) en niveles superiores V_{id} debería ser mayor que $V_{Ed}/4$.

(4) Las armaduras inclinadas se deberían anclar completamente a ambos lados de las superficies potenciales de deslizamiento, y deberían 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 debería tenerse en cuenta cuando se calcule el cortante que actúa V_{Ed} conforme al criterio de dimensionamiento por capacidad (véanse los puntos (6)P 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 ΔM_{Rd} a usar en el cálculo de V_{Ed} se puede estimar como:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \phi \cdot l_i \quad (5.45)$$

donde

l_i es la distancia entre los ejes de los dos grupos de armaduras oblicuas, situadas a un ángulo de $\pm \phi$ 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:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w)] \quad (5.46)$$

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 debería cumplir las disposiciones indicadas en el punto (1) del apartado 5.4.1.2.3 para b_{w0} (figura 5.11).

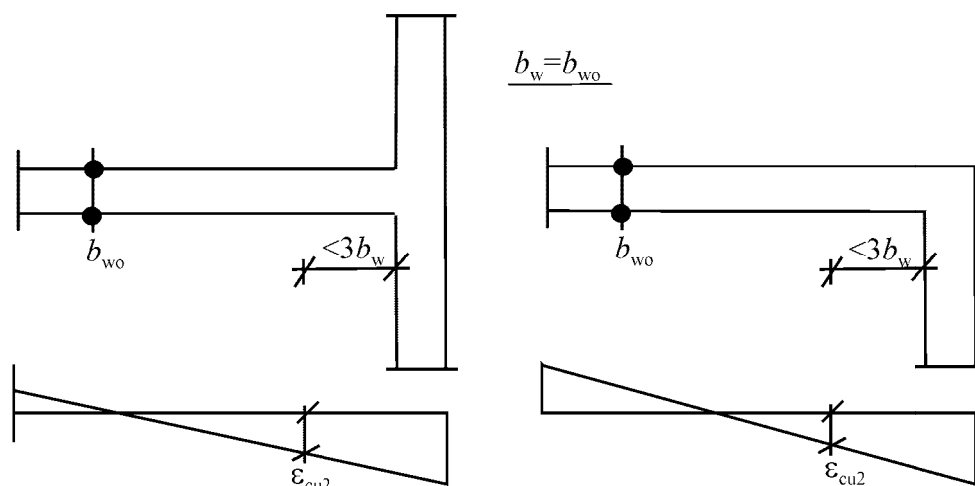


Figura 5.11 – Espesor mínimo de los elementos de contorno confinados en muros de clase de ductilidad DCH con alas grandes

- (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 ω_{wd} debería tener un valor mínimo de 0,12. Se deberían 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 deberían 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)P 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 debería disponer como dos mallas ortogonales de redondos con las mismas características de adherencia, una en cada cara del muro. Las mallas deberían conectarse mediante atados transversales, separados aproximadamente 500 mm.

(15) La armadura del alma debería tener un diámetro no menor de 8 mm, pero no mayor que un octavo de la anchura del alma, b_{wo} . La separación no debería ser mayor que el menor valor entre 250 mm o 25 veces el diámetro de los redondos.

(16) Se debería 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)P 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 debería 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 debería 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;

α es el ángulo entre las armaduras diagonales y el eje de la viga.

- b) la armadura diagonal se debería disponer en elementos tipo pilar, con dimensiones laterales iguales, como mínimo a $0,5 b_w$; su longitud de anclaje debería ser un 50% mayor de la requerida por la Norma EN 1992-1-1:2004.
- c) se deberían 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 deberían disponer armaduras longitudinales y transversales en ambas caras laterales de la viga, cumpliendo los requisitos mínimos especificados en la Norma EN 1992-1-1:2004 para vigas de gran canto. La armadura longitudinal no se debería anclar en muros acoplados y sólo puede prolongarse dentro de ellos una distancia de 150 mm.

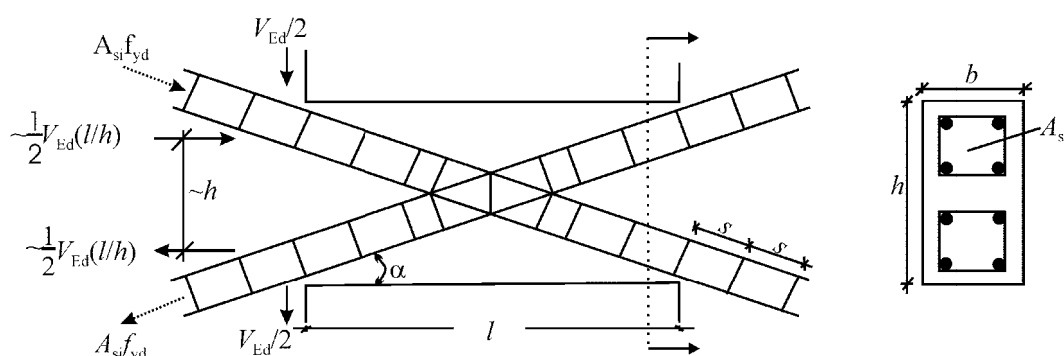


Figura 5.12 – Vigas de acoplamiento con armadura diagonal

5.6 Disposiciones para anclajes y empalmes

5.6.1 Generalidades

(1)P Para los detalles constructivos de las armaduras se aplica el capítulo 8 de la Norma EN 1992-1-1:2004, junto con las reglas adicionales indicadas en los siguientes apartados.

(2)P 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)P 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)P 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)P 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 la Norma EN 1992-1-1:2004.

5.6.2.2 Vigas

(1)P 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)P 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;

ν_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;

ρ' es la relación de armaduras a compresión en las vigas que pasan a través de la junta;

$\rho_{m\acute{a}x.}$ es la relación de armaduras a tracción máxima admisible (véase el punto (4) del apartado 5.4.3.1.2 y el punto (4) del apartado 5.5.3.1.3);

γ_{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.

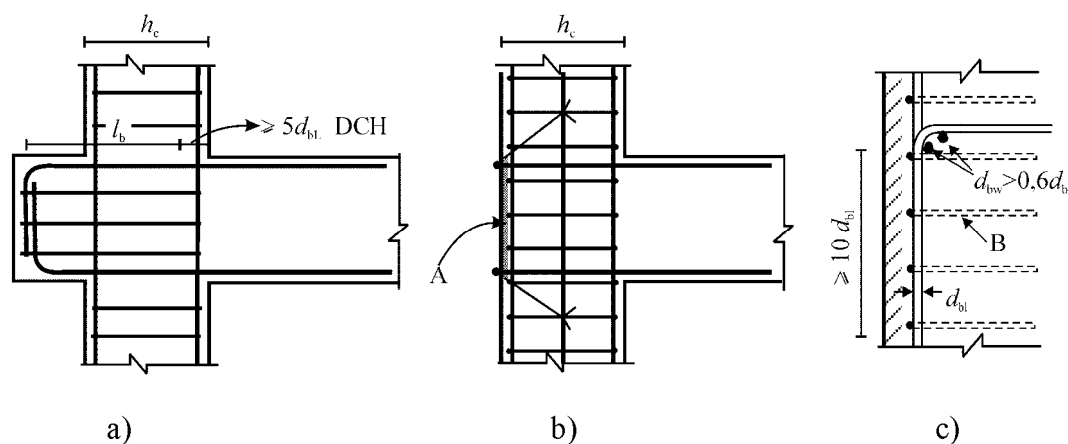
(3) Si no se puede satisfacer el requisito del punto (2)P en cuanto a las juntas entre viga y pilar exteriores, debido a que el canto, h_c , del pilar en paralelo a las armaduras es demasiado pequeño, se pueden tomar las siguientes medidas adicionales, para asegurar el anclaje de la armadura longitudinal de las vigas:

a) la viga o losa puede prolongarse horizontalmente en forma de salientes exteriores (véase la figura 5.13a);

b) se pueden usar armaduras transversales o placas de anclaje soldadas a los extremos de las armaduras (véase la figura 5.13b);

c) 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)P 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)P del apartado 5.4.3.1.2 y el punto (1)P 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)P No debe producirse el empalme por solapo mediante soldadura dentro de las zonas críticas de los elementos estructurales.

(2)P 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)P La armadura transversal a disponer dentro de la longitud de solapo, debe dimensionarse de acuerdo con la Normas EN 1992-1-1:2004. 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, ΣA_{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:

$$s = \min. \{h/4; 100\} \quad (5.51)$$

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 la Norma EN 1992-1-1:2004), o de la armadura longitudinal de los elementos de contorno en muros, se puede calcular a través de la siguiente fórmula:

$$A_{st} = s (d_{bl} / 50) (f_{yld} / f_{ywd}) \quad (5.52)$$

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 sismorresistentes secundarios

(1)P El apartado 5.7 se aplica a aquellos elementos designados como elementos sismorresistentes 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)P 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 dimensionarse mediante un cálculo de la estructura en la situación sísmica de cálculo, en la cual se desprecia la contribución de los elementos sismorresistentes secundarios a la rigidez lateral y los elementos sismorresistentes primarios se modelizan con su rigidez fisurada a flexión y a cortante.

(3) Se supone que los elementos sismorresistentes secundarios satisfacen los requisitos del punto (1)P de este apartado si los momentos flectores y los esfuerzos cortantes calculados en función de: a) las deformaciones indicadas en el punto (2)P; y b) su rigidez a flexión y a cortante fisurados, no superan los valores de cálculo de las resistencias a flexión y a cortante, M_{Rd} y V_{Rd} , respectivamente, determinadas conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004.

5.8 Elementos de cimentación de hormigón

5.8.1 Objeto y campo de aplicación

(1)P 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 de la Norma EN 1998-5:2004.

(2)P 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)P 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)P del apartado 5.3.2.

(3)P Si los efectos de la acción de cálculo para elementos de cimentación en estructuras disipativas se obtienen a partir del cálculo para la situación sísmica de cálculo sin tener en cuenta las consideraciones sobre dimensionamiento por capacidad indicadas en el punto (2)P 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)P 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)P 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)P 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)P del apartado 5.3.2. Los muros de cortante deberían dimensionarse para el desarrollo de rótulas plásticas a nivel de la losa de cubierta del sótano. Para ello, en los muros que continúen con la misma sección transversal por encima de la cubierta del sótano, debería considerarse que la zona crítica se extiende por debajo del nivel de la cubierta del sótano, hasta una profundidad h_{cr} (véase el punto (1) del apartado 5.4.3.4.2 y el punto (1) del apartado 5.5.3.4.5). Además, toda la altura libre de dichos muros dentro del sótano debería 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)P 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 debería 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 de la Norma EN 1998-5, actúan conjuntamente con los efectos de la acción obtenidos según los puntos (2)P y (3) del apartado 4.4.2.6 o 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 debería tener una anchura de, al menos, $b_{w,min}$ y un canto transversal de, al menos, $h_{w,min}$.

NOTA Los valores de $b_{w,min}$ y de $h_{w,min}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. Los valores recomendados son: $b_{w,min} = 0,25$ m y $h_{w,min} = 0,4$ m para edificios de hasta tres plantas, o $h_{w,min} = 0,5$ m para aquellos con cuatro plantas o más por encima del sótano.

(4) Las losas de cimentación dispuestas según el punto (2) del apartado 5.4.1.2 de la Norma EN 1998-5:2005 para la conexión horizontal de zapatas aisladas o encepados deberían tener un espesor de, al menos, t_{min} y una cuantía de armadura de, al menos, $\rho_{s,min}$ en sus caras superior e inferior.

NOTA Los valores de t_{min} y de $\rho_{s,min}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. Los valores recomendados son: $t_{min} = 0,2$ m y $\rho_{s,min} = 0,2\%$.

(5) Las vigas de atado y las vigas de cimentación deberían tener, a lo largo de toda su longitud, una relación de armadura longitudinal de, al menos, $\rho_{b,min}$ en la parte superior y en la inferior.

NOTA Los valores de $\rho_{b,min}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado para $\rho_{b,min}$ es 0,4%.

5.8.3 Conexiones de elementos verticales con vigas o muros de cimentación

(1)P 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)P 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)P, (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)P 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 deberían orientarse de modo que produzcan compresiones en el área de conexión.

5.8.4 Pilotes y encepados de hormigón hormigonados in situ

(1)P La parte superior del pilote, en una distancia de la cara inferior 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)P Cuando se aplica el requisito especificado en el punto **(3)P** 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 en 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)P** 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, deberían 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 deberían 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 deberían tomar las medidas apropiadas. Si no se usa un método más preciso, toda la longitud de los pilares de la planta baja se debería considerar como la longitud crítica, y se debería confinar en consecuencia.

(2) Si la altura de los rellenos es menor que la longitud libre de los pilares adyacentes, se deberían tomar las siguientes medidas:

- a) toda la altura de los pilares se considerada como zona crítica, y se debería armar con la cantidad y el patrón de cercos requeridos para las zonas críticas.
- b) se deberían considerar apropiadamente las consecuencias de la disminución de la relación del tramo de cortante de dichos pilares. Para ello, se deberían 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 debería 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 debería tomar igual a $\gamma_{Rd} M_{Rc,i}$ 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 debería 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 debería 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 debería considerar como zona crítica y se debería 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 debería 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 debería 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 la Norma EN 1992-1-1:2004.

(2) Una capa de rodadura hormigonada in situ o 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 substrato limpio y rugoso, o conectado a dicho substrato a través de conectores a cortante.

(3)P 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 deberían obtener teniendo en cuenta el apartado 4.4.2.5.

(6) Los valores de cálculo de las resistencias deberían obtenerse conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004.

(7) En los casos de sistemas flexibles a torsión (sistemas núcleo) o de sistemas de muros estructurales de clase de ductilidad DCH, debería 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 debería limitarse a $1,5f_{ctd}$, con objeto de controlar la fisuración;
- b) se debería asegurar una resistencia adecuada frente a la rotura por esfuerzo cortante debido al deslizamiento, suponiendo que el ángulo de la biela es 45° . Se deberían colocar armaduras adicionales que contribuyan a la resistencia a cortante de la interfaz entre diafragmas y núcleos o muros; el anclaje de estas armaduras debería 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)P El apartado **5.11** se aplica al proyecto sísmico de estructuras de hormigón construidas parcial o totalmente con elementos prefabricados.

(2)P 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 esta norma y del capítulo **10** de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(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 deberían 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 diagrama.

b) capacidad de cumplir las disposiciones sobre resistencia sísmica de los apartados **5.1** a **5.10**:

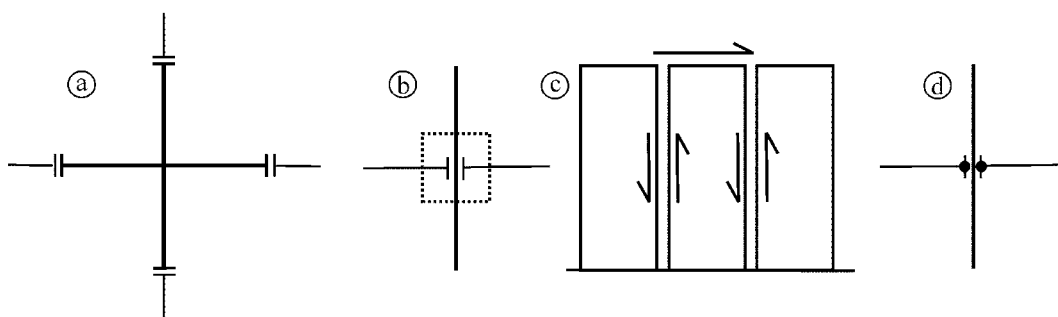
- sistemas prefabricados capaces de satisfacer dichas disposiciones;
- sistemas prefabricados combinados con pilares o muros fabricados *in situ*, con objeto de satisfacer dichas disposiciones;
- sistemas prefabricados que no cumplen las condiciones anteriores y que, por tanto, necesitan criterios de dimensionamiento adicionales y a los que se les deberían 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 5.14a)].
- 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 5.14b)].
- conexiones situadas dentro de las zonas críticas y con ductilidad considerable [véase el apartado 5.11.2.1.3 y, por ejemplo, las figuras 5.14c) 5.14d)].



**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, debería 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)P 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 debería 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 debería 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:

- a) la relación fuerza-respuesta no debería degradarse sensiblemente durante la acción sísmica; y
- b) las posibles inestabilidades se deberían 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.

NOTA La selección de la clase de ductilidad para los diferentes tipos de estructuras prefabricadas de hormigón para su uso en un Estado o regiones de dicho Estado, se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. La clase de ductilidad DCL se recomienda sólo en casos de baja sismicidad. En el caso de estructuras de muros panel se recomienda 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, μ_s , en la elección del coeficiente de comportamiento global q .

5.11.1.3 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 apartado.

(2) Todos los elementos verticales deberían prolongarse hasta el nivel de cimentación, sin interrupciones.

(3) Las incertidumbres relacionadas con las resistencias son las indicadas en el punto (2)P del apartado 5.2.3.7.

(4) Las incertidumbres relacionadas con la ductilidad son las indicadas en el punto (3)P 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).

NOTA Los valores a asignar a k_p para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. Los valores recomendados son:

$$k_p \begin{cases} 1,00 & \text{para estructuras con conexiones según los apartados 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 o 5.11.2.1.3} \\ 0,5 & \text{para estructuras con otro tipo de conexiones} \end{cases}$$

(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 se debería suponer de hasta 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 deberían dimensionar explícitamente para una acción sísmica adecuadamente reducida.

(2) En ausencia de estudios específicos, puede suponerse que esta acción es igual a una fracción A_p de la acción de cálculo según se define en el capítulo 3.

NOTA Los valores a asignar a A_p para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado para A_p es 30%.

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 deberían 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 deberían 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, γ_{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 γ_{Rd} .

5.11.2.1.2 Uniones sobredimensionadas

(1) Los efectos de la acción de cálculo de conexiones sobredimensionadas deberían obtenerse siguiendo las reglas de dimensionamiento por capacidad de los apartados 5.4.2.2 y 5.4.2.3, 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 γ_{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 deberían anclar completamente antes que las secciones extremas de la zona crítica.

(3) La armadura de la zona crítica se debería anclar completamente fuera de la conexión sobredimensionada.

5.11.2.1.3 Conexiones disipadoras de energía

(1) Estas conexiones deberían 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, debería 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) Deberían 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 debería obtenerse de acuerdo con las disposiciones del apartado 6.2.5 y el capítulo 10 de la Norma EN 1992-1-1:2004, 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 debería evaluarse por medio de estudios experimentales adecuados.

(2) En la evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante debido al deslizamiento de una conexión, se debería 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) Debería 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)P Se aplican las disposiciones apropiadas del capítulo 10 de la Norma EN 1992-1-1:2004 y de los apartados 5.4.2.1, 5.4.3.1, 5.5.2.1 y 5.5.3.1 de esta norma, además de las establecidas en el apartado 5.11.

(2)P 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 capítulo 10 de la Norma EN 1992-1-1:2004, la tolerancia y los márgenes para considerar la pérdida de recubrimiento (desconchamiento) de los apoyos deberían 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 deberían fijarse a la base mediante apoyos completos con cimentaciones en cáliz 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)] deberían 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)] deberían 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 capítulo 10 de la Norma EN 1992-1-1:2004, con las siguientes modificaciones:

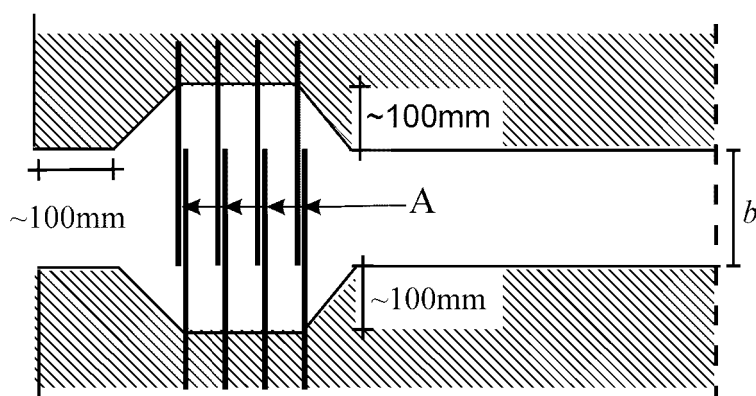
a) la cuantía total mínima de armadura hace referencia al área real de la sección transversal de hormigón, y debería incluir las armaduras verticales del alma y de los elementos de contorno;

b) no se permite la armadura con malla sencilla en forma de una única capa;

c) se debería 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, debería 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 debería evitar la degradación de la resistencia de las conexiones.
- (4) Para ello, todas las juntas verticales deberían ser rugosas o con entalladuras, y se deberían 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, deberían 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 construidos con paneles prefabricados de grandes dimensiones:
- el esfuerzo de tracción total producido por las acciones axiales (respecto al muro) se debería 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 debería asegurarse por soldadura dúctil efectuada dentro de la junta horizontal o, preferiblemente, mediante grapas especiales dispuestas para tal fin (figura 5.15).
 - 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) debería efectuarse sólo a lo largo de la parte en compresión. En tal caso, el valor del esfuerzo axial, N_{Ed} , debería sustituirse por el valor de la fuerza de compresión total, F_c , actuando en el área de compresión.



Leyenda

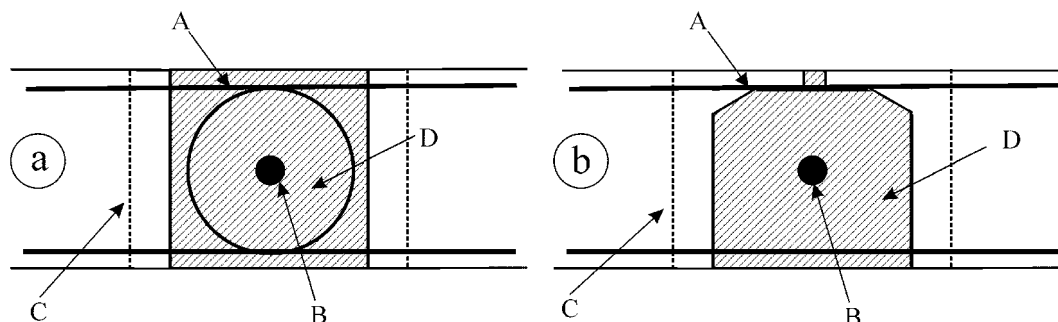
A Soldadura por solapamiento de las armaduras

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 deberían respetar las reglas adicionales siguientes:
- se debería 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 debería 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 debería superar el 2%;
 - dicha armadura debería 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);

- d) deberían 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 deberían 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);
- e) para asegurar la continuidad a lo largo de la conexión después de la fisuración, se debería disponer una armadura longitudinal de cuantía mínima $\rho_{c,min.}$ dentro del relleno de mortero de la conexión (véase la figura 5.16).

NOTA Los valores a asignar a $\rho_{c,min.}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado es: $\rho_{c,min.} = 1\%$.



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 construidos 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 capítulo 10 de la Norma EN 1992-1-1:2004, referentes a losas, y de las indicadas en el apartado 5.10, 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 debería 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 debería ser menor de 40 mm si la luz entre apoyos es menor de 8 mm, o no menor de 50 mm para luces mayores; su armadura de malla debería conectarse a los elementos verticales resistentes situados por encima y por debajo.

(4) Los esfuerzos de tracción se deberían 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 debería colocar en esta capa de recubrimiento.

(5) En cualquier caso, estos tirantes deberían formar un sistema continuo de armadura a lo largo y ancho de todo el diafragma, y deberían 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, deberían calcularse con un coeficiente de mayoración igual a 1,30. El valor de cálculo de la resistencia debería obtenerse según el apartado 5.11.2.2.

(7) Los elementos sismorresistentes primarios, por encima y por debajo del diafragma, deberían conectarse adecuadamente al diafragma. Para ello, cualquier junta horizontal debería armarse siempre apropiadamente. No se deberían 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)P Para el proyecto de edificios de acero se aplica la Norma EN 1993. Las reglas siguientes complementan las indicadas en dicha norma.

(2)P Para edificios con estructuras mixtas de acero y hormigón se aplica el capítulo 7.

6.1.2 Principios de dimensionamiento

(1)P 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)	$\leq 1,5 - 2$
Principio b) Comportamiento estructural disipativo	DCM (media)	≤ 4 También limitado por los valores de la tabla 6.2
	DCH (alta)	Solamente limitado por los valores de la tabla 6.2

NOTA 1 El valor a asignar al límite superior de q para un comportamiento poco disipativo, dentro del rango de la tabla 6.1, para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para el límite superior de q para un comportamiento poco disipativo es 1,5.

NOTA 2 El anexo nacional de un determinado Estado puede establecer limitaciones a la elección del principio de dimensionamiento y de la clase de ductilidad aceptables en dicho Estado.

(2)P 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 puede tomar entre 1,5 y 2 (véase la nota 1 al punto **(1)P** 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), si el límite superior del valor de referencia de q se toma mayor de 1,5, los elementos sismorresistentes primarios de la estructura deberían pertenecer a la de clase de secciones transversales 1, 2 ó 3.

(4) En el principio a) la resistencia de los elementos y de las conexiones debería evaluarse según la Norma EN 1993 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)P 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 y en la nota 1 al punto **(1)P** de este apartado 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)P 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)P Para las comprobaciones de estado límite último, el coeficiente parcial de seguridad para acero $\gamma_s = \gamma_M$ debe tener en cuenta la posible degradación de la resistencia debida a deformaciones cíclicas.

NOTA 1 El anexo nacional puede fijar la opción sobre el valor de γ_s .

NOTA 2 Suponiendo que, debido a las disposiciones de ductilidad local, la relación entre la resistencia residual después de la degradación y la resistencia inicial es aproximadamente igual a la relación entre los valores de γ_M para las combinaciones de carga accidental y fundamental, se recomienda aplicar el coeficiente parcial de seguridad γ_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**, debería 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 γ_{ov} (véase el punto **(3)** del apartado **6.2**).

6.2 Materiales

(1)P El acero estructural debe ser conforme con las normas citadas en la Norma EN 1993.

(2)P 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 donde 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)P** 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, $f_{y,máx.}$, del acero de las zonas disipativas satisface la ecuación: $f_{y,máx.} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$
donde

γ_{ov} es el coeficiente de reserva de resistencia usado en el cálculo; y

f_y es el límite elástico nominal especificado para el tipo de acero en cuestión.

NOTA 1 Para los aceros de tipo S235 y con $\gamma_{ov} = 1,25$, este método produce un máximo de $f_{y,máx.} = 323 \text{ N/mm}^2$.

NOTA 2 Los valores de γ_{ov} para su uso en la comprobación de la condición a) en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $\gamma_{ov} = 1,25$.

- 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 $f_{y,máx.}$ 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 $f_{y,máx.}$ 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 $f_{y,máx.} = 355 \text{ N/mm}^2$.

- 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, γ_{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 γ_{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, γ_{ov} , se debería tomar igual al máximo entre los valores $\gamma_{ov,act}$ obtenidos en las comprobaciones especificadas en los apartados 6.5 a 6.8.

(6)P Para zonas disipativas, el valor del límite elástico $f_{y,máx.}$ considerado en la aplicación de las condiciones indicadas en el punto (3) se debería especificar y anotar en los planos.

(7) La dureza de los aceros y de las soldaduras debería satisfacer los requisitos para la acción sísmica con el valor cuasi-permanente de la temperatura de servicio (véase la Norma EN 1993-1-10:2005).

NOTA El anexo nacional puede proporcionar información sobre el uso de la Norma EN 1993-1-10:2005 en la situación sísmica de cálculo.

(8) Se deberían 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 sismorresistentes primarios, se deberían usar tornillos de alta resistencia de las categorías 8.8 o 10.9.

(10)P 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)P Los edificios de acero deben clasificarse dentro de una 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)P En pórticos resistentes a flexión, las zonas disipativas deberían 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 deberían localizarse principalmente en las diagonales a tracción.

Las triangulaciones (arriostramientos) se dividen en las tres categorías siguientes:

- triangulaciones diagonales de tracción activas, en las que la resistencia a las fuerzas horizontales sólo se puede asegurar por las diagonales a tracción, 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 deberían 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 estructuras resistentes a flexión supuesto que las estructuras sismorresistentes poseen más de un pilar en cada plano resistente y que se satisface la condición de limitación del esfuerzo axial en cada una de los pilares siguiente: $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$.

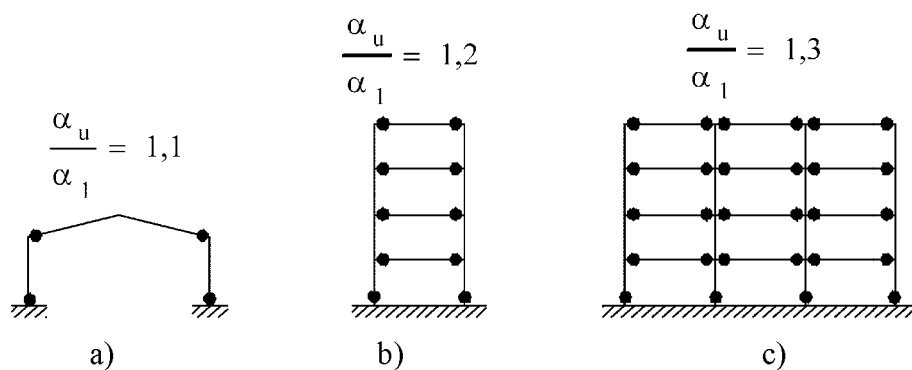


Figura 6.1 – Pórticos resistentes a flexión (zonas disipativas en vigas y en la parte inferior de pilares)
Valores por defecto para α_u/α_l (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)

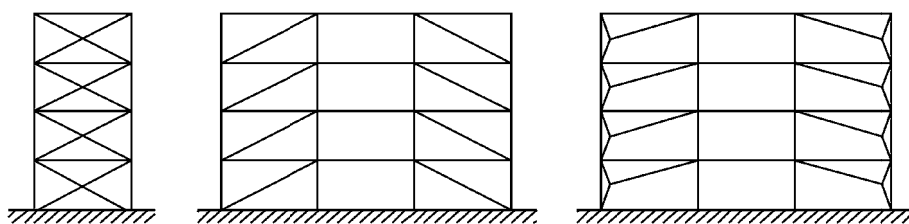


Figura 6.2 – Pórticos con triangulaciones centradas diagonales
(zonas disipativas sólo en las diagonales a tracción)

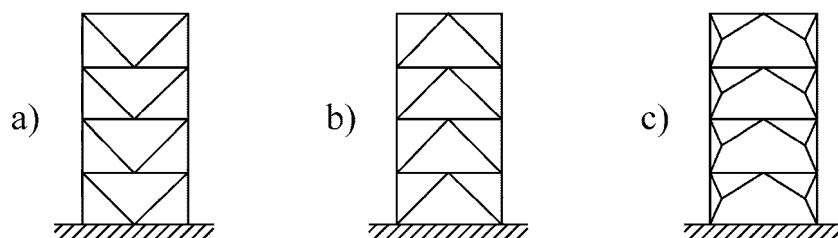


Figura 6.3 – Pórticos con triangulaciones centradas en V (zonas disipativas en las diagonales a tracción y las diagonales a compresión)

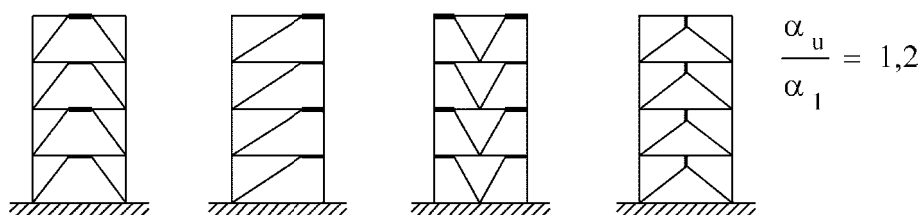


Figura 6.4 – Pórticos con triangulaciones descentradas (zonas disipativas en acoplamiento a flexión y a cortante). Valores por defecto para α_u/α_l (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)

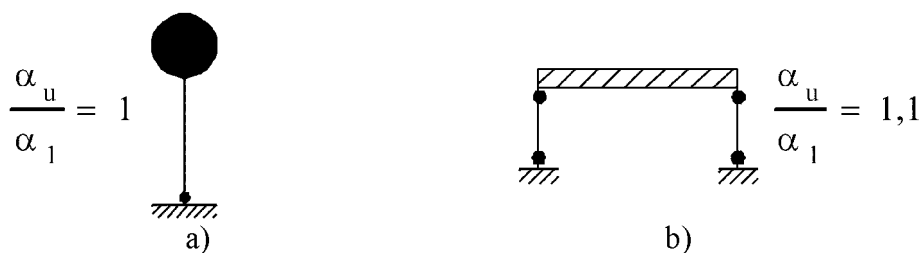


Figura 6.5 – Estructuras de péndulo invertido: a) zonas disipativas en la base del pilar; b) zonas disipativas en pilares ($N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$). Valores por defecto para α_u/α_1 (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)

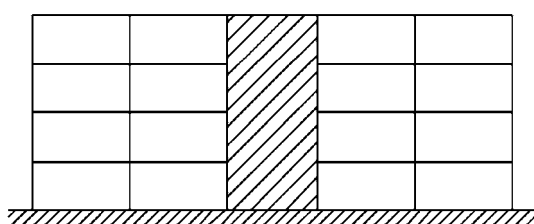


Figura 6.6 – Estructuras con núcleos de hormigón o muros de hormigón

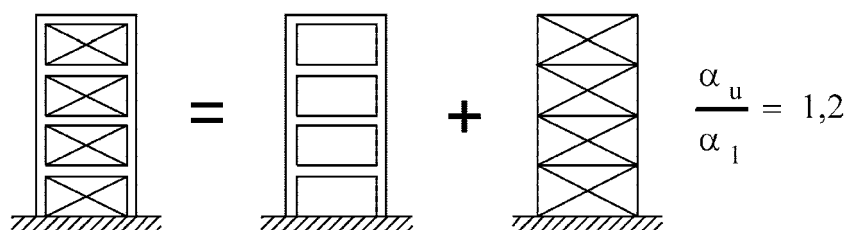


Figura 6.7 – Pórticos resistentes a flexión combinados con triangulaciones centradas (zonas disipativas en el pórtico a flexión y en las diagonales a tracción)
Valores por defecto para α_u/α_1 (véase el punto (3) del apartado 6.3.2 y la tabla 6.2)

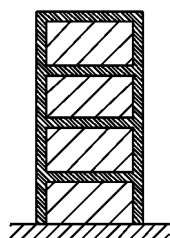


Figura 6.8 – Pórticos resistentes a flexión combinados con rellenos

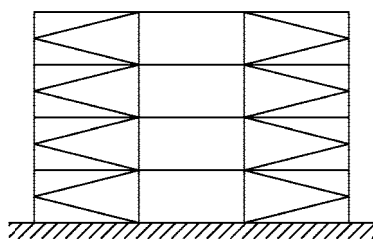


Figura 6.9 – Pórtico con triangulaciones en K (no permitido)

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 debería 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	4	4
Triangulaciones en V	2	2,5
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	2	2
Rellenos de hormigón o de fábrica no conectados, en contacto con la estructura	Véase el capítulo 7	
Rellenos de hormigón armado conectados	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
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 deberían 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 α_u / α_1 , se pueden usar los valores por defecto aproximados de la relación α_u / α_1 indicados en las figuras 6.1 a 6.8. Los parámetros α_1 y α_u se definen como sigue:

α_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;

α_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 α_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 α_u/α_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 α_u/α_1 mayores que los especificados en los puntos **(3)** y **(4)** anteriores, siempre que puedan confirmarse con el cálculo de α_u/α_1 mediante un análisis global estático no lineal (empujes incrementales).

(6) El valor máximo de α_u/α_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 debería 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** deberían 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 las apartados **6.5.3** a **6.5.5**.

6.5.2 Reglas de dimensionamiento para estructuras disipativas

(1)P 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)P Las zonas disipativas deben tener una resistencia y ductilidad adecuadas. La resistencia debe comprobarse conforme a la Norma EN 1993.

(3) Las zonas disipativas pueden localizarse en los elementos estructurales o en las conexiones.

(4)P 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)P 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)P 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** de la Norma EN 1993-1-1:2005.

(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 ó 3
	$2 < q \leq 4$	Clase 1 ó 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 debería cumplir el requisito de ductilidad indicado en el punto (3) del apartado 6.2.3 de la Norma EN 1993-1-1:2005.

6.5.5 Reglas de dimensionamiento para uniones en zonas disipativas

(1)P 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 debería 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 la Norma EN 1993;

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 la Norma EN 1993;

γ_{ov} es el coeficiente de reserva de resistencia (véase el punto (2) del apartado 6.1.3, y el apartado 6.2).

(4) Deberían usarse juntas atornilladas a cortante de categoría *B* y *C* según el apartado 3.4.1 de la Norma EN 1993-1-8:2005, y juntas atornilladas a tracción de categoría *E*, según el apartado 3.4.2 de la Norma EN 1993-1-8:2005. También se permiten las juntas a cortante con tornillos adecuados. Las superficies de rozamiento deberían pertenecer a las clases A o B, como se define en la Norma EN 1090-2.

(5) Para uniones atornilladas a cortante, el valor de cálculo de la resistencia a cortante de los tornillos debería ser mayor de 1,2 veces el valor de cálculo de la resistencia del apoyo.

(6) Se debería 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 deberían, 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, deberían realizarse ensayos.

NOTA El anexo nacional puede proporcionar reglas complementarias sobre el dimensionamiento aceptable de las conexiones.

6.6 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos resistentes a flexión

6.6.1 Criterios de dimensionamiento

(1)P 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)P Dependiendo de la localización de las zonas disipativas, se aplica el punto (4)P o el punto (5)P del apartado 6.5.2.

(3) El patrón de formación de rótulas requerido debería 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) Debería 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 la Norma EN 1993, suponiendo la formación de una rótula plástica en un extremo de la viga. El extremo de la viga que debería considerarse es el más solicitado en la situación sísmica de cálculo.

(2) Para las rótulas plásticas de las vigas, debería comprobarse que ni el momento plástico resistente total ni la capacidad de rotación se reducen por compresión o esfuerzos cortantes. Para ello, se deberían 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 la Norma EN 1993;

$V_{Ed,G}$ 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) deberían 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 de la Norma EN 1993-1-1:2005.

6.6.3 Pilares

(1)P Los pilares deben comprobarse a compresión, considerando la combinación más desfavorable del esfuerzo axial y de los momentos flectores. En las comprobaciones, N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} deberían 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;

γ_{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);

Ω 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)P del apartado 6.6.1, la comprobación debería 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 debería realizarse conforme al capítulo 6 de la Norma EN 1993-1-1:2005.

(4) El esfuerzo cortante del pilar V_{Ed} , resultante del cálculo estructural, debería 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 debería ser conforme con las reglas de dimensionamiento indicadas en el capítulo 6 de la Norma EN 1993-1-8:2005.

(6) La resistencia a cortante de paneles del alma enmarcados en las conexiones entre viga y pilar (véase la figura 6.10) debería 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 de la Norma EN 1993-1-8:2005. No se requiere tener en cuenta el efecto de las tensiones del esfuerzo axial y del momento flector sobre la resistencia plástica a cortante.

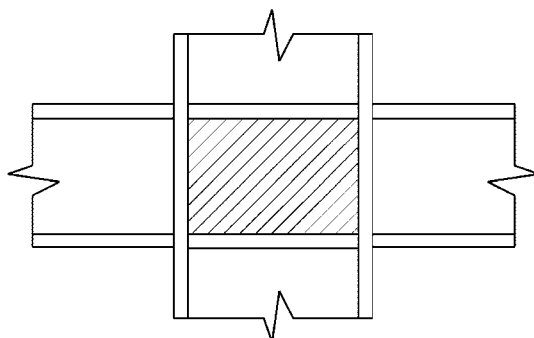


Figura 6.10 – Panel del alma enmarcado por alas y rigidizadores

(7) Debería comprobarse también que la resistencia a abolladura por cortante de los paneles del alma es conforme con el capítulo 5 de la Norma EN 1993-1-5:2006:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd} \quad (6.9)$$

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 deberían 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 debería ser tal que la capacidad de rotación de la zona de la rótula plástica, θ_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, θ_p , se define como:

$$\theta_p = \delta / 0,5L \quad (6.10)$$

donde (véase la figura 6.11)

δ es la flecha de la viga a mitad del vano;

L es la luz de la viga.

Debería asegurarse la capacidad de rotación de la zona de la rótula plástica, θ_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.

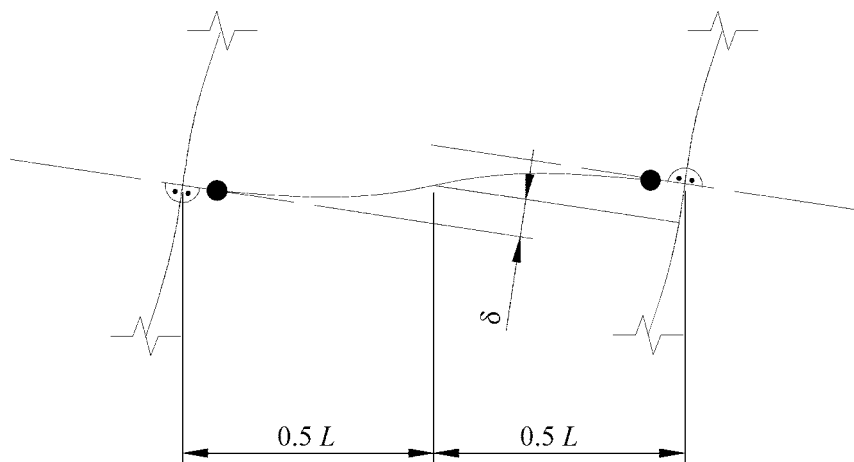


Figura 6.11 – Flecha de la viga para el cálculo de θ_p

- (4) En los experimentos realizados para evaluar θ_p , la resistencia a cortante del panel del alma entre pilares debería satisfacer la ecuación (6.8) y la deformación por cortante del panel entre pilares no debería contribuir en más del 30% a la capacidad de rotación plástica, θ_p .
- (5) La deformación elástica del pilar no debería incluirse en la evaluación de θ_p .
- (6) Cuando se usen conexiones de resistencia parcial, el dimensionamiento por capacidad del pilar debería 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)P 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)P 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 debería 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 una positiva o negativa, respectivamente (véase la figura 6.12).

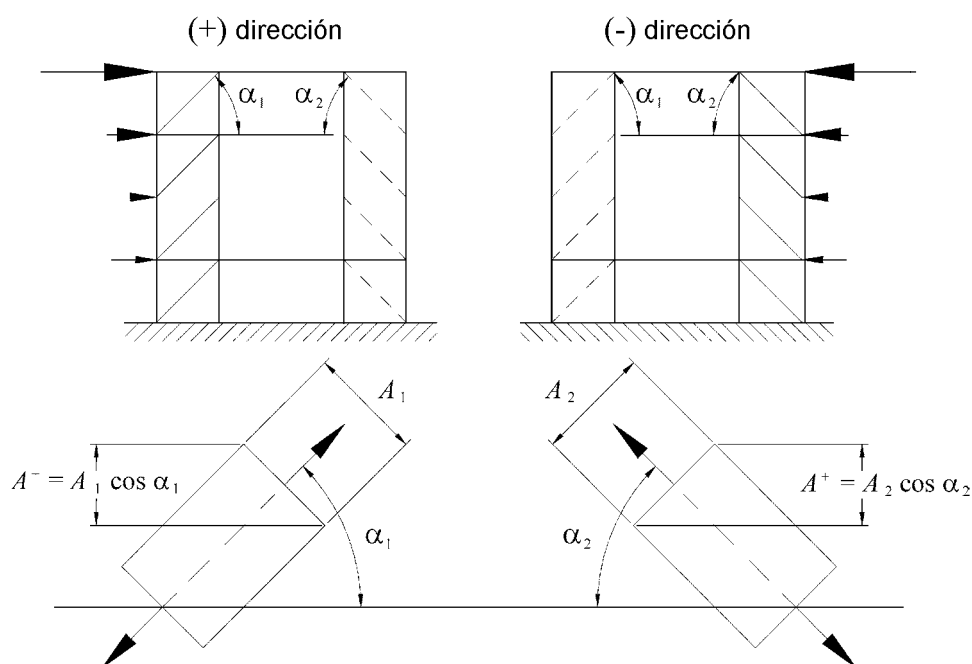


Figura 6.12 – Ejemplo de aplicación del punto (3) del apartado 6.7.1

6.7.2 Análisis

(1)P 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)P 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 del 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 la Norma EN 1993-1-1:2005 debería 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, $\bar{\lambda}$, debería ser menor o igual que 2,0.
- (3) En pórticos con triangulaciones en V la esbeltez adimensional, $\bar{\lambda}$, debería 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 debería ser tal que $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$.
- (6) En pórticos con triangulaciones en V, las diagonales comprimidas deberían dimensionarse para la resistencia a compresión, de acuerdo con la Norma EN 1993.
- (7) Las conexiones de las diagonales a cualquier otro elemento deberían satisfacer las reglas de dimensionamiento del apartado 6.5.5.
- (8) Con objeto de satisfacer un comportamiento disipativo homogéneo de las diagonales, debería comprobarse que la máxima reserva de resistencia, Ω , definida en el punto (1) del apartado 6.7.4 no difiere del valor mínimo, Ω , en más del 25%.
- (9) Se permiten las conexiones disipativas semirrígidas y/o de resistencia parcial, supuesto de que se satisfacen las condiciones siguientes:
- las conexiones tienen una capacidad de alargamiento coherente con las deformaciones globales;
 - 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 axiales deberían cumplir los requisitos de resistencia mínima siguientes:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (6.12)$$

donde

- $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ es el valor de cálculo de la resistencia a pandeo de la viga o del pilar conforme a la Norma EN 1993, 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 axial 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 axial en la viga o en el pilar debido a la acción sísmica de cálculo;
- γ_{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);
- Ω 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 axial en la misma diagonal i en la situación sísmica de cálculo.

(2) En pórticos con triangulaciones en V, las vigas deberían 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.

NOTA 1 El coeficiente γ_{pb} se usa para la estimación de la resistencia post-pandeo de las diagonales en compresión.

NOTA 2 El valor a asignar a γ_{pb} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado es 0,3.

(3)P 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 debería 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)P 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)P 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) debería 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 pandeo;
- acoplamientos intermedios, en los que el mecanismo plástico implica pandeo 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:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (6.13)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad (6.14)$$

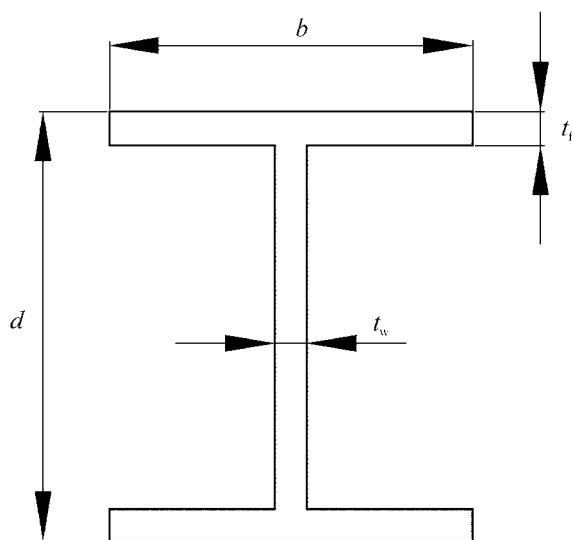


Figura 6.13 – Definición de los símbolos para las secciones en I de los acoplamientos

(4) Si $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$, el valor de cálculo de la resistencia del acoplamiento debería 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 deberían 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 debería 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, debería comprobarse que cada uno de los valores de las relaciones Ω_i definidas en el punto (1) del apartado 6.8.3 no superen el valor mínimo Ω 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:

– acoplamientos cortos $e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link}$ (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)

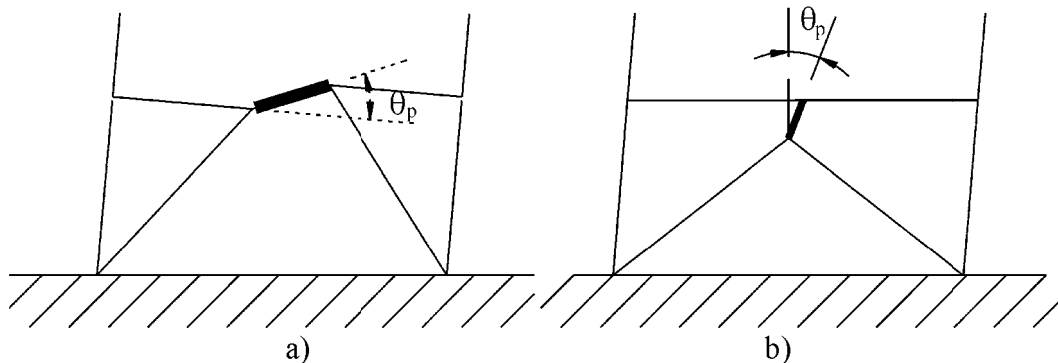
(9) En el caso en que sólo se forme una rótula plástica en un extremo del acoplamiento [véase la figura 6.14b)], el valor de la longitud e define las categorías de estos acoplamientos. Para secciones en I, las categorías son:

– 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 α 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 θ_p entre el acoplamiento y el elemento fuera del acoplamiento, como se define en el punto (3) del apartado 6.6.4, debería ser coherente con las deformaciones globales. No debería 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) Deberían disponerse rigidizadores de alma completos, a ambos lados del alma del acoplamiento en los extremos de las triangulaciones diagonales de dicho acoplamiento. Estos rigidizadores deberían 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 deberían tener rigidizadores intermedios de alma, como sigue:

- los acoplamientos cortos se deberían disponer con una separación entre los rigidizadores intermedios de alma no mayor de $(30 t_w - d/5)$ para un ángulo de rotación del acoplamiento θ_p de 0,08 radianes, o $(52 t_w - d/5)$ para ángulos de rotación del acoplamiento θ_p de 0,02 radianes o menores. Se debería usar una interpolación lineal para valores de θ_p comprendidos entre 0,08 y 0,02 radianes;
- los acoplamientos largos se deberían disponer 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;
- los acoplamientos intermedios se deberían disponer con un rigidizador intermedio de alma que cumpla los requisitos de los puntos a) y b) anteriores;
- no se requieren rigidizadores intermedios de alma en los acoplamientos de longitud e mayor de $5 M_p/V_p$;
- los rigidizadores intermedios de alma deberían 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 debería ser menor del mayor valor entre t_w y 10 mm, y su anchura no debería ser menor de $(b/2) - t_w$. Para acoplamientos de canto d igual o mayor de 600 mm, deberían situarse rigidizadores similares sobre ambas caras del alma.

(13) Las soldaduras en ángulo que conectan un rigidizador al alma del acoplamiento deberían 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 debería ser la adecuada para resistir una fuerza de $\gamma_{ov} f_y A_{st}/4$.

(14) Deberían disponerse apoyos laterales en las alas superior e inferior del acoplamiento, en sus extremos. Los apoyos laterales extremos de los acoplamientos deberían 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 debería comprobarse de acuerdo con el capítulo 5 de la Norma EN 1993-1-5:2004.

6.8.3 Elementos que no contienen acoplamientos sísmicos

(1) Se deberían 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 a la Norma EN 1993, 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;

γ_{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);

Ω 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 las resistencias plásticas a cortante y a flexión del acoplamiento i , como se indica en el punto (3) 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 deberían 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;

γ_{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);

Ω_l es el coeficiente de reserva de resistencia para el acoplamiento, obtenido conforme al punto (1) 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 debería 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 deberían comprobarse a compresión considerando la combinación más desfavorable del esfuerzo axil y los momentos flectores.

(2) En las comprobaciones, N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} deberían obtenerse como en el apartado 6.6.3.

(3) La esbeltez adimensional de los pilares debería limitarse a $\bar{\lambda} \leq 1,5$.

(4) El coeficiente de sensibilidad al desplome relativo entre plantas definido en el apartado 4.4.2.2 debería 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)P Los elementos de acero deben comprobarse de acuerdo con este capítulo y con la Norma EN 1993, mientras que los elementos de hormigón deben dimensionarse conforme al capítulo 5.

(2)P 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, deberían dimensionarse usando un solo coeficiente q . Los esfuerzos horizontales deberían distribuirse entre los distintos pórticos de acuerdo con sus rigideces elásticas.

(2) Los pórticos resistentes a flexión y los pórticos con triangulaciones deberían ser conformes con los apartados 6.6, 6.7 y 6.8.

6.10.3 Pórticos resistentes a flexión combinados con rellenos

(1)P 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)P 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, deberían satisfacer las siguientes reglas:

- a) los muros de rellenos deberían 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 debería considerarse como irregular en altura;
- b) debería tenerse en cuenta la interacción entre el pórtico y el relleno. También deberían 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 deberían comprobarse de acuerdo con las reglas de este capítulo, mientras que los muros de rellenos de fábrica u hormigón armado deberían dimensionarse conforme a la Norma EN 1992-1-1:2004 y a los capítulos 5 ó 9.

6.11 Control del proyecto y de la construcción

(1)P El control del proyecto y la construcción debe asegurar que la estructura real corresponde a la proyectada.

(2) Para ello, además de las disposiciones indicadas en la Norma EN 1993, deberían cumplirse los siguientes requisitos:

- a) los planos realizados para la fabricación y la construcción deberían 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) debería comprobarse la conformidad de los materiales con el apartado 6.2;
- c) el control de la apretura de los tornillos y de la calidad de las soldaduras debería seguir las reglas indicadas en la Norma EN 1090-2;

- d) durante la construcción debería asegurarse que el valor del límite elástico real del acero usado no supera el valor de $f_{y,m\acute{a}x}$ para zonas disipativas indicado en los planos en más de un 10%.

(3)P Cuando no se cumpla alguna de las condiciones anteriores, se deben aportar las correcciones o justificaciones necesarias para cumplir los requisitos de la Norma EN 1998-1 y para asegurar 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)P Para el proyecto de edificios con una estructura mixta de acero y hormigón se aplica la Norma EN 1994-1-1:2004. Las siguientes reglas complementan a las indicadas en dicha norma.

(2) Se aplican también las disposiciones de los capítulos 5 y 6, excepto cuando sean modificadas por las indicadas en este capítulo.

7.1.2 Principios de dimensionamiento

(1)P Los edificios sismorresistentes construidos 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)	$\leq 1,5 - 2$
Principios b) o c) Comportamiento estructural disipativo	DCM (media)	≤ 4 También limitado por los valores de la tabla 7.2
	DCH (alta)	Solamente limitado por los valores de la tabla 7.2

NOTA 1 El valor a asignar al límite superior de q para un comportamiento poco disipativo dentro del rango de la tabla 7.1, para su uso en un Estado, se puede encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado del límite superior de q para un comportamiento poco disipativo es 1,5.

NOTA 2 El anexo nacional de un Estado puede establecer limitaciones para la elección de los principios de dimensionamiento y de las clases de ductilidad admisibles en dicho Estado.

(2)P 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 toma entre 1,5 y 2 (véase la nota 1 del 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 debería evaluarse de acuerdo con las Normas EN 1993 y EN 1994, 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 toma con un valor mayor que el valor superior establecido en la tabla 7.1 y en la nota 1 del punto (1) anterior 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) deberían cumplirse los requisitos indicados en los apartados 7.2 a 7.12.

(5)P 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 la Norma EN 1994-1-1:2004 para las acciones no sísmicas y conforme al capítulo 6 para resistir la acción sísmica. Las medidas que evitan la participación del hormigón se indican en el apartado 7.7.5.

(6)P 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)P 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)P Se aplican los puntos (1)P del apartado 5.2.4 y (1)P del apartado 6.1.3 y sus notas.

(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 aplican el punto (3) del apartado 6.2.3 y sus notas.

7.2 Materiales

7.2.1 Hormigón

(1) En las zonas disipativas, la clase del hormigón que se prescriba no debería ser menor de C20/25. Si la clase del hormigón es mayor de C40/50, el dimensionamiento no se encuentra dentro del campo de aplicación de la Norma EN 1998-1.

7.2.2 Acero para armaduras pasivas

(1)P Para la clase de ductilidad DCM, el acero para armaduras pasivas considerado en la resistencia plástica de las zonas disipativas debe ser de clase B o C, de acuerdo con la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004. Para la clase de ductilidad DCH, el acero para armaduras pasivas considerado en la resistencia plástica de las zonas disipativas debe ser de clase C, de acuerdo con la misma tabla.

(2)P En las zonas de las estructuras no disipativas sometidas a tensiones elevadas, debe usarse acero de clase B o C (tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004). Este requisito se aplica tanto a los redondos como a las mallas electrosoldadas.

(3)P 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 deberían usarse mallas electrosoldadas que no cumplan los criterios de ductilidad del punto (1)P anterior. Si se usan dichas mallas, debería disponerse una armadura dúctil duplicando la malla, y su capacidad resistente debería considerarse en el análisis por capacidad.

7.2.3 Acero estructural

(1)P 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)P 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.

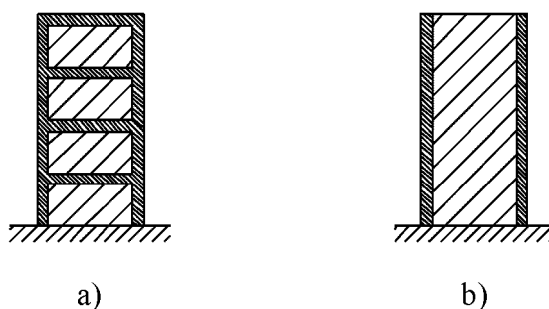


Figura 7.1 – Sistemas estructurales mixtos. Muros mixtos:

- 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

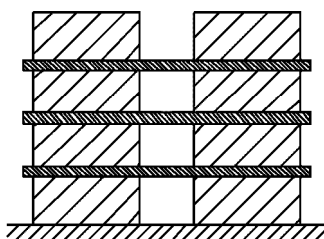


Figura 7.2 – Sistemas estructurales mixtos. Tipo 3 – muros de hormigón o mixtos acoplados por vigas de acero o mixtas

- (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 deberían tomarse con los valores superiores al 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 α_u/α_l	4 α_u/α_l
Muros mixtos (tipo 1 y tipo 2)		
Muros de hormigón o mixtos acoplados por vigas de acero o mixtas (tipo 3)	3 α_u/α_l	4,5 α_u/α_l
f) Muros de cortante mixtos de placa de acero	3 α_u/α_l	4 α_u/α_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 deberían 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 α_u/α_l (véase el punto (3) del apartado **6.3.2**), se pueden usar los valores por defecto aproximados de la relación α_u/α_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 α_u/α_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 α_u/α_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 α_u/α_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 debería 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 , debería 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, debería 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 , debería obtenerse teniendo en cuenta la anchura eficaz de la losa definida en el apartado **7.6.3**.

(5) La estructura debería 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 deberían 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)P 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)P Las zonas disipativas deben tener una ductilidad y resistencia adecuadas. La resistencia debe determinarse conforme a la Norma EN 1993 y al capítulo 6 para el principio c) (véase 7.1.2) y según la Norma EN 1994-1-1:2004 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)P 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)P 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)P 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)P 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)P 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)P 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)P 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)P El dimensionamiento debe limitar la localización de deformaciones plásticas y tensiones residuales elevadas, así como y prevenir los defectos constructivos.
- (2)P Debe mantenerse la integridad del hormigón en compresión durante el sismo, y la plastificación debe limitarse a los perfiles de acero.
- (3) Sólo debería 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 debería justificarse mediante modelos que satisfagan el equilibrio (por ejemplo, el anexo C para las losas).
- (6) Se aplican los puntos (6) y (7) del apartado 6.5.5, y la nota 1 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:

$$0,6 < h_b / h_c < 1,4 \quad (7.2)$$

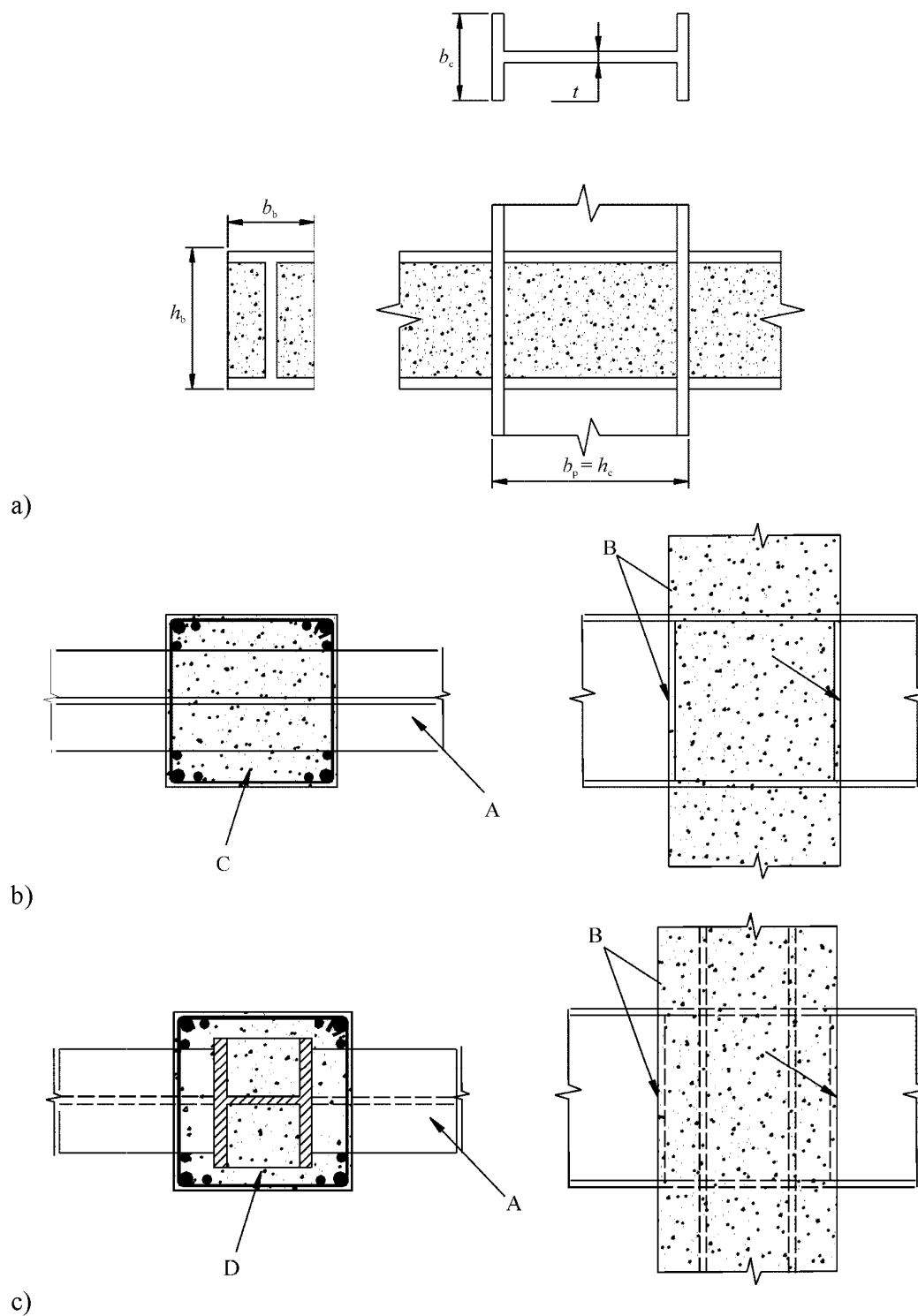
- b) $V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd}$ (7.3)

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 adyacentes mixtas en vigas o conexiones;

$V_{wp,Rd}$ es la resistencia a cortante del panel mixto de acero y hormigón conforme a la Norma EN 1994-1-1:2004;

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), debería 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 de apoyo de las caras; las cuales deberían ser rigidizadores completos con una anchura combinada no menor de $(b_b - 2t)$; su espesor no debería 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 a un pilar mixto totalmente embebidos, 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 placas 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 debería 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)P Los elementos mixtos que son elementos primarios sismorresistentes deben cumplir la Norma EN 1994-1-1:2004 y las reglas adicionales indicadas en este capítulo.

(2)P La estructura sismorresistente se dimensiona como un mecanismo plástico global que incluye a 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, debería cumplirse el requisito de ductilidad indicado en el punto (3) del apartado 6.2.3 de la Norma EN 1993-1-1:2005.

(4) Debería asegurarse una suficiente ductilidad local de los elementos que disipan energía bajo compresión y/o pandeo, 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 deberían 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 deberían cumplir los requisitos de la tabla 7.3. Los límites dados para los salientes del ala de los elementos total o parcialmente embebidos pueden suavizarse si se proporcionan detalles constructivos especiales, como se describe en los puntos (9) del apartado 7.6.4 y (4) a (6) del apartado 7.6.5.

Tabla 7.3 – Relación entre el coeficiente de comportamiento y los límites de la esbeltez de los muros de las secciones 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 del saliente de ala c/t_f :	20ε	14ε	9ε
Sección rectangular rellena			
Límites h/t :	52ε	38ε	24ε
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, deberían 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 deberían ser menores de 250 mm.

(9) Se debería determinar la resistencia de los pilares mixtos no disipativos, incluyendo la resistencia a cortante, conforme a las reglas indicadas en la Norma EN 1994-1-1:2004.

(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 de la Norma EN 1994-1-1:2004, debería 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 debería 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, deberían disponerse conectores a cortante para asegurar la acción compuesta total.

(13) Cuando un pilar esté sometido principalmente a esfuerzos axiales, debería disponerse una transferencia de cortante suficiente que asegure que las partes de hormigón y de acero compartan 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)P 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)P 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, deberían calcularse para una conexión a cortante total o parcial, conforme a la Norma EN 1994-1-1:2004. El grado mínimo de conexión, η , según se define en el apartado 6.6.1.2 de la Norma EN 1994-1-1:2004, no debería ser menor de 0,8, y la resistencia total de los conectores a cortante dentro de cualquier región de momento negativo no debería 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 la Norma EN 1994-1-1:2004, 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 la Norma EN 1994-1-1, debería reducirse adicionalmente, multiplicándolo por el coeficiente de eficiencia para chapa nervada k_r indicado en la figura 7.4.

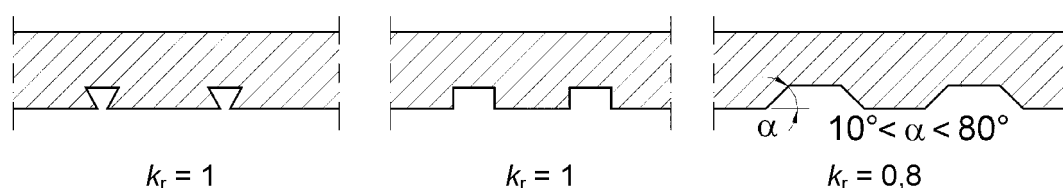


Figura 7.4 – Valores del coeficiente de eficiencia para chapa nervada

(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, debería cumplir la siguiente ecuación:

$$x/d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a) \quad (7.4)$$

donde

ε_{cu2} es la deformación unitaria última del hormigón no confinado (véase la Norma EN 1992-1-1:2004);

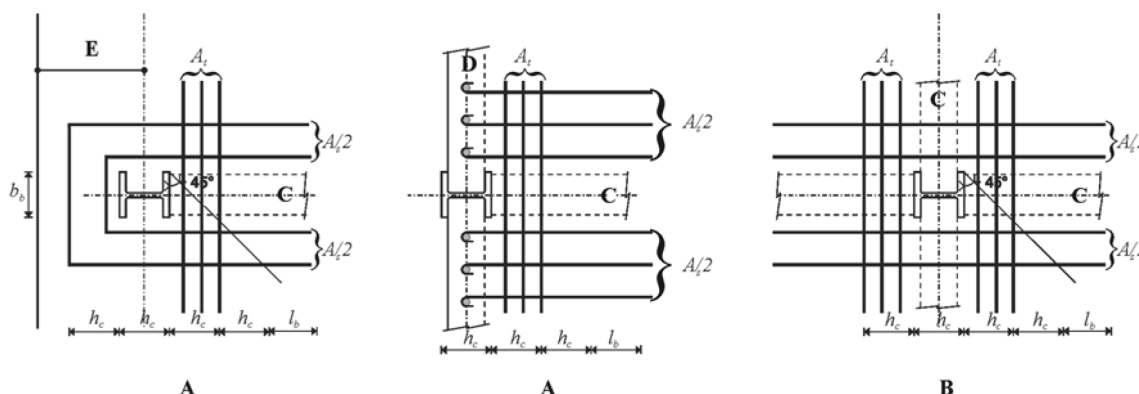
ε_a es la deformación unitaria total correspondiente al estado límite último.

(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 ²)	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 deberían 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 anexo 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 debería 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 deberían 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.

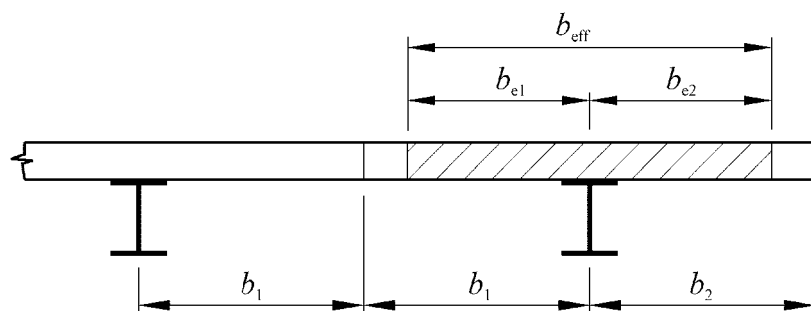
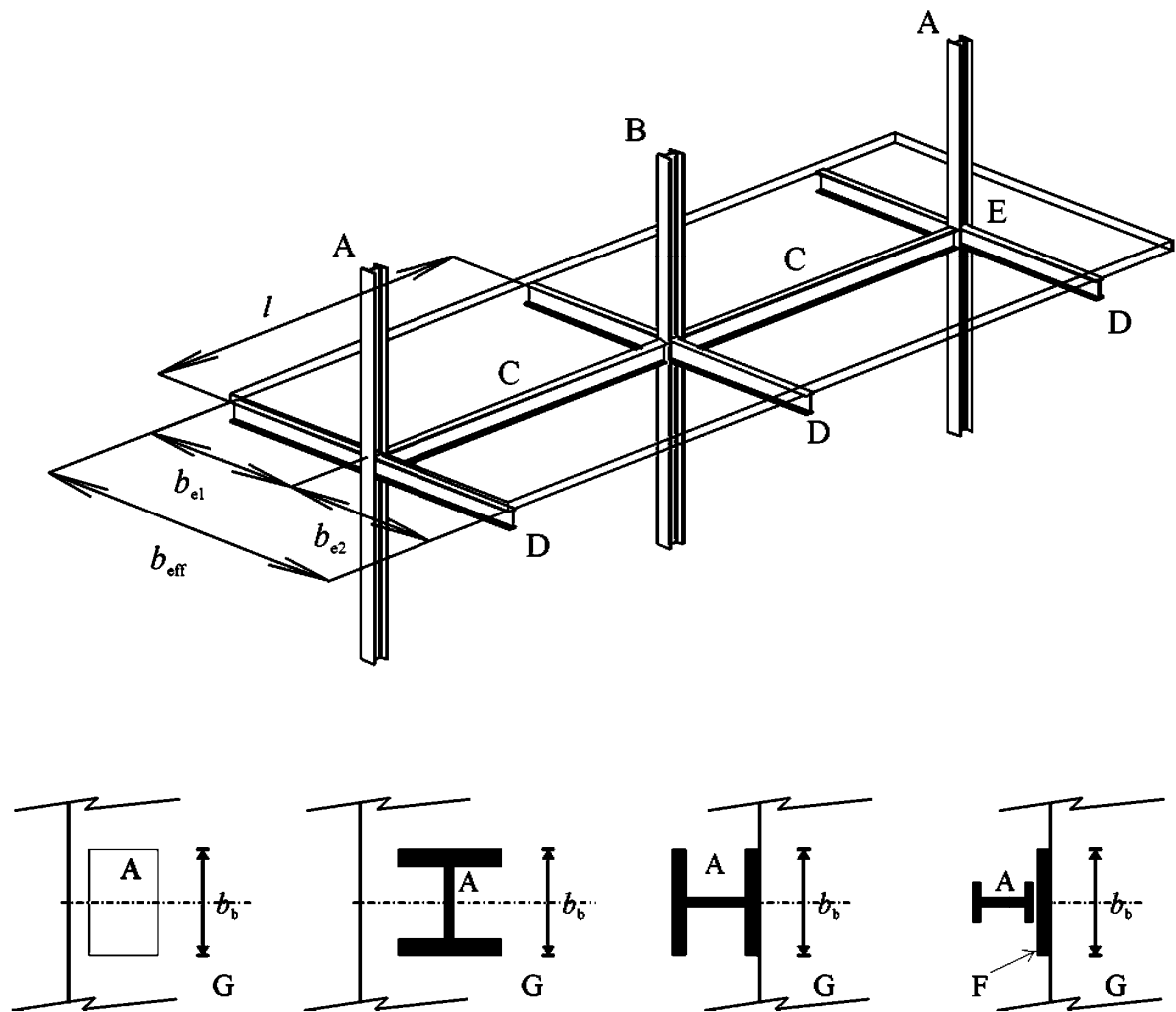


Figura 7.6 – Definición de las anchuras eficaces b_e y b_{eff}

(2) La anchura real b de cada porción debería 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 usado 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 anexo 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 la 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 I (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 en estructuras de pórticos 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 debería 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 axil reducido, v_d , se define como:

$$v_d = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = N_{Ed} / (A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \quad (7.6)$$

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 debería superar:

$$s = \min. (b_o / 2, 260, 9 d_{bL}) \quad \text{para la clase de ductilidad DCM} \quad (7.7)$$

$$s = \min. (b_o / 2, 175, 8 d_{bL}) \quad \text{para la clase de ductilidad DCH} \quad (7.8)$$

o en la parte inferior de la planta inferior, para la clase de ductilidad DCH

$$s = \min. (b_o / 2, 150, 6 d_{bL}) \quad \text{para la clase de ductilidad DCM} \quad (7.9)$$

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) debería ser, como mínimo:

$$d_{bw} = 6 \quad \text{para la clase de ductilidad DCM} \quad (7.10)$$

$$d_{bw} = \max. (0,35 d_{bL,m\acute{a}x.} [f_{ydl} / f_{ydw}]^{0,5}, 6) \quad \text{para la clase de ductilidad DCH} \quad (7.11)$$

donde

$d_{bL,m\acute{a}x.}$ 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 debería 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, deberían 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 debería 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) del saliente del ala 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 saliente del ala: $s/c < 1,0$. 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.

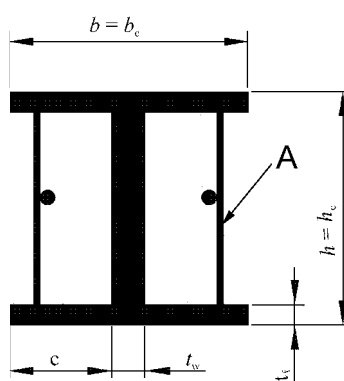
(10) El diámetro d_{bw} de los cercos de confinamiento usados para prevenir el pandeo del ala no debería ser menor de

$$d_{bw} = \left[(b \cdot t_f / 8) (f_{ydf} / f_{ydw}) \right]^{0,5} \quad (7.12)$$

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 , debería 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 debería 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) del saliente del ala 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 por la Norma EN 1994-1-1, 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: $s_1/c < 1,0$. 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) deberían 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, debería 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 debería 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 deberían soldarse a ambos extremos de las alas, y la capacidad de las soldaduras no debería ser menor que la resistencia plástica a tracción de los redondos rectos. Para estos redondos debería 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 y 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 deberían 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 debería 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 debería determinarse conforme a la Norma EN 1994-1-1.

7.7 Reglas de dimensionamiento y de detalles constructivos para pórticos resistentes a flexión

7.7.1 Criterios particulares

- (1)P Se aplica el punto (1)P del apartado 6.6.1.
- (2)P 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 debería 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)P El análisis de la estructura debe realizarse en función de las propiedades de la sección definidas en el apartado 7.4.
- (2) En vigas, deberían 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;

I_a , I_c e I_s designan la inercia de la sección de acero, de hormigón y de armadura, respectivamente.

NOTA El valor a asignar a r para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado es $r = 0,5$.

7.7.3 Reglas para vigas y pilares

- (1)P 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)P Las vigas deben comprobarse para pandeo por flexión fuera del plano y pandeo lateral, conforme a la Norma EN 1994-1-1, 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 deberían usarse como vigas disipativas.
- (5)P Se aplica el punto (1)P 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 debería suponer que en estas rótulas plásticas se alcanza $M_{pl,Rd}$.
- (7) La siguiente ecuación se debería aplicar para todos los pilares mixtos:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.15)$$

- (8) Las comprobaciones de resistencia de los pilares deberían realizarse conforme al apartado 4.8 de la Norma EN 1994-1-1:2004.
- (9) El esfuerzo cortante del pilar V_{Ed} (obtenido del análisis) debería 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)P 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)P, "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 debería 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 descentradas

7.8.1 Criterios particulares

- (1)P Se aplica el punto (1)P del apartado 6.7.1.
- (2)P Los pilares y las vigas deben ser bien de acero estructural o bien mixtos.
- (3)P Las triangulaciones (arriostramientos) deben ser de acero estructural.
- (4) Se aplica el punto (2)P 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)P 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)P Los pilares, las vigas y las triangulaciones (arriostramientos) deben ser de acero estructural o mixtos.

(3)P 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)P Se aplica el punto (2)P del apartado 6.8.1.

7.9.2 Análisis

(1)P 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)P 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 deberían 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, deberían disponerse placas de apoyo en las dos caras del acoplamiento, en la cara del pilar y en la sección final del acoplamiento. Estas placas de apoyo deberían ser conformes con el apartado 7.5.4.

- (4) El dimensionamiento de las conexiones entre viga y pilar adyacentes a los acoplamientos disipativos deberían ser conformes con el apartado 7.5.4.
- (5) Las conexiones deberían ser conformes con los requisitos de las conexiones de los pórticos de acero con triangulaciones descentradas, como se indica en el apartado 6.8.4.

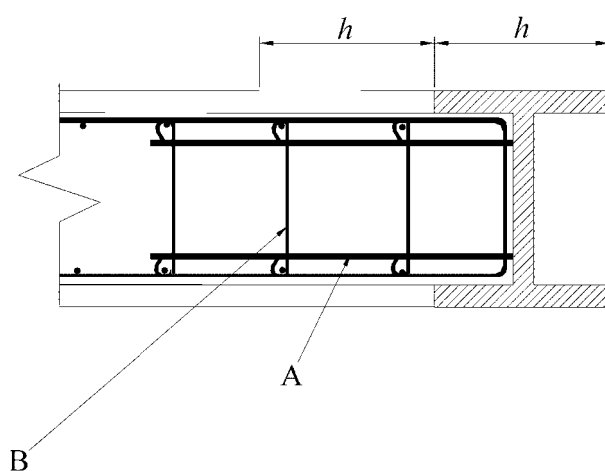
7.9.4 Elementos que no contienen acoplamientos sísmicos

- (1) Los elementos que no contengan acoplamientos sísmicos deberían 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 de la Norma EN 1994-1-1:2004.
- (2) Cuando un acoplamiento sea adyacente a un pilar mixto totalmente embebido, debería 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 debería 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 (muros pantalla) de cortante de hormigón armado compuestos con elementos estructurales de acero

7.10.1 Criterios particulares

- (1)P 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)P 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 atarse a los elementos de contorno para prevenir su separación.
- (3)P 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)P El sistema estructural tipo 3 debe dimensionarse para disipar energía en los muros de cortante y en las vigas de acoplamiento.

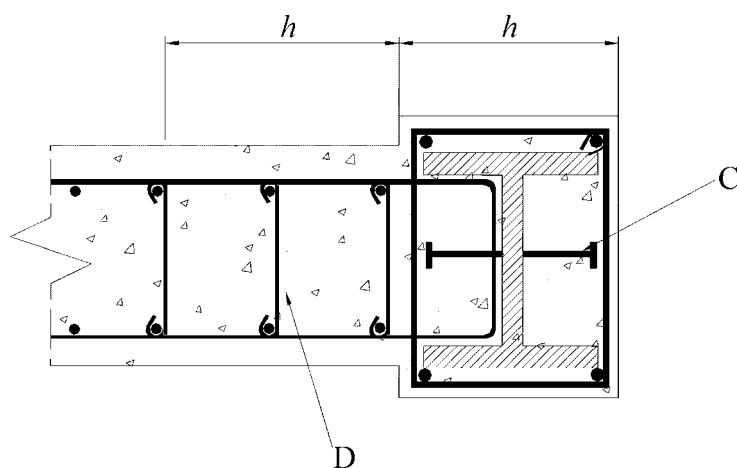


Leyenda

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)

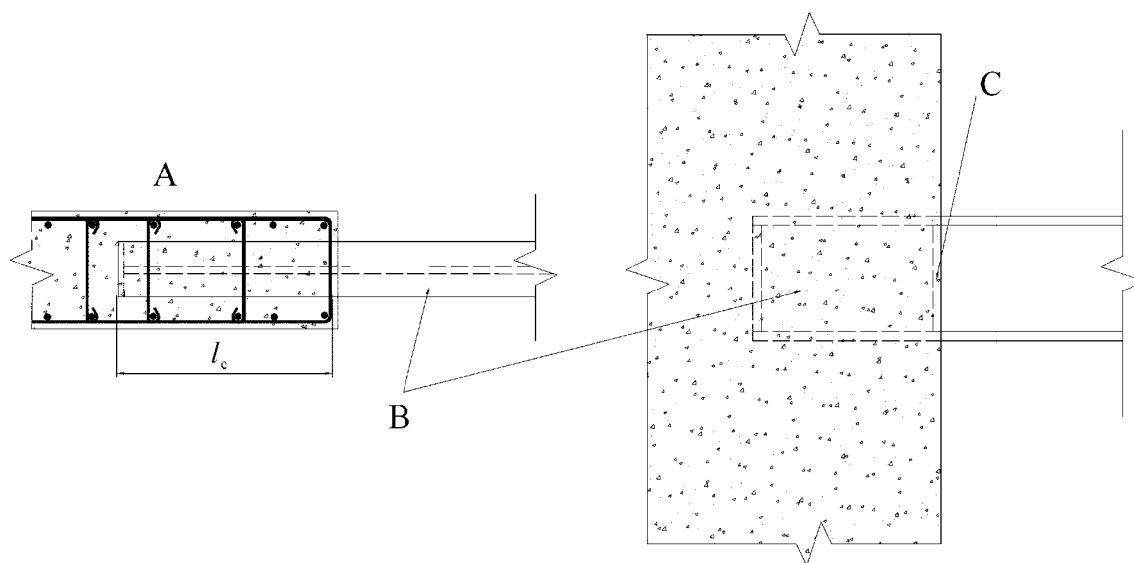


Leyenda

C Conectores a cortante

D Atado transversal

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)P 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)P En los sistemas estructurales de los tipo 1 o tipo 2, cuando las secciones verticales de acero estructural, total o parcialmente embebidas, 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 axiales.
- (3) Estos esfuerzos axiales deberían 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)P 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)P 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)P 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)P 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) Deberían 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)P 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 el esfuerzo cortante de la viga de acoplamiento. Debe considerarse que la longitud de empotramiento, l_e , empieza dentro de la primera capa de la armadura 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)P 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, deberían 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 debería 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 debería cumplir el apartado 7.6.

7.10.5 Reglas de detalles constructivos adicionales para la clase de ductilidad DCH

(1)P Debe disponerse una armadura transversal para confinamiento de los elementos de contorno mixtos, parcial o totalmente integrados. 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)P 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)P 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 debería 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 debería 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)P 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)P 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)P 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)P Los elementos de contorno deben dimensionarse para cumplir los requisitos del apartado 7.10.

(5) El espesor del acero no debería ser menor de 200 mm cuando se disponga solamente en una cara, o 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 como se requiera 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)P Para el proyecto de edificios de madera se aplica la Norma EN 1995. Las siguientes reglas complementan a las indicadas en dicha norma.

8.1.2 Definiciones

(1)P 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)P del apartado 8.3).

juntas semirrígidas

Juntas con flexibilidad significativa, cuya influencia tiene que tenerse en cuenta en el cálculo estructural conforme a la Norma EN 1995 (por ejemplo juntas tipo pasador).

juntas rígidas:

Juntas con flexibilidad despreciable conforme a la Norma EN 1995 (por ejemplo juntas de madera sólida encoladas).

juntas de tipo pasador:

Juntas con elementos de fijación mecánicos tipo pasador (clavos, grapas, tirafondos, pasadores, tornillos, etc.) cargados perpendicularmente a sus ejes.

juntas de carpintero:

Juntas 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)P 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)P 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)P 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 deberían determinarse por ensayos bien en juntas sencillas, bien en estructuras completas o bien en partes de la misma, conforme al proyecto de Norma prEN 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 debería tomarse mayor de 1,5. La resistencia de los elementos y las conexiones debería dimensionarse conforme a la Norma EN 1995-1-1:2004, 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)P Se aplican las disposiciones pertinentes de la Norma EN 1995. Con respecto a las propiedades de los elementos de acero, se aplica la Norma EN 1993.

(2)P Cuando se use el principio de comportamiento estructural disipativo, se aplican las siguientes reglas:

- a) en juntas 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 juntas encoladas deben considerarse como zonas no disipativas;
- c) las juntas 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)P 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/m³;
- 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)P El material de acero para las conexiones debe cumplir las condiciones siguientes:

- a) todos los elementos de conexión fabricados con acero moldeado deben cumplir los requisitos de la Norma EN 1993;
- b) la conformidad respecto al punto **(3)P** 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)P 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.

NOTA Las limitaciones geográficas al uso de las clases de ductilidad DCM y DCH se pueden encontrar en el anexo nacional apropiado.

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 juntas 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 juntas con pasadores y atornilladas (véase el punto (3)P del apartado 8.1.3).
Capacidad de disipación de energía alta - DCH	3	Paneles de muros clavados con diafragmas encolados, conectados con clavos y tornillos; celosías con juntas clavadas.
	4	Pórticos hiperestáticos con juntas con pasadores y atornilladas (véase el punto (3)P del apartado 8.1.3).
	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 deberían 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)P 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)P 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 juntas 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 clavo, 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, deberían 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	Factor de comportamiento q
Pórticos hiperestáticos con juntas 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, deberían corresponder a las propiedades del sistema estructural en esa dirección, y pueden ser diferentes.

8.4 Análisis estructural

(1)P En el cálculo debe tenerse en cuenta el deslizamiento en las juntas de la estructura.

(2)P 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)P 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)P 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)P Los elementos en compresión y sus conexiones (por ejemplo, juntas 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)P 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 deberían usarse sin disposiciones adicionales que eviten su extracción.

(4) En el caso de que exista una tracción perpendicular a la veta, se deberían 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)P Para los diafragmas horizontales bajo acciones sísmicas se aplica la Norma EN 1995-1-1:2004, 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)P 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)P Debe asegurarse la continuidad de las vigas, incluyendo los brochales, en las áreas dónde el diafragma se vea alterado por aberturas o huecos.

(4)P Si no existen esfuerzos transversales intermedios a lo largo de toda la altura de las vigas, la relación altura-anchura (h/b) de las vigas de madera debería ser menor de 4.

(5)P 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 Norma EN 1995-1-1:2004.

(6)P 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)P 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 la Norma EN 1995-1-1:2004.

(2)P 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 γ_M de la Norma EN 1995-1-1:2004.

(3)P 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 γ_M para las propiedades de los materiales para las combinaciones accidentales de cargas de la Norma EN 1995-1-1:2004.

(4)P 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 juntas de carpintero no presentan riesgos de rotura frágil si la comprobación de la tensión cortante conforme a la Norma EN 1995 se realiza con un coeficiente parcial de seguridad adicional de 1,3.

8.7 Control del dimensionamiento y de la construcción

(1)P Se aplican las disposiciones indicadas en la Norma EN 1995.

(2)P 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)P 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)P Este capítulo se aplica al proyecto de edificios de fábrica no armada, confinada ni armada, en zonas sísmicas.

(2)P Para el proyecto de edificios de fábrica se aplica la Norma EN 1996. Las siguientes reglas complementan a las indicadas en dicha norma.

9.2 Materiales y modelos de aparejo

9.2.1 Tipos de unidades de fábrica

(1) Las unidades de fábrica deberían tener una robustez suficiente para evitar la rotura frágil local.

NOTA El anexo nacional puede seleccionar los tipos de unidades de fábrica de la tabla 3.1 de la Norma EN 1996-1:2004 que satisfagan el punto (1) de este apartado.

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 mampostería, calculada de acuerdo con la Norma EN 772-1, no debería ser menor que los valores siguientes:

- normal a la cara asiento de la hilada: $f_{b,min}$;
- paralela a la cara asiento de la hilada, en el plano del muro: $f_{bh,min}$.

NOTA Los valores a asignar a $f_{b,min}$ y $f_{bh,min}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. Los valores recomendados son $f_{b,min} = 5 \text{ N/mm}^2$ y $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$.

9.2.3 Mortero

- (1) Se requiere una resistencia mínima para el mortero, $f_{m,min}$, que, generalmente, supera la resistencia mínima especificada en la Norma EN 1996.

NOTA El valor a asignar a $f_{m,min}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado es $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$ para la fábrica no armada o confinada y $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$ para la fábrica armada.

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.

NOTA Las clases permitidas en un Estado, o en determinadas partes del mismo, se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento

9.3 Tipos de construcción y coeficientes de comportamiento

- (1) Según el tipo de fábrica usada para los elementos sismorresistentes, los edificios de fábrica deberían 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 2 de la tabla 9.1).

NOTA 2 Las estructuras con rellenos de fábrica no están cubiertas por este capítulo.

- (2) Debido a la baja resistencia a tracción y a la baja ductilidad, la fábrica no armada que cumpla exclusivamente las disposiciones indicadas en la Norma EN 1996, se considera que ofrece una baja capacidad de disipación (clase de ductilidad DCL) y su uso debería limitarse, siempre que el espesor eficaz de los muros, t_{ef} , no es menor de cierto valor mínimo, $t_{ef,min}$.

NOTA 1 Las condiciones bajo las cuales la fábrica no armada que cumple exclusivamente las disposiciones indicadas en la Norma EN 1996 puede usarse en un determinado Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. Su uso sólo se recomienda en casos de baja sismicidad (véase el punto (4) del apartado 3.2.1).

NOTA 2 El valor a asignar a $t_{ef,min}$, para la fábrica no armada que cumple exclusivamente las disposiciones indicadas en la Norma EN 1996, para su uso en un Estado, se puede encontrar en su anexo nacional a este documento. Los valores recomendados de $t_{ef,min}$ son los indicados en la segunda columna, segunda y tercera filas, de la tabla 9.2.

- (3) Debido a las razones indicadas en el punto (2) anterior, no puede utilizarse la fábrica no armada que satisfaga las disposiciones del presente Eurocódigo si el valor de $a_g \cdot S$ supera un cierto valor $a_{g,urm}$.

NOTA El valor a asignar a $a_{g,urm}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional a este documento. Este valor no debería ser menor del correspondiente al umbral para los casos de baja sismicidad. Además, debería ser coherente con los valores adoptados para la resistencia mínima de las unidades de fábrica, $f_{b,min}$, y $f_{bt,min}$, y del mortero, $f_{m,min}$. Para los valores propuestos en las notas a los apartados 9.2.2 y 9.2.3, el valor recomendado para $a_{g,urm}$ es 0,20 g.

- (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	Factor de comportamiento q
Fábrica no armada, conforme exclusivamente a la Norma EN 1996 (recomendado únicamente en casos de baja sismicidad)	1,5
Fábrica no armada conforme a la Norma EN 1998-1	1,5 – 2,5
Fábrica confinada	2,0 – 3,0
Fábrica armada	2,5 – 3,0

NOTA 1 Los valores límites superiores a asignar a q para su uso en un Estado (dentro de los rangos de la tabla 9.1) se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. Los valores recomendados son los valores inferiores de los rangos indicados en la tabla 9.1.

NOTA 2 Para edificios construidos con sistemas de fábrica que proporcionen una ductilidad reforzada de la estructura, se pueden usar valores particulares del coeficiente de comportamiento q , supuesto el sistema y sus valores asociados se han verificado experimentalmente. Los valores a asignar a q para su uso en un Estado para este tipo de edificios se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento.

(5) Si el edificio no es regular en altura (véase 4.2.3.3) los valores de q indicados en la tabla 9.1 deberían 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)P El modelo estructural para el proyecto del edificio debe representar las propiedades de rigidez del sistema total.

(2)P 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 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 elástica no fisurada y la rigidez a cortante pueden tomarse iguales a la mitad de la rigidez elástica no fisurada de la sección bruta.

(4) En el modelo estructural, los tímpanos armados de fábrica pueden considerarse como vigas de acoplamiento entre dos elementos de muro si están unidos de modo continuo a los muros adyacentes y conectados a la viga de atado del forjado y al dintel 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)P 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)P 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)P Deben disponerse muros de cortante en, al menos, dos direcciones ortogonales.

(5)P Los muros de cortante deberían cumplir ciertos requisitos geométricos, a saber:

- 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 (véase la Norma EN 1996-1-1:2004) y su espesor eficaz no puede superar un valor máximo, $(h_{ef}/t_{ef})_{máx.}$; 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, $(l/h)_{min.}$

NOTA Los valores a asignar a $t_{ef,min.}$, $(h_{ef}/t_{ef})_{máx.}$ y $(l/h)_{min.}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. Los valores recomendados se listan en la tabla 9.2.

Tabla 9.2 – Requisitos geométricos recomendados para los muros de cortante

Tipo de fábrica	$t_{ef,min.}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{máx.}$	$(l/h)_{min.}$
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 del muro (véase la Norma EN 1996-1-1:2004); h_{ef} altura eficaz del muro (véase la Norma EN 1996-1-1:2004); 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 sismorresistentes secundarios. Estos muros deberían cumplir los puntos (1) y (2) del apartado 9.5.2.

9.5.2 Requisitos adicionales para la fábrica no armada conformes con la Norma EN 1998-1

(1) Deberían 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 deberían 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 deberían tener una armadura longitudinal con una sección transversal no menor de 200 mm².

9.5.3 Requisitos adicionales para la fábrica confinada

(1)P Los elementos de confinamiento horizontales y verticales deben unirse entre ellos y anclarse a los elementos del sistema estructural principal.

(2)P 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 debería asegurar la conexión entre las dos hojas y su confinamiento efectivo.

(4) Los elementos de confinamiento verticales deberían 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 m²;
- 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 mm², ni menor del 1% del área de la sección transversal del elemento de confinamiento.

(7) Deberían 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 debería ser de clase B o C conforme a la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1:2004.

(9) Los empalmes por solapo no pueden ser menores que 60 diámetros de redondos en longitud.

9.5.4 Requisitos adicionales para la fábrica armada

(1) La armadura horizontal debería 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 deberían acomodar la armadura necesaria en los dinteles y parapetos.

(3) Se deberían 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 debería ser menor del 0,05%.
- (5)P 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 debería ser menor del 0,08%.
- (7) La armadura vertical debería situarse en huecos, cavidades o agujeros de las unidades.
- (8) Deberían colocarse armaduras verticales con una sección transversal no menor de 200 mm²:
- 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)P 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)P 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)P Para la comprobación de la seguridad frente a colapso, el valor de cálculo de la resistencia de cada elemento estructural debe evaluarse según la Norma EN 1996-1-1:2004.
- (3) En comprobaciones del estado límite último para la situación sísmica de cálculo, deberían usarse los coeficientes parciales de seguridad γ_m para las propiedades de la fábrica y γ_s para el acero de las armaduras.

NOTA Los valores a asignar a los coeficientes parciales de seguridad γ_m y γ_s para su uso en un Estado en la situación sísmica de cálculo se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado para γ_m es 2/3 del valor especificado en su anexo nacional a la Norma EN 1996-1-1:2004, pero nunca menor de 1,5. El valor recomendado para γ_s es 1,0.

9.7 Reglas para "edificios de fábrica simples"

9.7.1 Generalidades

- (1)P 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, debería limitarse el número permitido de plantas por encima del suelo, n , y deberían disponerse muros en dos direcciones ortogonales con un área mínima de la sección transversal, $A_{\min.}$, en cada unas de estas direcciones. El área mínima de la sección transversal se expresa como un porcentaje mínimo, $p_{A,\min.}$, del área total de forjado por planta.

NOTA Los valores a asignar a n y $p_{\Lambda, \min.}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. Los valores recomendados se indican en la tabla 9.3. Estos valores, que dependen también de un coeficiente de corrección, k , están basados en una resistencia mínima unitaria de 12 N/mm² para la fábrica no armada y 5 N/mm² para la fábrica confinada y armada, respectivamente.

Para edificios en los que, al menos, el 70% de los muros de cortante considerados sean más largos que 2 m, el coeficiente k viene dado por $k = 1 + (l_{av} - 2) / 4 \leq 2$, donde l_{av} es la longitud media, expresada en m, de los muros de cortante considerados. En otro caso, $k = 1$.

Independientemente del valor de k , se deberían respetar las limitaciones al uso de fábrica no armada indicadas en el punto (3) del apartado 9.3.

Se pueden encontrar otras indicaciones sobre las resistencias de las diferentes unidades, los diferentes tipos de construcción u otros usos de k en el anexo nacional.

Tabla 9.3 – Número máximo admisible recomendado de plantas por encima del suelo y área mínima de los muros de cortante para "edificios de fábrica simples"

Aceleración local $a_g \cdot S$		$\leq 0,07 k \cdot g$	$\leq 0,10 k \cdot g$	$\leq 0,15 k \cdot g$	$\leq 0,20 k \cdot g$
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 ($p_{\Lambda, \min.}$)			
Fábrica no armada	1	2,0%	2,0%	3,5%	n/a
	2	2,0%	2,5%	5,0%	n/a
	3	3,0%	5,0%	n/a	n/a
	4	5,0%	n/a*	n/a	n/a
Fábrica confinada	2	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	3	2,0%	3,0%	4,0%	n/a
	4	4,0%	5,0%	n/a	n/a
	5	6,0%	n/a	n/a	n/a
Fábrica armada	2	2,0%	2,0%	2,0%	3,5%
	3	2,0%	2,0%	3,0%	5,0%
	4	3,0%	4,0%	5,0%	n/a
	5	4,0%	5,0%	n/a	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 debería cumplir las condiciones siguientes:

- la planta debería ser aproximadamente rectangular;
- la relación entre la longitud del lado mayor y la del lado menor en planta no debería ser menor que un valor mínimo $\lambda_{\min.}$;

NOTA El valor a asignar a $\lambda_{\min.}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado para $\lambda_{\min.}$ es 0,25.

- el área de las proyecciones de los huecos y retranqueos de la forma rectangular no debería ser mayor que un porcentaje $p_{\max.}$ del área total del forjado por encima del nivel considerado.

NOTA El valor a asignar a $p_{\max.}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional a este documento. El valor recomendado es 15%.

- (3) Los muros de cortante del edificio deberían cumplir todas las condiciones siguientes:
- a) el edificio debería rigidizarse por muros de cortante, distribuidos casi simétricamente en planta en dos direcciones ortogonales;
 - b) deberían 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;
 - c) al menos para los muros en una de las direcciones, la distancia entre ellos debería ser mayor de un 75% de la longitud del edificio en la otra dirección;
 - d) al menos un 75% de las cargas verticales se deberían soportar por los muros de cortante;
 - e) los muros de cortante deberían 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 debería 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, deberían limitarse a unos valores máximos $\Delta_{m,máx.}$ y $\Delta_{A,máx.}$
- NOTA Los valores a asignar a $\Delta_{m,máx.}$ y a $\Delta_{A,máx.}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional a este documento. Los valores recomendados son $\Delta_{m,máx.} = 20\%$, $\Delta_{A,máx.} = 20\%$.
- (6) Para edificios de fábrica no armada los muros en una dirección deberían 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)P 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)P 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 superestructura se puede despreciar en la determinación de este punto de rigidez, 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, por otro, 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)P Deben satisfacerse los requisitos fundamentales indicados en el apartado **2.1** y en las partes correspondientes de este Eurocódigo, en función del tipo de estructura considerada.

(2)P Se requiere una mayor fiabilidad para los dispositivos de aislamiento. Dicha fiabilidad debe conseguirse aplicando un coeficiente de mayoración γ_x a los desplazamientos sísmicos de cada unidad.

NOTA El valor a asignar a γ_x para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional a este documento, dependiendo del tipo de dispositivo aislante usado. El valor recomendado para edificios es $\gamma_x = 1,2$.

10.4 Criterios de conformidad

(1)P Para cumplir los requisitos fundamentales, deben comprobarse los estados límite definidos en el punto **(1)** del apartado **2.2.1**.

(2)P 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 debería limitar el desplazamiento entre plantas en la infraestructura y en la superestructura, conforme al apartado **4.4.3.2**.

(4)P 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)P** 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)P 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)P** del apartado **10.3**.

10.5 Disposiciones generales de dimensionamiento**10.5.1 Disposiciones generales respecto a los dispositivos**

(1)P Debe disponerse un espacio suficiente entre la infraestructura y la superestructura, 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 deberían 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 deberían 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 deberían 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 debería ser tan uniforme como sea posible.

(3)P Los dispositivos deben estar fijados a la superestructura y a la infraestructura.

(4)P 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)P 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 deberían 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 debería 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)P 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 deberían 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)P 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 deberían 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 deberían 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, debería usarse un juego de, como mínimo, tres acelerogramas, que deberían cumplir los requisitos de los apartados 3.2.3.1 y 3.2.3.2.

10.7 Factor de comportamiento

(1)P 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)P 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 deberían evaluarse teniendo en cuenta el máximo valor de la rigidez y de los coeficientes de amortiguamiento y rozamiento.

(3) Los desplazamientos deberían 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 difieren en más del 15% de los valores medios.

10.9 Análisis estructural

10.9.1 Generalidades

(1)P La respuesta dinámica del sistema estructural debe analizarse en términos de aceleraciones, fuerzas de inercia y desplazamientos.

(2)P 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 debería 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 deberían 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, debería usarse la rigidez eficaz de cada unidad aislante (es decir, el valor secante de la rigidez para el valor de cálculo desplazamiento total, d_{db}), respetando las disposiciones del punto (1)P 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 debería expresarse en términos de un amortiguamiento viscoso equivalente, el "amortiguamiento eficaz" (ξ_{eff}). La disipación de energía en los apoyos debería expresarse a partir de mediciones de la energía disipada en ciclos con una frecuencia en el dominio de las frecuencias naturales de los modos considerados. Para modos superiores, fuera de este dominio, la relación de amortiguamiento modal de la estructura completa debería 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} , debería 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, debería 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:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (10.1)$$

donde

M es la masa de la superestructura;

K_{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_{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 deberían satisfacerse además del punto (3) de este apartado todas las condiciones siguientes:

- a) el sistema que resiste las cargas laterales de la superestructura debería 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 debería despreciarse;
- c) la relación entre la rigidez vertical y horizontal del sistema de aislamiento debería satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{K_v}{K_{\text{eff}}} \geq 150 \quad (10.3)$$

- d) el periodo fundamental en la dirección vertical, T_v , no debería 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 debería obtenerse para cada dirección horizontal, a partir de la siguiente ecuación:

$$d_{\text{dc}} = \frac{M S_e(T_{\text{eff}}, \xi_{\text{eff}})}{K_{\text{eff}, \text{min}}} \quad (10.5)$$

donde $S_e(T_{\text{eff}}, \xi_{\text{eff}})$ 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 deberían calcularse, para cada dirección horizontal, mediante la siguiente ecuación:

$$f_j = m_j S_e(T_{\text{eff}}, \xi_{\text{eff}}) \quad (10.6)$$

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, δ_i , dado (para la acción en la dirección x) por:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{\text{tot},y}}{r_y^2} y_i \quad (10.7)$$

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;

$e_{\text{tot},y}$ 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 deberían 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, debería tenerse en cuenta en el análisis la excentricidad total (incluyendo la excentricidad accidental como se define en el punto (1)P del apartado 4.3.2) de la masa de la superestructura. Entonces, los desplazamientos en cada punto de la estructura deberían calcularse combinando los desplazamientos traslacionales y rotacionales. Esto afecta especialmente a la evaluación de la rigidez eficaz de cada unidad de aislamiento. Deberían tenerse en cuenta las fuerzas de inercia y los momentos de las infraestructuras y de las superestructuras para la comprobación de las unidades aislantes.

10.9.5 Análisis en el dominio del tiempo

(1)P 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)P 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)P 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)P Debe comprobarse el estado límite último de la infraestructura y de la superestructura usando los valores de γ_M definidos en los capítulos pertinentes de este Eurocódigo.

(3)P 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)P, (3) y (4) del apartado 6.1.2, o los puntos (2)P 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)P Teniendo en cuenta la posible rotura por pandeo de los dispositivos y usando valores de γ_M de determinación nacional, la resistencia del sistema de aislamiento debe evaluarse teniendo en cuenta el coeficiente γ_x definido en el punto (2)P del apartado 10.3.

(7) En función del tipo de dispositivo considerado, la resistencia de las unidades aislantes debería 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 debería incluir la deformación debida a la acción sísmica de cálculo y los efectos de retracción, fluencia, temperatura y tesado (si la superestructura es pretensada).

ANEXO A (Informativo)

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.

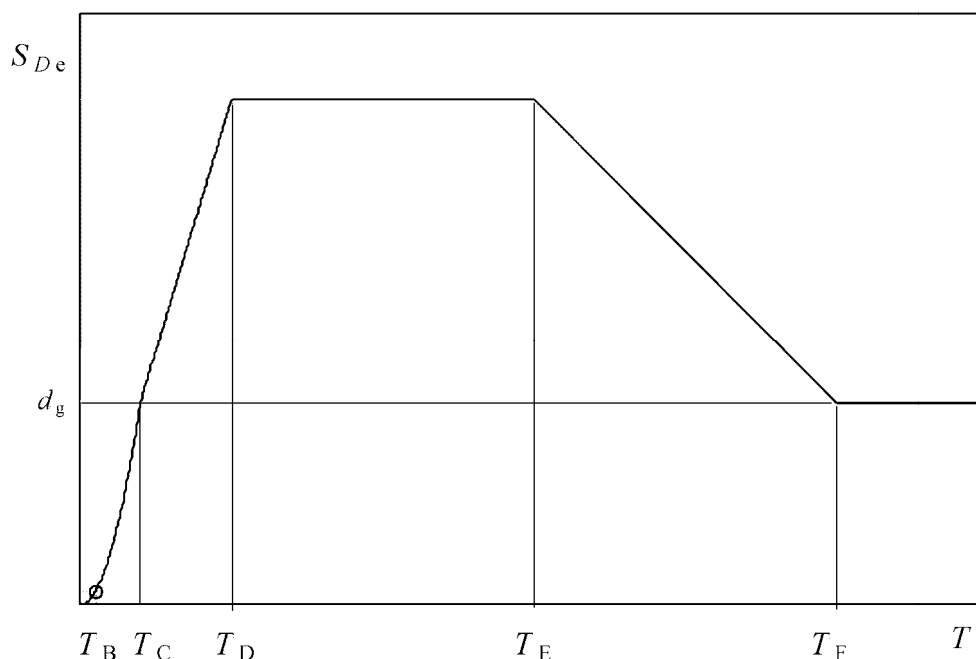


Figura A.1 – Espectro de respuesta elástica de desplazamientos

A.2 Hasta el periodo de control T_E , las ordenadas espectrales se obtienen de las ecuaciones (3.1) a (3.4), 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 las tablas 3.2 y 3.3, η 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 desplazamiento tipo 1

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

ANEXO B (Informativo)

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 Φ_i :

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (\text{B.1})$$

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:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (\text{B.2})$$

Y el coeficiente de transformación se obtiene de:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (\text{B.3})$$

La fuerza F^* y el desplazamiento d^* de un sistema equivalente de un solo grado de libertad se calculan como sigue:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (\text{B.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (\text{B.5})$$

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.**

* NOTA NACIONAL: En ingles, equivalent Single Degree of Freedom system (equivalent SDOF system).

** NOTA NACIONAL: En ingles, Multy Degree of Freedom system (MDOF system).

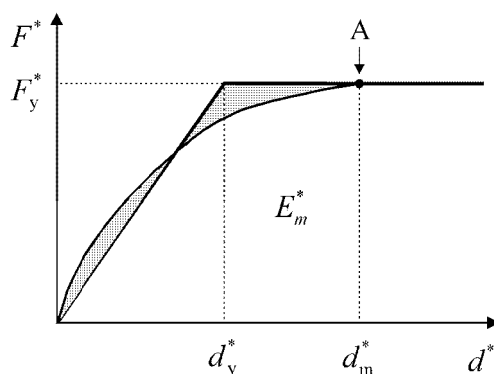
B.3 Determinación de la relación ideal fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta

El esfuerzo correspondiente al límite elástico F_y^* , que representa también la resistencia de última del sistema ideal, es igual al esfuerzo cortante en la base en la formación del mecanismo plástico. La rigidez inicial del sistema ideal se determina de tal modo que las áreas bajo las curvas fuerza/deformación real e ideal sean iguales (véase la figura B.1).

Basándose en esta hipótesis, el desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema de un solo grado de libertad ideal 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 ideal 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:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (\text{B.7})$$

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:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (\text{B.8})$$

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^* para estructuras en el rango de periodo corto y para estructuras en los rangos de periodo medio y largo, deberían usarse ecuaciones diferentes, 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^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (B.11)$$

d_t^* no necesita superar 3 d_{et}^* .

b) $T^* \geq T_C$ (rango de periodos medios y largos)

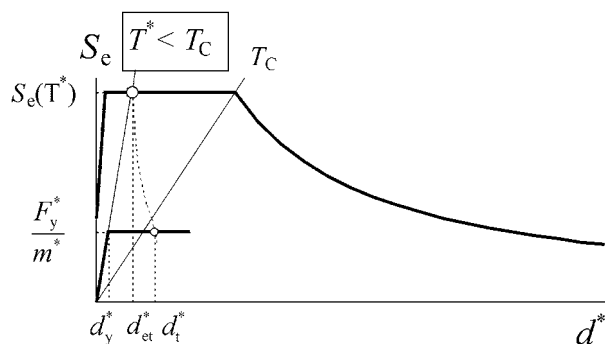
$$d_t^* = d_{et}^* \quad (B.12)$$

d_t^* no necesita superar 3 d_{et}^* .

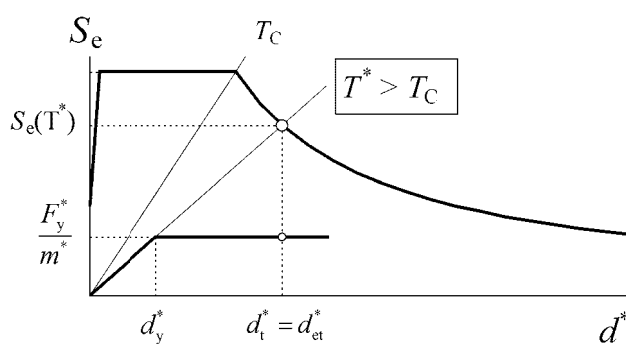
La relación entre las diferentes magnitudes puede visualizarse en las figuras B.2 a) y b). Las figuras están representadas en formato aceleración/desplazamiento. El periodo T^* se representa por la recta radial que va desde el origen del sistema de coordenadas hasta el punto del espectro elástico de 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 4º paso (capítulo B.5) es muy diferente del desplazamiento d_m^* (figura B.1) usado en la determinación de la relación ideal fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta en el 2º paso (capítulo B.3), puede aplicarse un procedimiento iterativo en el que los pasos 2 a 4 se repiten usando d_t^* en el 2º 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:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (\text{B.13})$$

El desplazamiento objetivo corresponde al nudo de control.

ANEXO C (Normativo)**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 anexo 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 anexo 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 anexo 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 anexo, 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

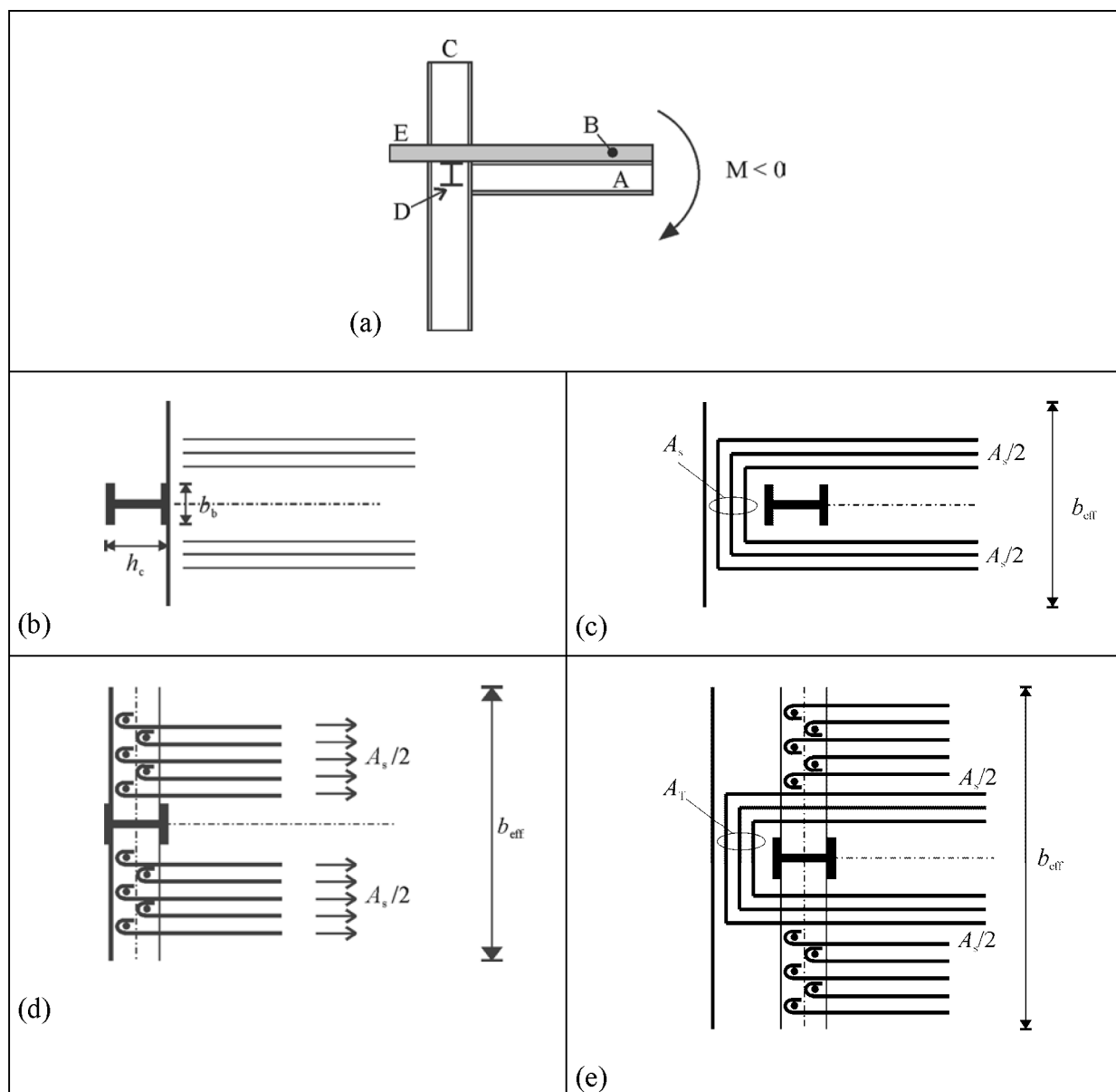
- (1) Se aplica el punto (4) del apartado 7.6.1.

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 debería 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 la Norma EN 1994-1-1:2004 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 deberían anclarse de modo eficaz a los conectores a cortante de la viga de fachada de acero.
- (3) La viga de fachada de acero debería fijarse al pilar.
- (4)P 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)P 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 deberían 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: $F_{Rds} = A_s f_{yd}$;

f_{yd} es el valor de cálculo del límite elástico del acero de la armadura de la losa.

- (7) La viga de fachada debería 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 la Norma EN 1994-1-1:2004 (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 debería satisfacer la siguiente ecuación:

$$A_T \geq 0,25 d_{eff} b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad (C.3)$$

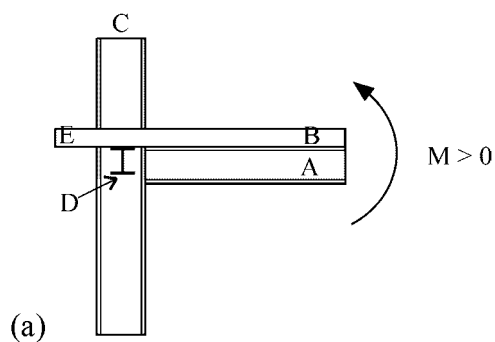
donde

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 debería 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 debería 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

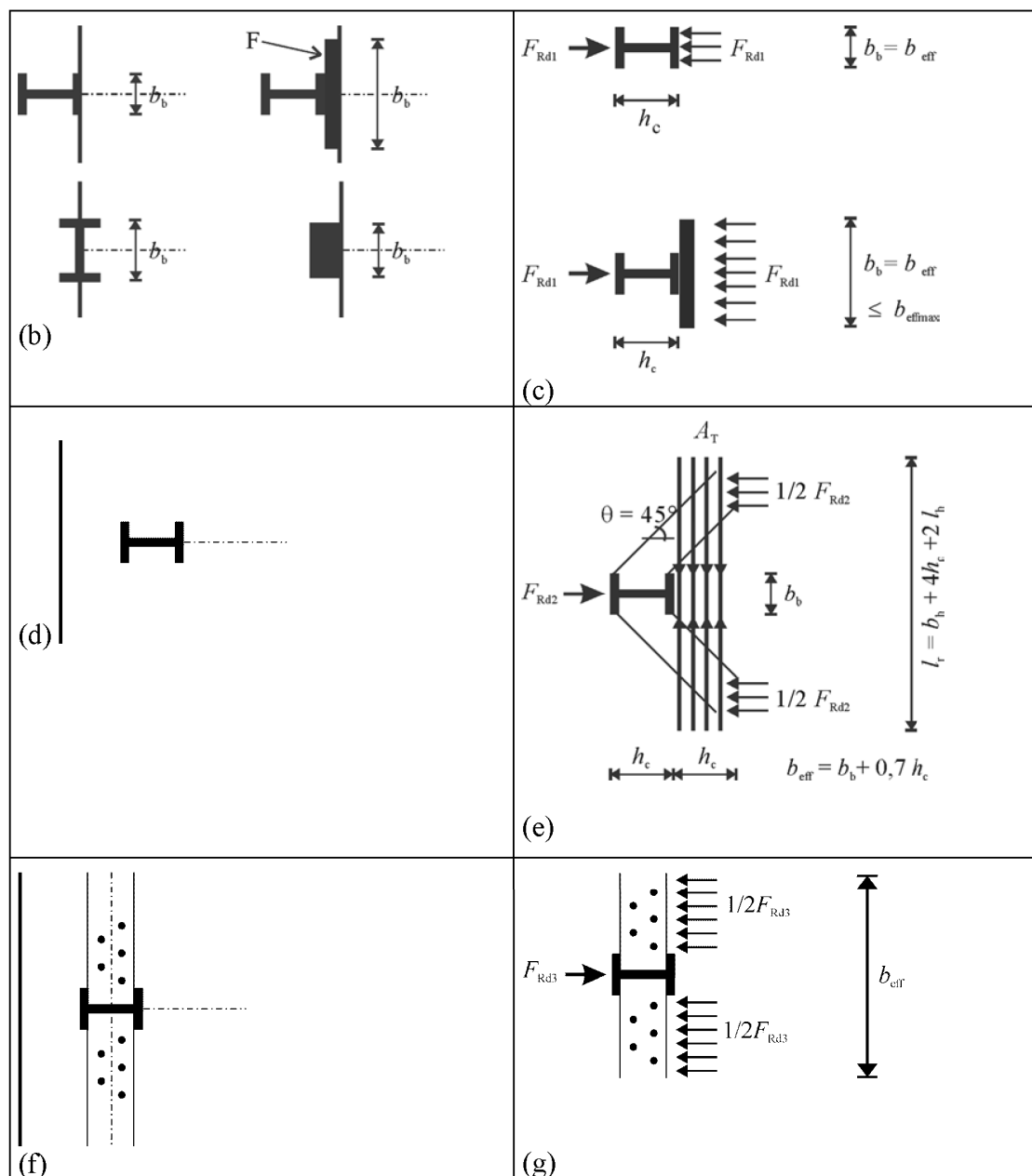
B Losa

C Pilar exterior

D Viga de fachada de acero

E Banda de hormigón en voladizo

Figura C.2 – Configuraciones de juntas entre viga y pilar mixtas exteriores sometidas a momentos flectores positivos según una dirección perpendicular a la fachada y posible transferencia de esfuerzos de la losa



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 (continuación) – 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 debería 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 debería 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 , debería 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 debería 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 a la Norma EN 1992-1-1:2004.

(4) El momento resistente de la junta puede calcularse a partir del valor de cálculo del esfuerzo máximo de compresión que puede transmitirse:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.7)$$

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 $b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} f_{\text{cd}}$. Se transmite si se satisface la siguiente ecuación:

$$F_{\text{Rd1}} + F_{\text{Rd2}} + F_{\text{Rd3}} > b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} f_{\text{cd}} \quad (\text{C.9})$$

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, $b_{\text{eff}} = 0,15 l$.

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 debería superar el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$F_{\text{Rd1}} = b_b d_{\text{eff}} f_{\text{cd}} \quad (\text{C.10})$$

mecanismo 2: bielas de hormigón comprimido inclinadas 45° hacia las caras del pilar. El valor de cálculo del esfuerzo que se transfiere mediante este mecanismo no debería superar el valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$F_{\text{Rd2}} = 0,7 h_c d_{\text{eff}} f_{\text{cd}} \quad (\text{C.11})$$

(2) El área total de la sección transversal de los tirantes de anclaje de acero, A_T , requerida para el desarrollo del mecanismo 2, debería satisfacer la siguiente ecuación:

$$A_T \geq 0,5 \frac{F_{\text{Rd2}}}{f_{\text{yd,T}}} \quad (\text{C.12})$$

(3) Dicha área de la sección transversal, A_T , debería situarse 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:

$$F_{\text{Rd1}} + F_{\text{Rd2}} = (0,7 h_c + b_b) d_{\text{eff}} f_{\text{cd}} \quad (\text{C.13})$$

(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:

$$F_{\text{st}} + F_{\text{sc}} = A_s f_{\text{yd}} + b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} f_{\text{cd}} \quad (\text{C.14})$$

donde

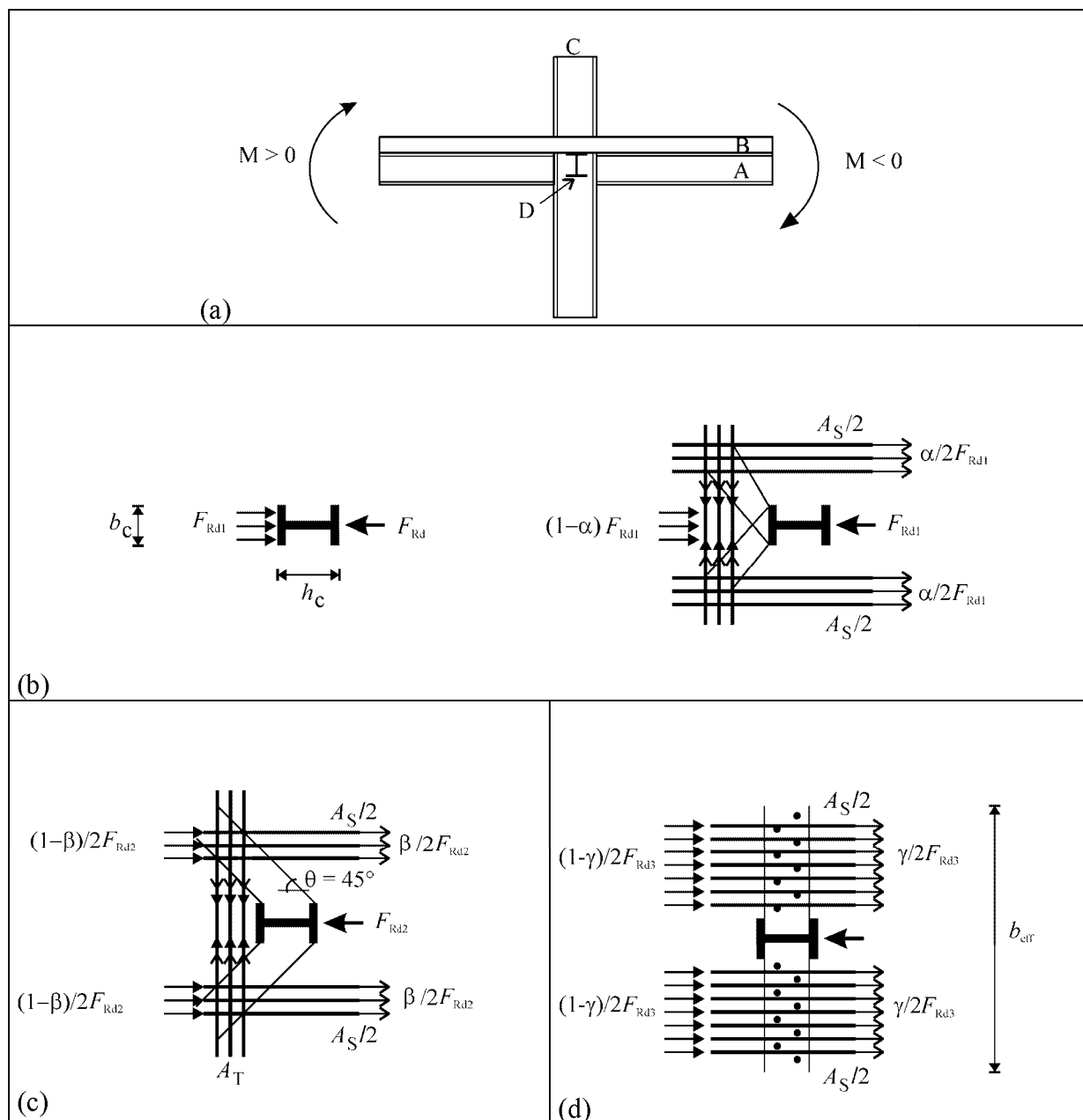
A_s es el área de la sección transversal de las armaduras dentro de la anchura eficaz sometida a momento negativo, b_{eff} , especificado en el apartado 7.6.3 y en la tabla 7.5 II; y

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, $b_{\text{eff}} = 0,15 l$.

(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, debería respetarse la condición siguiente:

$$1,2 \left(F_{sc} + F_{st} \right) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad (C.15)$$

Si la anterior condición no se cumple, debería 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, debería respetarse la condición siguiente:

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \quad (C.18)$$

AENOR Asociación Española de
Normalización y Certificación

Génova, 6
28004 MADRID-España

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032