

# Norma Portuguesa

---

**NP**  
**EN 1998-1**  
**2010**

## **Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos** **Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios**

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

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

**ICS**  
91.120.25

**DESCRIPTOR**  
Eurocódigo; sismos; estruturas; estruturas resistentes aos sismos; fundações; resistência dos materiais; cálculos matemáticos; estabilidade; edifícios; betões

**CORRESPONDÊNCIA**  
Versão portuguesa da EN 1998-1:2004 + AC:2009

**HOMOLOGAÇÃO**  
Termo de Homologação n.º 73/2010, de 2010-03-23  
A presente Norma resulta da revisão das NP ENV 1998-1-1:2000, NP ENV 1998-1-2:2000 e NP ENV 1998-1-3:2002


**ELABORAÇÃO**  
CT 115 (LNEC)

**EDIÇÃO**  
Março de 2010

**CÓDIGO DE PREÇO**  
XEC058

© IPQ reprodução proibida

---

Instituto Português da  Qualidade

Rua António Gâo, 2  
2829-513 CAPARICA PORTUGAL

Tel. + 351-212 948 100 Fax + 351-212 948 101  
E-mail: ipq@mail.ipq.pt Internet: www.ipq.pt

## **Preâmbulo nacional**

À Norma Europeia EN 1998-1:2004, foi dado estatuto de Norma Portuguesa em 2005-02-25 (Termo de Adopção nº 220/2005, de 2005-02-25).

A presente Norma substitui as NP ENV 1998-1-1:2000, NP ENV 1998-1-2:2000 e NP ENV 1998-1-3:2002, e constitui a versão portuguesa da EN 1998-1:2004 + AC:2009, a qual faz parte de um conjunto de normas integrantes do Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos.

Esta Norma constitui a Parte 1 do Eurocódigo 8 e aplica-se ao projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil em zonas sísmicas, estabelecendo regras para a quantificação da acção sísmica e regras gerais de projecto aplicáveis a edifícios realizados com diferentes materiais.

A aplicação desta Norma em Portugal deve obedecer às disposições constantes do respectivo Anexo Nacional NA, que dela faz parte integrante. Neste Anexo são nomeadamente concretizadas as prescrições explicitamente deixadas em aberto no corpo do Eurocódigo para escolha nacional, denominadas Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP).

**Versão portuguesa**

Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos  
Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios

Eurocode 8 – Auslegung von  
Bauwerken gegen Erdbeben  
Teil 1: Grundlagen, Erdbeben-  
-einwirkungen und Regeln für  
Hochbauten

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

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

A presente Norma é a versão portuguesa da Norma Europeia EN 1998-1:2004 + AC:2009 e tem o mesmo estatuto que as versões oficiais. A tradução é da responsabilidade do Instituto Português da Qualidade. Esta Norma Europeia e a sua Errata foram ratificadas pelo CEN em 2004-04-23 e 2009-07-08, respectivamente.

Os membros do CEN são obrigados a submeter-se ao Regulamento Interno do CEN/CENELEC que define as condições de adopção desta Norma Europeia, como norma nacional, sem qualquer modificação.

Podem ser obtidas listas actualizadas e referências bibliográficas relativas às normas nacionais correspondentes junto do Secretariado Central ou de qualquer dos membros do CEN.

A presente Norma Europeia existe nas três versões oficiais (alemão, francês e inglês). Uma versão noutra língua, obtida pela tradução, sob responsabilidade de um membro do CEN, para a sua língua nacional, e notificada ao Secretariado Central, tem o mesmo estatuto que as versões oficiais.

Os membros do CEN são os organismos nacionais de normalização dos seguintes países: Alemanha, Áustria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslováquia, Eslovénia, Espanha, Estónia, Finlândia, França, Grécia, Hungria, Irlanda, Islândia, Itália, Letónia, Lituânia, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Baixos, Polónia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suécia e Suíça.

**CEN**

Comité Européen de Normalization  
Europäisches Komitee für Normung  
Comité Européen de Normalisation  
European Committee for Standardization

**Secretariado Central: Avenue Marnix 17, B-1000 Bruxelas**

<b>Sumário</b>	<b>Página</b>
<b>Preâmbulo nacional.....</b>	<b>2</b>
<b>Preâmbulo .....</b>	<b>13</b>
Antecedentes do programa dos Eurocódigos.....	13
Estatuto e campo de aplicação dos Eurocódigos .....	14
Normas nacionais de implementação dos Eurocódigos.....	15
Ligações entre os Eurocódigos e as especificações técnicas harmonizadas (EN e ETA) relativas aos produtos.....	15
Informações adicionais específicas da EN 1998-1 .....	15
Anexo Nacional da EN 1998-1 .....	16
<b>1 Generalidades.....</b>	<b>19</b>
1.1 Objectivo e campo de aplicação .....	19
1.1.1 Objectivo e campo de aplicação do Eurocódigo 8.....	19
1.1.2 Objectivo e campo de aplicação da Parte 1 do Eurocódigo 8.....	19
1.1.3 Outras Partes do Eurocódigo 8 .....	20
1.2 Referências normativas.....	20
1.2.1 Normas gerais de referência .....	20
1.2.2 Códigos e Normas de referência.....	20
1.3 Pressupostos.....	21
1.4 Distinção entre Princípios e Regras de Aplicação .....	21
1.5 Termos e definições.....	21
1.5.1 Termos comuns a todos os Eurocódigos .....	21
1.5.2 Outros termos utilizados na EN 1998-1.....	21
1.6 Símbolos .....	22
1.6.1 Generalidades .....	22
1.6.2 Outros símbolos utilizados nas secções 2 e 3 da EN 1998-1 .....	22
1.6.3 Outros símbolos utilizados na secção 4 da EN 1998-1 .....	23
1.6.4 Outros símbolos utilizados na secção 5 da EN 1998-1 .....	24
1.6.5 Outros símbolos utilizados na secção 6 da EN 1998-1 .....	27
1.6.6 Outros símbolos utilizados na secção 7 da EN 1998-1 .....	28
1.6.7 Outros símbolos utilizados na secção 8 da EN 1998-1 .....	30
1.6.8 Outros símbolos utilizados na secção 9 da EN 1998-1 .....	30
1.6.9 Outros símbolos utilizados na secção 10 da EN 1998-1 .....	31
1.7 Unidades S.I.....	31

---

<b>2 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade.....</b>	<b>32</b>
2.1 Requisitos fundamentais.....	32
2.2 Critérios de conformidade .....	33
2.2.1 Generalidades .....	33
2.2.2 Estado limite último .....	33
2.2.3 Estado de limitação de danos .....	34
2.2.4 Disposições específicas .....	34
<b>3 Condições do terreno e acção sísmica.....</b>	<b>35</b>
3.1 Condições do terreno.....	35
3.1.1 Generalidades .....	35
3.1.2 Identificação dos tipos de terreno.....	35
3.2 Acção sísmica.....	37
3.2.1 Zonas sísmicas.....	37
3.2.2 Representação básica da acção sísmica.....	38
3.2.3 Representações alternativas da acção sísmica.....	44
3.2.4 Combinações da acção sísmica com outras acções .....	45
<b>4 Projecto de edifícios.....</b>	<b>45</b>
4.1 Generalidades .....	45
4.1.1 Objectivo e campo de aplicação .....	45
4.2 Características dos edifícios resistentes aos sismos .....	45
4.2.1 Princípios básicos de concepção .....	45
4.2.2 Elementos sísmicos primários e secundários .....	47
4.2.3 Critérios de regularidade estrutural .....	48
4.2.4 Coeficientes de combinação para as acções variáveis.....	51
4.2.5 Classes de importância e coeficientes de importância.....	52
4.3 Análise estrutural.....	53
4.3.1 Modelação .....	53
4.3.2 Efeitos acidentais de torção.....	53
4.3.3 Métodos de análise .....	54
4.3.4 Cálculo dos deslocamentos .....	63
4.3.5 Elementos não estruturais.....	64
4.3.6 Medidas adicionais para estruturas porticadas com enchimentos de alvenaria.....	66
4.4 Verificações de segurança .....	68
4.4.1 Generalidades .....	68

---

4.4.2 Estado limite último.....	68
4.4.3 Limitação de danos.....	72
<b>5 Regras específicas para edifícios de betão .....</b>	<b>73</b>
5.1 Generalidades .....	73
5.1.1 Objectivo e campo de aplicação .....	73
5.1.2 Termos e definições.....	73
5.2 Princípios de projecto .....	75
5.2.1 Capacidade de dissipação de energia e classes de ductilidade .....	75
5.2.2 Tipos de estrutura e coeficientes de comportamento.....	76
5.2.3 Critérios de projecto .....	78
5.2.4 Verificações de segurança .....	81
5.3 Projecto de acordo com a EN 1992-1-1.....	82
5.3.1 Generalidades .....	82
5.3.2 Materiais .....	82
5.3.3 Coeficiente de comportamento.....	82
5.4 Projecto para a classe DCM.....	82
5.4.1 Limitações geométricas e materiais.....	82
5.4.2 Esforços de cálculo.....	83
5.4.3 Verificações em relação ao estado limite último e disposições construtivas.....	88
5.5 Projecto para a classe DCH .....	98
5.5.1 Limitações geométricas e materiais.....	98
5.5.2 Esforços de cálculo .....	99
5.5.3 Verificações em relação ao estado limite último e disposições construtivas.....	101
5.6 Disposições relativas a amarrações e emendas.....	110
5.6.1 Generalidades .....	110
5.6.2 Amarração das armaduras .....	110
5.6.3 Emenda dos varões .....	112
5.7 Disposições de projecto e construtivas relativas a elementos sísmicos secundários .....	113
5.8 Elementos de fundação de betão.....	113
5.8.1 Objectivo e campo de aplicação .....	113
5.8.2 Vigas de travamento e vigas de fundação.....	114
5.8.3 Ligações de elementos verticais com vigas ou paredes de fundação.....	115
5.8.4 Estacas e encabeçamentos de estacas betonados no local .....	115
5.9 Efeitos locais devidos a enchimentos de alvenaria ou de betão .....	115

---

5.10 Disposições para diafragmas de betão.....	116
5.11 Estruturas prefabricadas de betão.....	117
5.11.1 Generalidades .....	117
5.11.2 Ligações dos elementos prefabricados .....	120
5.11.3 Elementos .....	121
<b>6 Regras específicas para edifícios de aço .....</b>	<b>124</b>
6.1 Generalidades .....	124
6.1.1 Objectivo e campo de aplicação .....	124
6.1.2 Princípios de projecto.....	124
6.1.3 Verificações de segurança.....	125
6.2 Materiais.....	126
6.3 Tipos de estrutura e coeficientes de comportamento.....	127
6.3.1 Tipos de estrutura .....	127
6.3.2 Coeficientes de comportamento .....	130
6.4 Análise estrutural.....	131
6.5 Critérios de projecto e disposições construtivas comuns a todos os tipos de estrutura com comportamento estrutural dissipativo.....	131
6.5.1 Generalidades .....	131
6.5.2 Critérios de projecto para as estruturas dissipativas.....	131
6.5.3 Regras de cálculo para elementos dissipativos em compressão ou em flexão .....	131
6.5.4 Regras de cálculo para partes ou elementos em tracção.....	132
6.5.5 Regras de cálculo para as ligações em zonas dissipativas.....	132
6.6 Regras de cálculo e construtivas relativas a pórticos simples .....	133
6.6.1 Critérios de projecto .....	133
6.6.2 Vigas.....	133
6.6.3 Colunas.....	134
6.6.4 Ligações viga-coluna.....	135
6.7 Regras de cálculo e construtivas para pórticos com contraventamento centrado.....	136
6.7.1 Critérios de projecto .....	136
6.7.2 Análise.....	137
6.7.3 Elementos diagonais.....	138
6.7.4 Vigas e colunas.....	138
6.8 Regras de cálculo e construtivas para pórticos com contraventamento excêntrico.....	139
6.8.1 Critérios de projecto .....	139

---

6.8.2 Ligadores sísmicos .....	139
6.8.3 Elementos não contendo ligadores sísmicos.....	142
6.8.4 Ligações dos ligadores sísmicos .....	143
6.9 Regras de cálculo para estruturas em pêndulo invertido .....	143
6.10 Regras de cálculo para estruturas de aço com núcleos de betão ou paredes de betão e para pórticos simples associados a contraventamentos centrados ou a enchimentos .....	144
6.10.1 Estruturas com núcleos de betão ou paredes de betão .....	144
6.10.2 Pórticos simples associados a contraventamentos centrados.....	144
6.10.3 Pórticos simples associados a enchimentos .....	144
6.11 Controlo do projecto e da construção .....	144
<b>7 Regras específicas para edifícios mistos aço-betão .....</b>	<b>145</b>
7.1 Generalidades .....	145
7.1.1 Objectivo e campo de aplicação .....	145
7.1.2 Princípios de projecto .....	145
7.1.3 Verificações de segurança .....	146
7.2 Materiais .....	146
7.2.1 Betão.....	146
7.2.2 Aço para betão armado .....	147
7.2.3 Aço estrutural .....	147
7.3 Tipos de estrutura e coeficientes de comportamento.....	147
7.3.1 Tipos de estrutura .....	147
7.3.2 Coeficientes de comportamento .....	148
7.4 Análise estrutural .....	149
7.4.1 Objectivo e campo de aplicação .....	149
7.4.2 Rigidez das secções .....	149
7.5 Critérios de projecto e disposições construtivas comuns a todos os tipos de estrutura com comportamento estrutural dissipativo.....	150
7.5.1 Generalidades .....	150
7.5.2 Critérios de projecto para as estruturas dissipativas .....	150
7.5.3 Resistência plástica das zonas dissipativas.....	150
7.5.4 Regras construtivas para ligações mistas nas zonas dissipativas.....	151
7.6 Regras relativas aos elementos .....	153
7.6.1 Generalidades .....	153
7.6.2 Vigas de aço mistas com laje.....	155
7.6.3 Largura efectiva de laje .....	156



---

7.6.4 Colunas mistas totalmente revestidas.....	158
7.6.5 Elementos parcialmente revestidos .....	160
7.6.6 Colunas mistas com enchimento .....	161
7.7 Regras de cálculo e construtivas para pórticos simples.....	161
7.7.1 Critérios específicos .....	161
7.7.2 Análise.....	161
7.7.3 Regras para vigas e colunas.....	162
7.7.4 Ligações viga-coluna.....	162
7.7.5 Condição para ignorar a natureza mista das vigas com laje .....	162
7.8 Regras de projecto e construtivas para pórticos mistos com contraventamento centrado.....	162
7.8.1 Critérios específicos .....	162
7.8.2 Análise.....	163
7.8.3 Elementos diagonais.....	163
7.8.4 Vigas e colunas.....	163
7.9 Regras de projecto e construtivas para pórticos mistos com contraventamento excêntrico.....	163
7.9.1 Critérios específicos .....	163
7.9.2 Análise.....	163
7.9.3 Ligadores .....	163
7.9.4 Elementos não contendo ligadores sísmicos .....	164
7.10 Regras de projecto e construtivas para sistemas estruturais constituídos por paredes de contraventamento de betão armado associadas a elementos de aço.....	164
7.10.1 Critérios específicos .....	164
7.10.2 Análise.....	166
7.10.3 Regras construtivas para paredes mistas da classe de ductilidade DCM .....	166
7.10.4 Regras construtivas para vigas de acoplamento da classe de ductilidade DCM .....	167
7.10.5 Regras construtivas adicionais para a classe de ductilidade DCH .....	167
7.11 Regras de projecto e construtivas para paredes de contraventamento mistas com chapa de aço.....	167
7.11.1 Critérios específicos .....	167
7.11.2 Análise.....	167
7.11.3 Regras construtivas.....	167
7.12 Controlo do projecto e da construção.....	168
<b>8 Regras específicas para edifícios de madeira.....</b>	<b>168</b>
8.1 Generalidades .....	168
8.1.1 Objectivo e campo de aplicação.....	168

---

8.1.2 Definições.....	168
8.1.3 Princípios de projecto .....	169
8.2 Materiais e propriedades das zonas dissipativas.....	169
8.3 Classes de ductilidade e coeficientes de comportamento .....	170
8.4 Análise estrutural .....	171
8.5 Regras construtivas.....	172
8.5.1 Generalidades .....	172
8.5.2 Regras construtivas para as ligações.....	172
8.5.3 Regras construtivas para os diafragmas horizontais .....	172
8.6 Verificações de segurança .....	173
8.7 Controlo do projecto e da construção .....	173
<b>9 Regras específicas para edifícios de alvenaria .....</b>	<b>173</b>
9.1 Objectivo e campo de aplicação .....	173
9.2 Materiais e tipos de assentamento .....	174
9.2.1 Tipos de unidades para alvenaria.....	174
9.2.2 Resistência mínima das unidades para alvenaria.....	174
9.2.3 Argamassa .....	174
9.2.4 Assentamento da alvenaria .....	174
9.3 Tipos de construção e coeficientes de comportamento .....	174
9.4 Análise estrutural.....	175
9.5 Critérios de projecto e regras de construção.....	176
9.5.1 Generalidades .....	176
9.5.2 Requisitos adicionais para alvenaria simples de acordo com a EN 1998-1.....	177
9.5.3 Requisitos adicionais para alvenaria confinada.....	177
9.5.4 Requisitos adicionais para alvenaria armada.....	178
9.6 Verificação de segurança.....	178
9.7 Regras para “edifícios simples de alvenaria” .....	179
9.7.1 Generalidades .....	179
9.7.2 Regras .....	179
<b>10 Isolamento de base.....</b>	<b>180</b>
10.1 Objectivo e campo de aplicação .....	180
10.2 Definições .....	181
10.3 Requisitos fundamentais.....	182
10.4 Critérios de conformidade .....	182

10.5 Disposições gerais de cálculo.....	183
10.5.1 Disposições gerais relativas aos dispositivos de isolamento.....	183
10.5.2 Controlo de movimentos indesejáveis.....	183
10.5.3 Controlo dos movimentos sísmicos diferenciais do terreno.....	183
10.5.4 Controlo dos deslocamentos em relação ao terreno e às construções circundantes.....	183
10.5.5 Concepção dos edifícios com isolamento da base.....	184
10.6 Acção sísmica.....	184
10.7 Coeficiente de comportamento.....	184
10.8 Propriedades do sistema de isolamento.....	184
10.9 Análise estrutural.....	185
10.9.1 Generalidades.....	185
10.9.2 Análise linear equivalente.....	185
10.9.3 Análise linear simplificada.....	186
10.9.4 Análise modal linear simplificada.....	188
10.9.5 Análise temporal.....	188
10.9.6 Elementos não estruturais.....	188
10.10 Verificações da segurança no estado limite último.....	188
<b>Anexo A (informativo) Espectro de resposta elástica de deslocamento.....</b>	<b>190</b>
<b>Anexo B (informativo) Determinação do deslocamento-alvo para a análise estática não linear</b> <b>(pushover).....</b>	<b>192</b>
B.1 Generalidades.....	192
B.2 Transformação num sistema equivalente de um só grau de liberdade.....	192
B.3 Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica.....	193
B.4 Determinação do período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade.....	193
B.5 Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade.....	193
B.6 Determinação do deslocamento-alvo para o sistema com vários graus de liberdade.....	195
<b>Anexo C (normativo) Projecto das lajes de vigas mistas aço-betão nos nós viga-coluna de</b> <b>pórticos simples.....</b>	<b>196</b>
C.1 Generalidades.....	196
C.2 Regras de prevenção da encurvadura prematura da secção de aço.....	196
C.3 Regras de prevenção do esmagamento prematuro do betão.....	196
C.3.1 Coluna exterior – flexão da coluna na direcção perpendicular à fachada; momento flector negativo aplicado à viga: $M < 0$ .....	196
C.3.2 Coluna exterior – flexão da coluna na direcção perpendicular à fachada; momento flector positivo aplicado à viga: $M > 0$ .....	198

**NP**  
**EN 1998-1**  
**2010**

p. 12 de 230

---

C.3.3 Coluna interior .....	202
<b>Anexo Nacional NA .....</b>	<b>205</b>
<b>Introdução .....</b>	<b>205</b>
<b>NA.1 – Objectivo e campo de aplicação.....</b>	<b>205</b>
<b>NA.2 – Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP) .....</b>	<b>205</b>
NA.2.1 – Generalidades.....	205
NA.2.2 – Princípios e Regras de Aplicação sem prescrições a nível nacional .....	205
NA.2.3 – Princípios e Regras de Aplicação com prescrições a nível nacional .....	206
<b>NA.3 – Utilização dos Anexos informativos .....</b>	<b>216</b>
<b>NA.4 – Informações complementares .....</b>	<b>216</b>
NA.4.1 – Objectivo.....	216
NA.4.2 – Informações específicas.....	216
<b>NA.5 – Correspondência entre as normas europeias referidas na presente Norma e as normas nacionais .....</b>	<b>221</b>
<b>Anexo NA.I – Lista de Concelhos com definição do zonamento sísmico .....</b>	<b>222</b>

## **Preâmbulo**

A presente Norma foi elaborada pelo Comité Técnico CEN/TC 250 "*Structural Eurocodes*", cujo secretariado é assegurado pela BSI. O CEN/TC 250 é responsável por todos os Eurocódigos Estruturais.

A esta Norma Europeia deve ser atribuído o estatuto de Norma Nacional, seja por publicação de um texto idêntico, seja por adopção, o mais tardar em Junho de 2005, e as normas nacionais divergentes devem ser anuladas o mais tardar em Março de 2010.

A presente Norma substitui as ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994 e ENV 1998-1-3:1995.

De acordo com o Regulamento Interno do CEN/CENELEC, a presente Norma Europeia deve ser implementada pelos organismos nacionais de normalização dos seguintes países: Alemanha, Áustria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslováquia, Eslovénia, Espanha, Estónia, Finlândia, França, Grécia, Hungria, Irlanda, Islândia, Itália, Letónia, Lituânia, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Baixos, Polónia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suécia e Suíça.

## **Antecedentes do programa dos Eurocódigos**

Em 1975, a Comissão da Comunidade Europeia optou por um programa de acção na área da construção, baseado no artigo 95º do Tratado. O objectivo do programa era a eliminação de entraves técnicos ao comércio e a harmonização das especificações técnicas.

No âmbito deste programa de acção, a Comissão tomou a iniciativa de elaborar um conjunto de regras técnicas harmonizadas para o projecto de obras de construção as quais, numa primeira fase, serviriam como alternativa para as regras nacionais em vigor nos Estados-Membros e que, posteriormente, as substituiriam.

Durante quinze anos, a Comissão, com a ajuda de uma Comissão Directiva com representantes dos Estados-Membros, orientou o desenvolvimento do programa dos Eurocódigos, que conduziu à primeira geração de regulamentos europeus na década de 80.

Em 1989, a Comissão e os Estados-Membros da UE e da EFTA decidiram, com base num acordo<sup>1)</sup> entre a Comissão e o CEN, transferir, através de uma série de mandatos, a preparação e a publicação dos Eurocódigos para o CEN, tendo em vista conferir-lhes no futuro a categoria de Norma Europeia (EN). Tal, liga, *de facto*, os Eurocódigos às disposições de todas as directivas do Conselho e/ou decisões da Comissão em matéria de normas europeias (por exemplo, a Directiva 89/106/CEE do Conselho relativa a produtos de construção – DPC – e as Directivas 93/37/CEE, 92/50/CEE e 89/440/CEE do Conselho relativas a obras públicas e serviços, assim como as Directivas da EFTA equivalentes destinadas à instituição do mercado interno).

O programa relativo aos Eurocódigos Estruturais inclui as seguintes normas, cada uma das quais é, geralmente, constituída por diversas Partes:

EN 1990 Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas

EN 1991 Eurocódigo 1: Acções em estruturas

EN 1992 Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão

EN 1993 Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço

EN 1994 Eurocódigo 4: Projecto de estruturas mistas aço-betão

---

<sup>1)</sup> Acordo entre a Comissão das Comunidades Europeias e o Comité Europeu de Normalização (CEN) relativo ao trabalho sobre os Eurocódigos para o projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil (BC/CEN/03/89).

- EN 1995 Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeira  
EN 1996 Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria  
EN 1997 Eurocódigo 7: Projecto geotécnico  
EN 1998 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos  
EN 1999 Eurocódigo 9: Projecto de estruturas de alumínio

Os Eurocódigos reconhecem a responsabilidade das autoridades regulamentadoras de cada Estado-Membro e salvaguardaram o seu direito de estabelecer os valores relacionados com questões de regulamentação da segurança, a nível nacional, nos casos em que estas continuem a variar de Estado para Estado.

### **Estatuto e campo de aplicação dos Eurocódigos**

Os Estados-Membros da UE e da EFTA reconhecem que os Eurocódigos servem de documentos de referência para os seguintes efeitos:

- como meio de comprovar a conformidade dos edifícios e de outras obras de engenharia civil com as exigências essenciais da Directiva 89/106/CEE do Conselho, particularmente a Exigência Essencial n.º 1 – Resistência mecânica e estabilidade – e a Exigência Essencial n.º 2 – Segurança contra incêndio;
- como base para a especificação de contratos de trabalhos de construção e de serviços de engenharia a eles associados;
- como base para a elaboração de especificações técnicas harmonizadas para os produtos de construção (EN e ETA).

Os Eurocódigos, dado que dizem respeito às obras de construção, têm uma relação directa com os documentos interpretativos<sup>2)</sup> referidos no artigo 12º da DPC, embora sejam de natureza diferente da das normas harmonizadas relativas aos produtos<sup>3)</sup>. Por conseguinte, os aspectos técnicos decorrentes dos Eurocódigos devem ser considerados de forma adequada pelos Comitês Técnicos do CEN e/ou pelos Grupos de Trabalho da EOTA envolvidos na elaboração das normas relativas aos produtos, tendo em vista a obtenção de uma compatibilidade total destas especificações técnicas com os Eurocódigos.

Os Eurocódigos fornecem regras comuns de cálculo estrutural para a aplicação corrente no projecto de estruturas e dos seus componentes, de natureza quer tradicional quer inovadora. Elementos construtivos ou condições de cálculo não usuais não são especificamente incluídos, devendo o projectista, nestes casos, assegurar o apoio especializado necessário.

---

<sup>2)</sup> De acordo com o n.º 3 do artigo 3º da DPC, as exigências essenciais (EE) traduzir-se-ão em documentos interpretativos que estabelecem as ligações necessárias entre as exigências essenciais e os mandatos para a elaboração de normas europeias (EN) harmonizadas e guias de aprovação técnica europeia (ETAG), e das próprias aprovações técnicas europeias (ETA).

<sup>3)</sup> De acordo com o artigo 12º da DPC, os documentos interpretativos devem:

- a) concretizar as exigências essenciais harmonizando a terminologia e as bases técnicas e indicando, sempre que necessário, classes ou níveis para cada exigência;
- b) indicar métodos de correlação entre essas classes ou níveis de exigências e as especificações técnicas, por exemplo, métodos de cálculo e de ensaio, regras técnicas de concepção de projectos, etc.;
- c) servir de referência para o estabelecimento de normas europeias harmonizadas e de guias de aprovação técnica europeia. Os Eurocódigos, de facto, desempenham um papel semelhante na área da EE 1 e de uma parte da EE 2.

### **Normas nacionais de implementação dos Eurocódigos**

As normas nacionais de implementação dos Eurocódigos incluirão o texto completo do Eurocódigo (incluindo anexos), conforme publicado pelo CEN, o qual poderá ser precedido de uma página de título e de um preâmbulo nacionais, e ser também seguido de um Anexo Nacional.

O Anexo Nacional só poderá conter informações sobre os parâmetros deixados em aberto no Eurocódigo para escolha nacional, designados por Parâmetros Determinados a nível Nacional, a utilizar no projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil no país em questão, nomeadamente:

- valores e/ou classes, nos casos em que são apresentadas alternativas no Eurocódigo;
- valores para serem utilizados nos casos em que apenas um símbolo é apresentado no Eurocódigo;
- dados específicos do país (geográficos, climáticos, etc.), por exemplo, mapa de zonamento da neve;
- o procedimento a utilizar nos casos em que sejam apresentados procedimentos alternativos no Eurocódigo.

Poderá ainda conter:

- decisões sobre a aplicação dos anexos informativos;
- informações complementares não contraditórias para auxílio do utilizador na aplicação do Eurocódigo.

### **Ligações entre os Eurocódigos e as especificações técnicas harmonizadas (EN e ETA) relativas aos produtos**

É necessária uma consistência entre as especificações técnicas harmonizadas relativas aos produtos de construção e as regras técnicas relativas às obras<sup>4)</sup>. Além disso, todas as informações que acompanham a marcação CE dos produtos de construção que fazem referência aos Eurocódigos devem indicar, claramente, quais os Parâmetros Determinados a nível Nacional que foram tidos em conta.

### **Informações adicionais específicas da EN 1998-1**

O campo de aplicação da EN 1998 está definido em 1.1.1 e o campo de aplicação desta Parte da EN 1998 está definido em 1.1.2. Partes adicionais da EN 1998 estão listadas em 1.1.3.

A presente Norma foi elaborada a partir da fusão das ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994 e ENV 1998-1-3:1995. Como referido em 1.1.1, é necessário ter em atenção o facto de, para o projecto de estruturas em regiões sísmicas, as disposições da EN 1998 terem de ser aplicadas adicionalmente às disposições aplicáveis das EN 1990 a EN 1997 e da EN 1999.

Uma questão fundamental na presente Norma é a definição da acção sísmica. Dada a grande diferença de perigosidade sísmica e das características sismogenéticas nos diversos Estados-Membros, a acção sísmica é definida na presente Norma em termos gerais. Esta definição permite a introdução de vários Parâmetros Determinados a nível Nacional que deverão ser confirmados ou modificados nos Anexos Nacionais.

Considera-se no entanto que, pela utilização de um modelo básico comum para a representação da acção sísmica, foi dado um importante passo na presente Norma com vista à harmonização dos Códigos.

A presente Norma contém, na secção relacionada com os edifícios de alvenaria, disposições específicas que simplificam o cálculo de “edifícios simples de alvenaria”.

---

<sup>4)</sup> Ver n.º 3 do artigo 3º e artigo 12º da DPC, e também 4.2, 4.3.1, 4.3.2 e 5.2 do Documento Interpretativo n.º 1.

### **Anexo Nacional da EN 1998-1**

A presente Norma estabelece procedimentos alternativos e valores, recomenda classes e inclui notas indicando onde poderão ter de ser feitas opções nacionais. Por este motivo, a Norma Nacional de implementação da EN 1998-1 deverá ter um Anexo Nacional que contenha todos os Parâmetros Determinados a nível Nacional para o projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil a serem construídos no país a que diz respeito.

A opção nacional é permitida na EN 1998-1:2004 em:

Secção	Assunto
1.1.2(7)	Anexos informativos A e B.
2.1(1)P	Período de retorno de referência $T_{NCR}$ da acção sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso (ou, de forma equivalente, probabilidade de excedência de referência em 50 anos, $P_{NCR}$ ).
2.1(1)P	Período de retorno de referência $T_{DLR}$ da acção sísmica para o requisito de limitação de danos (ou, de forma equivalente, probabilidade de excedência de referência em 10 anos, $P_{DLR}$ ).
3.1.1(4)	Condições para as quais poderá ser dispensada a realização de estudos de caracterização geotécnica, para além dos necessários ao projecto para as acções não sísmicas e em que se poderá utilizar uma classificação do terreno predefinida.
3.1.2(1)	Classificação do terreno que tem em conta a geologia profunda, incluindo os valores dos parâmetros $S$ , $T_B$ , $T_C$ e $T_D$ que definem os espectros horizontais e verticais de resposta elástica de acordo com 3.2.2.2 e 3.2.2.3.
3.2.1(1), (2), (3)	Mapas de zonamento sísmico e valores de referência da aceleração à superfície do terreno aí indicados.
3.2.1(4)	Parâmetro de controlo (identificação e valor) da fronteira de baixa sismicidade.
3.2.1(5)P	Parâmetro de controlo (identificação e valor) da fronteira de muito baixa sismicidade.
3.2.2.1(4), 3.2.2.2(2)P	Parâmetros $S$ , $T_B$ , $T_C$ , $T_D$ definidores da forma dos espectros de resposta elástica horizontal.
3.2.2.3(1)P	Parâmetros $a_{vg}$ , $T_B$ , $T_C$ , $T_D$ definidores da forma dos espectros de resposta elástica vertical.
3.2.2.5(4)P	Coefficiente $\beta$ correspondente ao limite inferior dos valores dos espectros de cálculo.
4.2.3.2(8)	Referência às definições do centro de rigidez e do raio de torção em edifícios com vários pisos que satisfazem ou não as condições a) e b) de 4.2.3.2(8).
4.2.4(2)P	Valores de $\varphi$ para os edifícios.
4.2.5(5)P	Coefficiente de importância $\chi$ para os edifícios.



Secção	Assunto
4.3.3.1(4)	Decisão sobre a possibilidade de aplicação dos métodos de análise não linear no projecto de edifícios sem isolamento da base. Referência a informações sobre as capacidades de deformação dos elementos e aos correspondentes coeficientes parciais associados ao estado limite último, para projecto com base em métodos de análise não linear.
4.3.3.1(8)	Valor de fronteira do coeficiente de importância, $\gamma$ , que condiciona a utilização da análise através de dois modelos planos.
4.4.2.5(2)	Coeficiente de sobrerresistência $\gamma_d$ para os diafragmas.
4.4.3.2(2)	Coeficiente de redução $\nu$ para os deslocamentos no estado limite de limitação de danos.
5.2.1(5)P	Limitações geográficas na utilização de classes de ductilidade para os edifícios de betão.
5.2.2.2(10)	Valor de $q_0$ para os edifícios de betão sujeitos a um Plano de Garantia da Qualidade especial.
5.2.4(3)	Coeficientes parciais dos materiais para os edifícios de betão na situação de projecto sísmica.
5.4.3.5.2(1)	Armadura mínima da alma de paredes de betão fracamente armado de grandes dimensões.
5.8.2(3)	Dimensões mínimas da secção transversal das vigas de fundação de betão.
5.8.2(4)	Espessura mínima e percentagem mínima de armaduras das lajes de fundação de betão.
5.8.2(5)	Percentagem mínima de armaduras das vigas de fundação de betão.
5.11.1.3.2(3)	Classe de ductilidade dos sistemas prefabricados de painéis de paredes.
5.11.1.4	Factor de redução $k_p$ dos coeficientes de comportamento dos sistemas prefabricados.
5.11.1.5(2)	Ação sísmica durante a montagem de estruturas prefabricadas.
5.11.3.4(7)e)	Armadura longitudinal mínima nas caldas de enchimento das juntas de paredes constituídas por painéis de grandes dimensões.
6.1.2(1)P	Limite superior de $q$ para o comportamento estrutural de baixa dissipação; limitações ao conceito de comportamento estrutural; limitações geográficas à utilização de classes de ductilidade para os edifícios de aço.
6.1.3(1)	Coeficientes parciais dos materiais para os edifícios de aço na situação de projecto sísmica.
6.2(3)	Coeficiente de sobrerresistência para o cálculo pela capacidade real dos edifícios de aço.
6.2(7)	Informação quanto à utilização da EN 1993-1-10:2005 na situação de projecto sísmica.
6.5.5(7)	Referência a regras complementares de projecto de ligações aceitáveis.
6.7.4(2)	Resistência residual pós-encurvadura das diagonais comprimidas nas estruturas de aço com contraventamentos em V.

Secção	Assunto
7.1.2(1)P	Limite superior de $q$ para o comportamento estrutural de baixa dissipação; limitações ao conceito de comportamento estrutural; limitações geográficas à utilização de classes de ductilidade para os edifícios mistos aço-betão.
7.1.3(1), (3)	Coeficientes parciais dos materiais para os edifícios mistos aço-betão na situação de projecto sísmica.
7.1.3(4)	Coeficiente de sobrerresistência para o cálculo pela capacidade real dos edifícios mistos aço-betão.
7.7.2(4)	Coeficiente de redução da rigidez da parte de betão na secção de uma coluna mista aço-betão.
8.3(1)P	Classes de ductilidade para os edifícios de madeira.
9.2.1(1)	Tipo de unidades para alvenaria com uma robustez suficiente.
9.2.2(1)	Resistência mínima das unidades para alvenaria.
9.2.3(1)	Resistência mínima da argamassa nos edifícios de alvenaria.
9.2.4(1)	Classes alternativas de juntas entre unidades para alvenaria.
9.3(2)	Condições de utilização da alvenaria simples satisfazendo unicamente o disposto na EN 1996.
9.3(2)	Espessura efectiva mínima das paredes de alvenaria simples satisfazendo unicamente o disposto na EN 1996.
9.3(3)	Valor máximo da aceleração à superfície do terreno para a utilização de alvenaria simples satisfazendo o disposto na EN 1998-1.
9.3(4), Quadro 9.1	Valores do coeficiente $q$ nos edifícios de alvenaria.
9.3(4), Quadro 9.1	Coeficientes $q$ para os edifícios com sistemas de alvenaria que conferem à estrutura uma ductilidade acrescida.
9.5.1(5)	Requisitos geométricos para as paredes de contraventamento de alvenaria.
9.6(3)	Coeficientes parciais dos materiais nos edifícios de alvenaria na situação de projecto sísmica.
9.7.2(1)	Número máximo de pisos e área mínima de paredes de contraventamento de “edifícios simples de alvenaria”.
9.7.2(2)b)	Valor mínimo da relação entre o comprimento do lado menor e o comprimento do lado maior em planta dos “edifícios simples de alvenaria”.
9.7.2(2)c)	Área máxima de reentrâncias, em planta, dos “edifícios simples de alvenaria”.
9.7.2(5)	Diferenças máximas da massa e da área das paredes entre pisos sucessivos de “edifícios simples de alvenaria”.
10.3(2)P	Factor de majoração dos deslocamentos sísmicos nos dispositivos de isolamento.

## **1 Generalidades**

### **1.1 Objectivo e campo de aplicação**

#### **1.1.1 Objectivo e campo de aplicação do Eurocódigo 8**

(1)P O Eurocódigo 8 aplica-se ao projecto e à construção de edifícios e de outras obras de engenharia civil em regiões sísmicas. Tem por finalidade assegurar, em caso de ocorrência de sismos, que:

- as vidas humanas são protegidas;
- os danos são limitados; e
- as estruturas importantes para a protecção civil se mantêm operacionais.

*NOTA: Dada a natureza aleatória dos sismos e a limitação dos recursos disponíveis para fazer face aos seus efeitos, a concretização destes objectivos só é parcialmente possível e apenas mensurável em termos probabilísticos. O nível de protecção que pode ser assegurada às diferentes categorias de edifícios, unicamente mensurável em termos probabilísticos, constitui um problema de optimização da distribuição de recursos e, por conseguinte, variável de país para país, dependendo da importância relativa do risco sísmico em relação a riscos de outra origem assim como dos recursos económicos globais.*

(2)P O Eurocódigo 8 não abrange as estruturas especiais, como por exemplo as centrais nucleares, as estruturas *offshore* e as grandes barragens.

(3)P O Eurocódigo 8 contém apenas as disposições que, para além do disposto nos outros Eurocódigos aplicáveis, têm de ser cumpridas no projecto de estruturas em zonas sísmicas. Neste aspecto, complementa os outros Eurocódigos.

(4) O Eurocódigo 8 está dividido em várias Partes distintas (ver 1.1.2 e 1.1.3).

#### **1.1.2 Objectivo e campo de aplicação da Parte 1 do Eurocódigo 8**

(1) A presente Norma aplica-se ao projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil em zonas sísmicas. Está dividida em 10 secções, algumas das quais especificamente dedicadas ao projecto de edifícios.

(2) A secção 2 da presente Norma contém os requisitos básicos de desempenho e os critérios de conformidade aplicáveis aos edifícios e às outras obras de engenharia civil em zonas sísmicas.

(3) A secção 3 da presente Norma apresenta as regras para a representação das acções sísmicas e para a sua combinação com outras acções. Certos tipos de estruturas, abordadas nas EN 1998-2 a EN 1998-6, requerem regras complementares que aí são indicadas.

(4) A secção 4 da presente Norma contém regras gerais de projecto aplicáveis especificamente aos edifícios.

(5) As secções 5 a 9 da presente Norma contêm regras específicas para diversos materiais e elementos estruturais, aplicáveis especificamente aos edifícios, como se segue:

- secção 5: regras específicas para edifícios de betão;
- secção 6: regras específicas para edifícios de aço;
- secção 7: regras específicas para edifícios mistos aço-betão;
- secção 8: regras específicas para edifícios de madeira;
- secção 9: regras específicas para edifícios de alvenaria.

(6) A secção 10 da presente Norma contém os requisitos fundamentais e outros aspectos relevantes de projecto e de segurança relacionados com o isolamento da base das estruturas e, especificamente, com o isolamento da base de edifícios.

**NOTA:** As regras específicas para o isolamento das pontes são apresentadas na EN 1998-2.

(7) O Anexo C contém elementos adicionais relacionados com o cálculo das armaduras das lajes de vigas mistas aço-betão nos nós viga-coluna de pórticos simples.

**NOTA:** O Anexo A informativo e o Anexo B informativo contêm elementos adicionais relacionados com o espectro de resposta elástico de deslocamento e com o deslocamento-alvo para a análise estática não linear (pushover analysis).

### **1.1.3 Outras Partes do Eurocódigo 8**

(1)P O Eurocódigo 8 inclui, para além da presente Norma, as seguintes Partes:

- a EN 1998-2 que contém disposições específicas relativas a pontes;
- a EN 1998-3 que contém disposições para a avaliação sísmica e para a reabilitação de edifícios existentes;
- a EN 1998-4 que contém disposições específicas relativas a silos, reservatórios e condutas;
- a EN 1998-5 que contém disposições específicas relativas a fundações, a estruturas de suporte e aos aspectos geotécnicos;
- a EN 1998-6 que contém disposições específicas relativas a torres, mastros e chaminés.

## **1.2 Referências normativas**

(1)P A presente Norma inclui, por referência, datada ou não, disposições relativas a outras normas. Estas referências normativas são citadas nos lugares apropriados do texto e as normas são listadas a seguir. Para referências datadas, as emendas ou revisões subsequentes de qualquer destas normas só se aplicam à presente Norma se nela incorporadas por emenda ou revisão. Para as referências não datadas, aplica-se a última edição da norma referida (incluindo as emendas).

### **1.2.1 Normas gerais de referência**

EN 1990 <sup>*)</sup>	<i>Eurocode – Basis of structural design</i>
EN 1992-1-1 <sup>*)</sup>	<i>Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings</i>
EN 1993-1-1 <sup>*)</sup>	<i>Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings</i>
EN 1994-1-1	<i>Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings</i>
EN 1995-1-1	<i>Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings</i>
EN 1996-1-1	<i>Eurocode 6 – Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures</i>
EN 1997-1 <sup>*)</sup>	<i>Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 1: General rules</i>

### **1.2.2 Códigos e Normas de referência**

(1)P A aplicação da EN 1998 deve ser feita com referência às EN 1990 a EN 1997 e à EN 1999.

---

<sup>\*)</sup> No Anexo Nacional NA são indicadas as normas portuguesas equivalentes (nota nacional).

(2) A EN 1998 inclui outras referências normativas citadas nos lugares apropriados do texto. Essas referências estão indicadas a seguir:

ISO 1000     *The international system of units (SI) and its application*

EN 1090-1   *Execution of steel structures – Part 1: General rules and rules for buildings*

EN 12512     *Timber structures – Test methods – Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners*

### **1.3 Pressupostos**

(1) Além dos pressupostos gerais indicados na EN 1990, pressupõe-se o seguinte:

(2)P Pressupõe-se que não haverá qualquer alteração da estrutura durante a fase de construção ou durante o seu período de vida, a não ser que seja correctamente justificada e verificada. Devido à natureza específica da resposta sísmica, tal aplica-se mesmo no caso de alterações que provoquem o aumento da resistência estrutural.

### **1.4 Distinção entre Princípios e Regras de Aplicação**

(1) Aplicam-se as regras indicadas na EN 1990:2002, 1.4.

### **1.5 Termos e definições**

#### **1.5.1 Termos comuns a todos os Eurocódigos**

(1) Utilizam-se os termos e as definições indicados na EN 1990:2002, 1.5.

#### **1.5.2 Outros termos utilizados na EN 1998-1**

(1) Os seguintes termos são utilizados na presente Norma com os seguintes significados:

##### **coeficiente de comportamento**

Coeficiente utilizado para efeitos de cálculo, que reduz as forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear de uma estrutura e que está associado ao material, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projecto.

##### **cálculo pela capacidade real (*capacity design*)**

Método de cálculo em que alguns elementos do sistema estrutural são escolhidos, devidamente projectados e pormenorizados para assegurar a dissipação de energia quando submetidos a grandes deformações, enquanto todos os outros elementos estruturais são dotados de resistência suficiente para que o sistema de dissipação de energia adoptado se mantenha.

##### **estrutura dissipativa**

Estrutura que tem capacidade de dissipação de energia por meio de comportamento dúctil hysterético e/ou por outros mecanismos.

##### **zonas dissipativas**

Partes predeterminadas de uma estrutura dissipativa onde se encontra principalmente localizada a capacidade dissipativa.

*NOTA 1: Também designadas por zonas críticas.*

##### **unidade dinamicamente independente**

Estrutura ou parte de uma estrutura directamente sujeita ao movimento do terreno e cuja resposta não é influenciada pela resposta de unidades ou estruturas adjacentes.

**coeficiente de importância**

Coefficiente que está relacionado com as consequências do colapso estrutural.

**estrutura não dissipativa**

Estrutura projectada para uma situação de projecto sísmica sem ter em conta o comportamento não linear do material.

**elemento não estrutural**

Elemento, sistema ou componente arquitectónico, mecânico ou eléctrico que, devido a falta de resistência ou ao seu modo de ligação à estrutura, não é considerado no projecto sísmico como um elemento resistente.

**elementos sísmicos primários**

Elementos considerados como fazendo parte do sistema estrutural resistente à acção sísmica, modelados na análise para a situação de projecto sísmica e totalmente projectados e pormenorizados para resistência aos sismos de acordo com as regras da EN 1998.

**elementos sísmicos secundários**

Elementos não considerados como fazendo parte do sistema resistente à acção sísmica e cuja resistência e rigidez às acções sísmicas são desprezadas.

*NOTA 2: Não é necessário que obedecem a todas as regras da EN 1998, mas são projectados e pormenorizados para manter a sua função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos provocados pela situação de projecto sísmica.*

## **1.6 Símbolos**

### **1.6.1 Generalidades**

(1) Utilizam-se os símbolos apresentados na EN 1990:2002, 1.6. Para os símbolos relativos aos materiais assim como para os símbolos não especificamente relacionados com os sismos, aplica-se o disposto nos Eurocódigos correspondentes.

(2) Para facilidade de leitura definem-se, nos locais onde aparecem, outros símbolos relacionados com as acções sísmicas. No entanto, os símbolos que são utilizados com mais frequência na presente Norma são enunciados e definidos em 1.6.2 e 1.6.3.

### **1.6.2 Outros símbolos utilizados nas secções 2 e 3 da EN 1998-1**

$A_{Ed}$  valor de cálculo da acção sísmica ( $= \gamma \cdot A_{Ek}$ )

$A_{Ek}$  valor característico da acção sísmica para o período de retorno de referência

$E_d$  valor de cálculo dos esforços

$N_{SPT}$  número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica

$P_{NCR}$  probabilidade de excedência de referência em 50 anos da acção sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso

$Q$  acção variável

$S_e(T)$  espectro de resposta elástica horizontal da aceleração à superfície do terreno, também designado por "espectro de resposta elástica". Para  $T = 0$  a aceleração espectral fornecida por este espectro é igual ao valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A multiplicado pelo coeficiente de solo  $S$

$S_{ve}(T)$  espectro de resposta elástica vertical da aceleração à superfície do terreno

$S_{De}(T)$  espectro de resposta elástica do deslocamento

$S_d(T)$  espectro de cálculo (para análise elástica)

---

$S$	coeficiente de solo
$T$	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
$T_s$	duração da parte estacionária do movimento sísmico
$T_{NCR}$	período de retorno de referência da acção sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
$a_{gR}$	valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
$a_g$	valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
$a_{vg}$	valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direcção vertical
$c_u$	resistência ao corte não drenada do solo
$d_g$	valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno
$g$	aceleração devida à gravidade
$q$	coeficiente de comportamento
$v_{s,30}$	valor médio da velocidade de propagação de ondas $S$ nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a $10^{-5}$
$\chi$	coeficiente de importância
$\eta$	coeficiente de correcção do amortecimento
$\xi$	amortecimento viscoso (em percentagem)
$\psi_{2,i}$	coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma acção variável $i$
$\psi_{E,i}$	coeficiente de combinação para uma acção variável $i$ , a utilizar no cálculo dos esforços sísmicos de cálculo

### 1.6.3 Outros símbolos utilizados na secção 4 da EN 1998-1

$E_E$	efeito da acção sísmica
$E_{Edx}, E_{Edy}$	valores de cálculo dos efeitos devidos às componentes horizontais ( $x$ e $y$ ) da acção sísmica
$E_{Edz}$	valor de cálculo dos efeitos devidos à componente vertical da acção sísmica
$F_i$	força sísmica horizontal no piso $i$
$F_a$	força sísmica horizontal actuando num elemento não estrutural (elemento acessório)
$F_b$	força de corte na base
$H$	altura do edifício desde a fundação ou desde o nível superior de uma cave rígida
$L_{max}, L_{min}$	maior e menor dimensão em planta do edifício medidas em direcções ortogonais
$R_d$	valor de cálculo da resistência
$S_a$	coeficiente sísmico para elementos não estruturais
$T_1$	período de vibração fundamental de um edifício
$T_a$	período de vibração fundamental de um elemento não estrutural (elemento acessório)
$W_a$	peso de um elemento não estrutural (elemento acessório)
$d$	deslocamento

$d_r$	valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
$e_a$	excentricidade accidental da massa de um piso em relação à sua localização nominal
$h$	altura entre pisos
$m_i$	massa do piso $i$
$n$	número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida
$q_a$	coeficiente de comportamento de um elemento não estrutural (elemento acessório)
$q_d$	coeficiente de comportamento do deslocamento
$s_i$	deslocamento da massa $m_i$ no modo de vibração fundamental de um edifício
$z_i$	altura da massa $m_i$ acima do nível de aplicação da acção sísmica
$\alpha$	razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno e a aceleração devida à gravidade
$\gamma_a$	coeficiente de importância de um elemento não estrutural (elemento acessório)
$\gamma_d$	coeficiente de sobre-resistência para os diafragmas
$\theta$	coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

#### **1.6.4 Outros símbolos utilizados na secção 5 da EN 1998-1**

$A_c$	área da secção de um elemento de betão
$A_{sh}$	área total das cintas horizontais numa ligação viga-pilar
$A_{si}$	área total dos varões de aço em cada direcção diagonal de uma viga de acoplamento
$A_{st}$	área de um ramo da armadura transversal
$A_{sv}$	área total da armadura vertical de alma de uma parede
$A_{sv,i}$	área total dos varões intermédios colocados entre os varões de canto nas faces do pilar
$A_w$	área total da secção transversal horizontal de uma parede
$\Sigma A_{si}$	soma das áreas de todos os varões inclinados nas duas direcções, numa parede com varões inclinados para a resistência ao corte por deslizamento
$\Sigma A_{sj}$	soma das áreas dos varões verticais da alma de uma parede ou dos varões adicionais nas extremidades da parede especificamente projectados para a resistência ao corte por deslizamento
$\Sigma M_{Rb}$	soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas a um nó na direcção considerada
$\Sigma M_{Rc}$	soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados a um nó na direcção considerada
$D_o$	diâmetro do núcleo confinado num pilar circular
$M_{i,d}$	momento no extremo de uma viga ou de um pilar para o cálculo do esforço transversal pela capacidade real
$M_{Rb,i}$	valor de cálculo do momento resistente de uma viga na extremidade $i$
$M_{Rc,i}$	valor de cálculo do momento resistente de um pilar na extremidade $i$
$N_{Ed}$	esforço normal resultante da análise para a situação de projecto sísmica



---

$T_1$	período fundamental do edifício na direcção horizontal considerada
$T_C$	período de transição no limite superior da zona de aceleração constante do espectro elástico
$V'_{Ed}$	esforço transverso numa parede resultante da análise para a situação de projecto sísmica
$V_{dd}$	resistência ao esforço transverso dos varões verticais de uma parede devido ao efeito de cavilha
$V_{Ed}$	valor de cálculo do esforço transverso numa parede
$V_{Ed,max}$	esforço transverso actuante máximo na secção de extremidade de uma viga resultante do cálculo pela capacidade real
$V_{Ed,min}$	esforço transverso actuante mínimo na secção de extremidade de uma viga resultante do cálculo pela capacidade real
$V_{fd}$	contribuição do atrito para a resistência ao corte por deslizamento de uma parede
$V_{id}$	contribuição dos varões inclinados para a resistência ao corte por deslizamento de uma parede
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transverso para os elementos sem armadura de esforço transverso de acordo com a EN 1992-1-1:2004
$V_{Rd,S}$	valor de cálculo da resistência ao corte por deslizamento
$b$	largura do banzo inferior de uma viga
$b_c$	dimensão da secção transversal de um pilar
$b_{eff}$	largura efectiva do banzo traccionado de uma viga à face de um pilar de apoio
$b_i$	distância entre varões consecutivos abraçados pelo canto de uma cinta ou por um gancho num pilar
$b_o$	largura do núcleo confinado num pilar ou no elemento de extremidade de uma parede (medida no eixo das cintas)
$b_w$	espessura das zonas confinadas de uma secção de parede ou largura da alma de uma viga
$b_{wo}$	espessura da alma de uma parede
$d$	altura útil de uma secção
$d_{bL}$	diâmetro de um varão longitudinal
$d_{bw}$	diâmetro de uma cinta
$f_{cd}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à tracção
$f_{yd}$	valor de cálculo da tensão de cedência do aço
$f_{yd,h}$	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras horizontais da alma
$f_{yd,v}$	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras verticais da alma
$f_{yld}$	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras longitudinais
$f_{ywd}$	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras transversais
$h$	altura de uma secção transversal
$h_c$	altura da secção transversal de um pilar na direcção considerada
$h_f$	altura do banzo

$h_{jc}$	distância entre as camadas extremas da armadura de um pilar numa ligação viga-pilar
$h_{jw}$	distância entre as armaduras superior e inferior de uma viga
$h_o$	altura do núcleo confinado num pilar (medida no eixo das cintas)
$h_s$	altura livre do piso
$h_w$	altura de uma parede ou altura da secção transversal de uma viga
$k_D$	coeficiente que reflecte a classe de ductilidade no cálculo da largura de pilar necessária à amarração das armaduras de viga num nó, igual a 1 para a DCH e a 2/3 para a DCM
$k_w$	coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
$l_{cl}$	comprimento livre de uma viga ou de um pilar
$l_{cr}$	comprimento da zona crítica
$l_i$	distância entre os eixos de dois conjuntos de varões inclinados na secção da base de paredes com varões inclinados para a resistência ao corte por deslizamento
$l_w$	comprimento da secção transversal de uma parede
$n$	número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos no perímetro da secção de um pilar
$q_o$	valor básico do coeficiente de comportamento
$s$	espaçamento das armaduras transversais
$x_u$	profundidade do eixo neutro
$z$	braço do binário das forças interiores
$\alpha$	coeficiente de eficácia do confinamento; ângulo entre os varões diagonais e o eixo de uma viga de acoplamento
$\alpha_o$	esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural
$\alpha_1$	factor multiplicativo da acção sísmica horizontal de cálculo, na formação da primeira rótula plástica no sistema
$\alpha_u$	factor multiplicativo da acção sísmica horizontal de cálculo, na formação do mecanismo plástico global
$\gamma_c$	coeficiente parcial relativo ao betão
$\gamma_{Rd}$	coeficiente de incerteza do modelo no valor de cálculo das resistências para o cálculo dos esforços pela capacidade real, tendo em conta várias fontes de sobrerresistência
$\gamma_s$	coeficiente parcial relativo ao aço
$\epsilon_{cu2}$	extensão última do betão não confinado
$\epsilon_{cu2,c}$	extensão última do betão confinado
$\epsilon_{su,k}$	valor característico da extensão última do aço em betão armado
$\epsilon_{sy,d}$	valor de cálculo da extensão de cedência do aço
$\eta$	coeficiente de redução da resistência do betão à compressão devido às extensões de tracção na direcção transversal

---

$\zeta$	relação, $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ , entre os esforços transversos actuantes mínimo e máximo na secção de extremidade de uma viga
$\mu_f$	coeficiente de atrito betão-betão sob as acções cíclicas
$\mu_\phi$	factor de ductilidade em curvatura
$\mu_\delta$	factor de ductilidade em deslocamento
$\nu$	esforço normal na situação de projecto sísmica, normalizado por $A_c f_{cd}$
$\xi$	profundidade relativa do eixo neutro
$\rho$	taxa de armadura traccionada
$\rho'$	taxa de armadura comprimida em vigas
$\sigma_{cm}$	valor médio da tensão normal no betão
$\rho_h$	taxa de armadura horizontal de alma numa parede
$\rho_l$	taxa total de armadura longitudinal
$\rho_{max}$	taxa máxima admissível de armadura traccionada na zona crítica de vigas sísmicas primárias
$\rho_v$	taxa de armadura vertical de alma numa parede
$\rho_w$	taxa de armadura de esforço transverso
$\omega_v$	taxa mecânica da armadura vertical de alma
$\omega_{wd}$	taxa mecânica volumétrica da armadura de confinamento

### **1.6.5 Outros símbolos utilizados na secção 6 da EN 1998-1**

$L$	vão de viga
$M_{Ed}$	valor de cálculo do momento flector resultante da análise na situação de projecto sísmica
$M_{pl,RdA}$	valor de cálculo do momento plástico resistente na extremidade A de um elemento
$M_{pl,RdB}$	valor de cálculo do momento plástico resistente na extremidade B de um elemento
$N_{Ed}$	valor de cálculo do esforço normal resultante da análise na situação de projecto sísmica
$N_{Ed,E}$	esforço normal resultante da análise devido unicamente à acção sísmica de cálculo
$N_{Ed,G}$	esforço normal devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação de projecto sísmica
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo da resistência plástica à tracção da secção transversal bruta de um elemento de acordo com a EN 1993-1-1:2005
$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	valor de cálculo da resistência normal de uma coluna ou de um elemento diagonal de acordo com a EN 1993-1-1:2005, tendo em conta a interacção com o momento flector $M_{Ed}$ e o esforço transverso $V_{Ed}$ na situação sísmica
$R_d$	resistência da ligação de acordo com a EN 1993-1-1:2005
$R_{fy}$	resistência plástica do elemento dissipativo ligado, com base no valor de cálculo da tensão de cedência do material como definido na EN 1993-1-1:2005
$V_{Ed}$	valor de cálculo do esforço transverso resultante da análise na situação de projecto sísmica

---

$V_{Ed,G}$	esforço transversal devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação de projecto sísmica
$V_{Ed,M}$	esforço transversal devido à aplicação dos momentos plásticos resistentes nas duas extremidades de uma viga
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente de um elemento de acordo com a EN 1993-1-1:2005
$V_{wp,Ed}$	valor de cálculo do esforço transversal num painel de alma devido aos esforços sísmicos de cálculo
$V_{wp,Rd}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente do painel de alma de acordo com a EN 1993-1-1:2005
$e$	comprimento do ligador sísmico
$f_y$	valor nominal da tensão de cedência do aço
$f_{y,max}$	limite superior da tensão de cedência do aço
$q$	coeficiente de comportamento
$t_w$	espessura da alma de um ligador sísmico
$t_f$	espessura do banzo de um ligador sísmico
$\Omega$	coeficiente multiplicador do esforço normal $N_{Ed,E}$ resultante da análise e devido à acção sísmica de cálculo, para o cálculo dos elementos não dissipativos em pórticos com contraventamento centrado ou excêntrico, respectivamente de acordo com 6.7.4 e 6.8.3
$\alpha$	relação entre o menor valor de cálculo do momento flector $M_{Ed,A}$ numa das extremidades de um ligador sísmico e o maior momento flector $M_{Ed,B}$ na extremidade em que se forma a rótula plástica, sendo os dois momentos considerados em valor absoluto
$\alpha_1$	coeficiente multiplicador da acção sísmica horizontal de cálculo, na formação da primeira rótula plástica no sistema
$\alpha_u$	coeficiente multiplicador da acção sísmica horizontal de cálculo, na formação do mecanismo plástico global
$\chi_M$	coeficiente parcial de uma propriedade do material
$\chi_{ov}$	coeficiente de sobrerresistência do material
$\delta$	flecha a meio vão da viga em relação à tangente ao eixo da viga na sua extremidade (ver a Figura 6.11)
$\chi_{pb}$	coeficiente multiplicador do valor de cálculo $N_{pl,Rd}$ da resistência plástica à tracção do elemento comprimido num contraventamento em V, para o cálculo do efeito da acção sísmica não equilibrada na viga à qual o elemento está ligado
$\chi_s$	coeficiente parcial relativo ao aço
$\theta_p$	capacidade de rotação da zona da rótula plástica
$\bar{\lambda}$	esbelteza normalizada dum elemento, definida na EN 1993-1-1:2005

#### **1.6.6 Outros símbolos utilizados na secção 7 da EN 1998-1**

$A_{pl}$	área horizontal da placa
$E_a$	módulo de elasticidade do aço
$E_{cm}$	valor médio do módulo de elasticidade do betão de acordo com a EN 1992-1-1:2004

---

$I_a$	momento de inércia da secção de aço de uma secção mista, em relação ao centro de gravidade da secção mista
$I_c$	momento de inércia da secção de betão de uma secção mista, em relação ao centro de gravidade da secção mista
$I_{eq}$	momento de inércia equivalente da secção mista
$I_s$	momento de inércia dos varões da armadura de uma secção mista, em relação ao centro de gravidade da secção mista
$M_{pl,Rd,c}$	valor de cálculo do momento plástico resistente de uma coluna, calculado como seu limite inferior e tendo em conta a componente de betão da secção e apenas as componentes de aço classificadas como dúcteis
$M_{U,Rd,b}$	limite superior da resistência plástica de uma viga, calculado tendo em conta a componente de betão da secção e todas as componentes de aço, incluindo as não classificadas como dúcteis
$V_{wp,Ed}$	valor de cálculo do esforço transversal no painel de alma, calculado com base na resistência plástica das zonas dissipativas adjacentes nas vigas ou nas ligações
$V_{wp,Rd}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente do painel de alma misto aço-betão de acordo com a EN 1994-1-1:2004
$b$	largura do banzo
$b_b$	largura de uma viga mista (ver a Figura 7.3a) ou largura de apoio do betão da laje na coluna (ver a Figura 7.7)
$b_e$	largura efectiva parcial do banzo de cada lado da alma de aço
$b_{eff}$	largura efectiva total do banzo de betão
$b_o$	largura (dimensão mínima) de um núcleo de betão confinado (medida no eixo das cintas)
$d_{bL}$	diâmetro dos varões da armadura longitudinal
$d_{bw}$	diâmetro das armaduras de confinamento
$f_{yd}$	valor de cálculo da tensão de cedência do aço
$f_{ydf}$	valor de cálculo da tensão de cedência do aço no banzo
$f_{ydw}$	valor de cálculo da resistência das armaduras de alma
$h_b$	altura da viga mista
$h_c$	altura da secção da coluna mista
$k_r$	coeficiente de eficácia da forma das nervuras de chapas perfiladas de aço
$k_t$	coeficiente de redução do valor de cálculo do esforço transversal resistente dos conectores de acordo com a EN 1994-1-1:2004
$l_{cl}$	comprimento livre da coluna
$l_{cr}$	comprimento da zona crítica
$n$	coeficiente de homogeneização aço-betão para acções de curta duração
$q$	coeficiente de comportamento
$r$	coeficiente de redução da rigidez do betão para o cálculo da rigidez de colunas mistas

$t_f$	espessura do banzo
$\chi$	coeficiente parcial relativo ao betão
$\chi_M$	coeficiente parcial de uma propriedade do material
$\chi_{ov}$	coeficiente de sobrerresistência do material
$\chi_s$	coeficiente parcial relativo ao aço
$\epsilon_a$	extensão total do aço no estado limite último
$\epsilon_{cu2}$	extensão de compressão última do betão não confinado
$\eta$	grau mínimo de conexão, definido em 6.6.1.2 da EN 1994-1-1:2004

#### **1.6.7 Outros símbolos utilizados na secção 8 da EN 1998-1**

$E_0$	módulo de elasticidade da madeira para acções instantâneas
$b$	largura da secção de madeira
$d$	diâmetro do ligador
$h$	altura das vigas de madeira
$k_{mod}$	factor de modificação da resistência da madeira para acções instantâneas, de acordo com a EN 1995-1-1:2004
$q$	coeficiente de comportamento
$\chi_M$	coeficiente parcial de uma propriedade do material

#### **1.6.8 Outros símbolos utilizados na secção 9 da EN 1998-1**

$a_{g,urm}$	valor máximo da aceleração de cálculo no local, para utilização de alvenaria simples conforme o disposto no Eurocódigo 8
$A_{min}$	área total mínima da secção transversal das paredes de alvenaria necessária em cada direcção horizontal para aplicação das regras referentes a “edifícios simples de alvenaria”
$f_{b,min}$	resistência à compressão de unidades para alvenaria na direcção perpendicular às juntas de assentamento
$f_{bh,min}$	resistência mínima à compressão de unidades para alvenaria na direcção paralela às juntas de assentamento no plano da parede
$f_{m,min}$	resistência mínima da argamassa
$h$	maior altura livre das aberturas adjacentes à parede
$h_{ef}$	altura efectiva da parede
$l$	comprimento da parede
$n$	número de pisos acima do terreno
$p_{A,min}$	soma mínima das áreas das secções transversais horizontais das paredes de contraventamento em cada direcção, em percentagem da área total de pavimento por piso
$p_{max}$	percentagem da área total de pavimentos acima do nível considerado
$q$	coeficiente de comportamento

---

$t_{ef}$	espessura efectiva da parede
$\Delta_{A,max}$	diferença máxima entre as áreas da secção transversal horizontal das paredes de contraventamento entre pisos contíguos de “edifícios simples de alvenaria”
$\Delta_{m,max}$	diferença máxima entre as massas de pisos contíguos de “edifícios simples de alvenaria”
$\gamma_m$	coeficientes parciais das propriedades da alvenaria
$\gamma_s$	coeficiente parcial das armaduras de aço
$\lambda_{min}$	relação entre o comprimento do lado menor e o comprimento do lado maior em planta

### 1.6.9 Outros símbolos utilizados na secção 10 da EN 1998-1

$K_{eff}$	rigidez efectiva do sistema de isolamento na direcção horizontal principal considerada, para um deslocamento igual ao deslocamento de cálculo $d_{dc}$
$K_v$	rigidez total do sistema de isolamento na direcção vertical
$K_{xi}$	rigidez efectiva de uma dada unidade $i$ na direcção $x$
$K_{yi}$	rigidez efectiva de uma dada unidade $i$ na direcção $y$
$T_{eff}$	período fundamental efectivo da superestrutura correspondente à translação horizontal, considerando a superestrutura como um corpo rígido
$T_f$	período fundamental da superestrutura considerada fixa na base
$T_v$	período fundamental da superestrutura na direcção vertical, considerando a superestrutura como um corpo rígido
$M$	massa da superestrutura
$M_s$	magnitude
$d_{dc}$	valor de cálculo do deslocamento do centro de rigidez efectivo na direcção considerada
$d_{db}$	valor de cálculo do deslocamento total de um isolador
$e_{tot,y}$	excentricidade total na direcção $y$
$f_j$	forças horizontais a cada nível $j$
$r_y$	raio de torção do sistema de isolamento
$(x_i, y_i)$	coordenadas do isolador $i$ em relação ao centro de rigidez efectivo
$\delta$	coeficiente de amplificação
$\xi_{eff}$	“amortecimento efectivo”

### 1.7 Unidades S.I.

(1)P As unidades S.I. devem ser utilizadas de acordo com a ISO 1000.

(2) Para o cálculo, recomendam-se as seguintes unidades:

– forças e cargas:	kN, kN/m, kN/m <sup>2</sup>
– massa volúmica:	kg/m <sup>3</sup> , t/m <sup>3</sup>
– massa:	kg, t
– peso volúmico:	kN/m <sup>3</sup>

- tensões e resistências:  $\text{N/mm}^2$  (=  $\text{MN/m}^2$  ou  $\text{MPa}$ ),  $\text{kN/m}^2$  (=  $\text{kPa}$ )
- momentos (de flexão, etc.):  $\text{kNm}$
- aceleração:  $\text{m/s}^2$ ,  $g$  (=  $9,81 \text{ m/s}^2$ )

## **2 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade**

### **2.1 Requisitos fundamentais**

(1)P As estruturas nas regiões sísmicas devem ser projectadas e construídas de forma a que sejam satisfeitos os seguintes requisitos, cada um com um grau adequado de fiabilidade:

- Requisito de não ocorrência de colapso

A estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir à acção sísmica de cálculo definida na secção 3 sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. A acção sísmica de cálculo é expressa a partir: a) da acção sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência,  $P_{\text{NCR}}$ , em 50 anos ou a um período de retorno de referência,  $T_{\text{NCR}}$ , e b) do coeficiente de importância  $\chi$  (ver a EN 1990:2002 e (2)P e (3)P da presente secção) para ter em conta a diferenciação da fiabilidade.

**NOTA 1:** Os valores a atribuir a  $P_{\text{NCR}}$  ou a  $T_{\text{NCR}}$  para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são  $P_{\text{NCR}} = 10\%$  e  $T_{\text{NCR}} = 475$  anos.

**NOTA 2:** O valor da probabilidade de excedência,  $P_R$ , em  $T_L$  anos de um nível específico da acção sísmica está relacionado com o período de retorno médio,  $T_R$ , deste nível da acção sísmica pela expressão  $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$ . Assim, para um dado  $T_L$ , a acção sísmica poderá ser especificada de forma equivalente através quer do seu período de retorno médio,  $T_R$ , quer da sua probabilidade de excedência,  $P_R$ , em  $T_L$  anos.

- Requisito de limitação de danos

A estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir a uma acção sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da acção sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com os da própria estrutura. A acção sísmica a considerar no “requisito de limitação de danos” tem uma probabilidade de excedência,  $P_{\text{DLR}}$ , em 10 anos e um período de retorno,  $T_{\text{DLR}}$ . Na ausência de informações mais precisas, o coeficiente de redução aplicado à acção sísmica de cálculo de acordo com 4.4.3.2(2) poderá utilizar-se para obter a acção sísmica para verificação do requisito de limitação de danos.

**NOTA 3:** Os valores a atribuir a  $P_{\text{DLR}}$  ou a  $T_{\text{DLR}}$  para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são  $P_{\text{DLR}} = 10\%$  e  $T_{\text{DLR}} = 95$  anos.

(2)P As fiabilidades visadas pelo requisito de não ocorrência de colapso e pelo requisito de limitação de danos são estabelecidas pelas autoridades nacionais para os diferentes tipos de edifícios ou de obras de engenharia civil, em função das consequências do colapso.

(3)P A diferenciação da fiabilidade obtém-se classificando as estruturas em diferentes classes de importância. A cada classe é atribuído um coeficiente de importância  $\chi$ . Sempre que seja viável, este coeficiente deverá ser determinado de forma a que corresponda a um valor mais elevado ou mais baixo do período de retorno do sismo (relativamente ao período de retorno de referência) considerado apropriado ao projecto das estruturas daquela categoria específica (ver 3.2.1(3)).

(4) Os diferentes níveis de fiabilidade obtêm-se multiplicando a acção sísmica de referência ou, quando se utiliza a análise linear, os correspondentes esforços por este coeficiente de importância. Indicações pormenorizadas sobre as classes e os correspondentes coeficientes de importância são apresentadas nas Partes relevantes da EN 1998.



**NOTA:** Na maioria dos locais, poderá considerar-se que a taxa anual de excedência,  $H(a_{gR})$ , do valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno  $a_{gR}$  varia com  $a_{gR}$  de acordo com:  $H(a_{gR}) \sim k_0 a_{gR}^{-k}$ , expressão na qual o valor do expoente  $k$  depende da sismicidade, mas é em geral da ordem de 3. Deste modo, se a acção sísmica for definida em termos do valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno  $a_{gR}$ , o valor do coeficiente de importância  $\chi$  que multiplica a acção sísmica de referência de forma a obter uma probabilidade de excedência em  $T_L$  anos igual à obtida em  $T_{LR}$  anos, para os quais é definida a acção sísmica de referência, poderá ser calculado como  $\chi \sim (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$ . Em alternativa, o valor do coeficiente de importância  $\chi$  que é necessário multiplicar a acção sísmica de referência para se obter uma acção sísmica com uma probabilidade de excedência  $P_L$  em  $T_L$  anos, diferente da probabilidade de excedência de referência  $P_{LR}$ , durante os mesmos  $T_L$  anos, poderá ser calculado como  $\chi \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$ .

## 2.2 Critérios de conformidade

### 2.2.1 Generalidades

(1)P Para satisfazer os requisitos fundamentais estabelecidos em 2.1, os seguintes estados limites devem ser verificados (ver 2.2.2 e 2.2.3):

- estados limites últimos;
- estados de limitação de danos.

Os estados limites últimos são os associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que possam pôr em perigo a segurança das pessoas.

Os estados de limitação de danos são os associados a danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos.

(2)P Para limitar as incertezas e favorecer o bom comportamento das estruturas sujeitas a acções sísmicas mais severas do que a acção sísmica de cálculo devem ser também tomadas determinadas medidas específicas (ver 2.2.4).

(3) Para categorias de estruturas bem definidas localizadas em zonas de baixa sismicidade (ver 3.2.1(4)), os requisitos fundamentais poderão ser satisfeitos pela aplicação de regras mais simples do que as indicadas nas Partes relevantes da EN 1998.

(4) No caso de sismicidade muito baixa, não é necessário cumprir o disposto na EN 1998 (ver 3.2.1(5) e as respectivas notas sobre a definição dos casos de sismicidade muito baixa).

(5) Regras específicas para “edifícios simples de alvenaria” são apresentadas na secção 9. Quando essas regras são cumpridas, considera-se que esses “edifícios simples de alvenaria” satisfazem os requisitos fundamentais da presente Norma, sem recurso a verificações analíticas da segurança.

### 2.2.2 Estado limite último

(1)P Deve verificar-se que o sistema estrutural tem a resistência e a capacidade de dissipação de energia especificadas nas Partes relevantes da EN 1998.

(2) A resistência e a capacidade de dissipação de energia a conferir à estrutura dependem da extensão em que se recorre ao seu comportamento não linear. Na prática, o equilíbrio entre a resistência e a capacidade de dissipação de energia é caracterizado pelos valores do coeficiente de comportamento  $q$  e pelas classes de ductilidade a eles associadas, indicados nas várias Partes da EN 1998. No caso limite do cálculo de estruturas classificadas como de baixa dissipação, não se considera a dissipação de energia histerética e o coeficiente de comportamento não poderá, em geral, ser superior a 1,5, valor que se considera ter em conta as sobrerresistências. Para os edifícios de aço ou para os edifícios mistos aço-betão, poderá considerar-se que este valor limite do coeficiente  $q$  se situa entre 1,5 e 2 (ver a Nota 1 do Quadro 6.1 ou a Nota 1 do Quadro 7.1, respectivamente). Para as estruturas dissipativas, considera-se que o coeficiente de comportamento é

superior a esses valores limites, tendo em conta a dissipação histerética de energia que ocorre principalmente em zonas especificamente projectadas para o efeito, designadas por zonas dissipativas ou zonas críticas.

*NOTA: O valor do coeficiente de comportamento  $q$  deverá ser limitado pelo estado limite de estabilidade dinâmica da estrutura e pelo dano em dispositivos estruturais (especialmente as ligações) devido à fadiga oligocíclica ("low cycle fatigue"). Na determinação dos valores do coeficiente  $q$  deverá aplicar-se a condição limite mais desfavorável. Considera-se que os valores do coeficiente  $q$  apresentados nas várias Partes da EN 1998 cumprem este requisito.*

(3)P Deve verificar-se que a estrutura, como um todo, se mantém estável sob a acção sísmica de cálculo, quer em relação ao derrubamento quer ao deslizamento. Nas Partes aplicáveis da EN 1998 são apresentadas regras específicas relativas à verificação do derrubamento das estruturas.

(4)P Deve verificar-se que tanto os elementos de fundação como o terreno de fundação são capazes de resistir aos esforços resultantes da resposta da superestrutura, sem a ocorrência de deformações permanentes substanciais. Na determinação das reacções, deve ter-se em conta a resistência real do elemento estrutural que transmite as acções.

(5)P Na análise, deve ter-se em conta a eventual influência dos efeitos de segunda ordem nos valores dos esforços.

(6)P Deve verificar-se que, sob a acção sísmica de cálculo, o comportamento dos elementos não estruturais não apresenta riscos para as pessoas nem tem um efeito desfavorável na resposta dos elementos estruturais. Para os edifícios, são apresentadas regras específicas em 4.3.5 e 4.3.6.

### **2.2.3 Estado de limitação de danos**

(1)P Deve ser assegurado um grau adequado de fiabilidade em relação a danos inaceitáveis, respeitando os limites de deformação ou outros limites aplicáveis definidos nas Partes aplicáveis da EN 1998.

(2)P No caso de estruturas importantes para a protecção civil, deve verificar-se que o sistema estrutural possui uma resistência e uma rigidez suficientes para manter em funcionamento os serviços vitais nelas instalados no caso da ocorrência de um evento sísmico associado a um período de retorno adequado.

### **2.2.4 Disposições específicas**

#### **2.2.4.1 Projecto**

(1) Tanto quanto possível, as estruturas deverão ter formas simples e regulares tanto em planta como em altura (ver 4.2.3), se necessário dividindo a estrutura, por meio de juntas, em unidades dinamicamente independentes.

(2)P De modo a assegurar um comportamento global dissipativo e dúctil, devem ser evitadas roturas frágeis ou a formação prematura de mecanismos instáveis. Para este efeito, quando especificado nas Partes aplicáveis da EN 1998, deve recorrer-se ao método de cálculo pela capacidade real, utilizado para estabelecer a hierarquia da resistência dos vários componentes estruturais e dos modos de colapso, o que é necessário para garantir um mecanismo plástico apropriado e para evitar modos de rotura frágil.

(3)P Uma vez que o desempenho sísmico de uma estrutura depende fortemente do comportamento das suas zonas ou elementos críticos, as disposições construtivas da estrutura no seu conjunto e dessas zonas ou elementos em particular devem ser tais que em condições de resposta cíclica seja mantida a capacidade de transmissão dos esforços e de dissipação de energia. Para este efeito, a pormenorização das ligações entre elementos estruturais e das zonas onde seja previsível um comportamento não linear deverá ser objecto de especial atenção no projecto.

(4)P A análise deve basear-se num modelo estrutural adequado, o qual, se necessário, deve ter em conta a influência da deformabilidade do terreno e dos elementos não estruturais assim como outros aspectos, tais como a presença de estruturas contíguas.

#### **2.2.4.2 Fundações**

(1)P A rigidez das fundações deve ser adequada à transmissão ao terreno, do modo mais uniforme possível, das acções devidas à superestrutura.

(2) Com excepção das pontes, em geral só se deverá utilizar um único tipo de fundação numa mesma estrutura, a não ser que esta seja constituída por unidades dinamicamente independentes.

#### **2.2.4.3 Plano de garantia da qualidade**

(1)P Os documentos do projecto devem indicar as dimensões, as disposições construtivas e as características dos materiais dos elementos estruturais. Os documentos do projecto devem também incluir as características dos dispositivos especiais a adoptar, caso existam, e as distâncias entre os elementos estruturais e não estruturais. Devem indicar também as disposições necessárias relativas ao controlo da qualidade.

(2)P Nos desenhos do projecto devem ser identificados os elementos de particular importância estrutural, que exijam verificações especiais durante a construção. Neste caso, os métodos de verificação a utilizar devem também ser especificados.

(3) Em regiões de elevada perigosidade sísmica e para estruturas de especial importância, deverão ser utilizados planos formais de garantia da qualidade, abrangendo o projecto, a construção e a utilização, em complemento aos métodos de controlo prescritos nos outros Eurocódigos aplicáveis.

### **3 Condições do terreno e acção sísmica**

#### **3.1 Condições do terreno**

##### **3.1.1 Generalidades**

(1)P Devem ser realizados estudos de caracterização geotécnica necessários à classificação do terreno de acordo com os tipos indicados em 3.1.2.

(2) Na secção 4.2 da EN 1998-5:2004 são apresentadas mais indicações quanto aos estudos de caracterização geotécnica e à classificação do terreno.

(3) O local da obra e a natureza do terreno de fundação não deverão normalmente apresentar riscos de rotura do terreno, de instabilização de taludes e de assentamentos permanentes provocados por liquefacção ou aumento da compacidade do solo no caso de ocorrência de um sismo. A possibilidade de ocorrência destes fenómenos deve ser investigada de acordo com a EN 1998-5:2004, secção 4.

(4) Em função da classe de importância da estrutura e das condições particulares do projecto, deverão realizar-se estudos de caracterização geotécnica para determinar a acção sísmica.

*NOTA:* As condições para as quais poderá ser dispensada a realização de estudos de caracterização geotécnica, para além das necessárias ao projecto para as acções não sísmicas e em que se poderá utilizar uma classificação do terreno predefinida, poderão ser especificadas no Anexo Nacional.

##### **3.1.2 Identificação dos tipos de terreno**

(1) Os terrenos dos tipos A, B, C, D e E, descritos por perfis estratigráficos e pelos parâmetros apresentados no Quadro 3.1 e descritos a seguir, poderão ser utilizados para ter em conta a influência das condições locais do terreno na acção sísmica. Nesta influência poderá também ser tomada em conta a influência da geologia profunda na acção sísmica.

*NOTA:* O esquema de classificação dos terrenos que tem em conta a geologia profunda a utilizar num país poderá ser especificado no Anexo Nacional, incluindo os valores dos parâmetros  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  que definem os espectros horizontais e verticais de resposta elástica de acordo com 3.2.2.2 e 3.2.2.3.

Quadro 3.1 – Tipos de terreno

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

(2) O terreno deverá ser classificado de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte,  $v_{s,30}$ , se disponível. Caso contrário, deverá utilizar-se o valor de  $N_{SPT}$ .

(3) A velocidade média das ondas de corte  $v_{s,30}$  deverá ser calculada de acordo com a seguinte expressão:

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

em que  $h_i$  e  $v_i$  representam a espessura (em metros) e a velocidade das ondas de corte (para distorção igual ou inferior a  $10^{-5}$ ) da  $i$ -ésima formação ou camada, num total de  $N$  existente nos 30 m superiores.

(4)P Para os locais cujas condições do terreno correspondem a um dos dois tipos de terreno especiais  $S_1$  ou  $S_2$ , são necessários estudos especiais para a definição da acção sísmica. Para estes tipos, e em particular para o tipo  $S_2$ , deve considerar-se a possibilidade de rotura do terreno sob a acção sísmica.

**NOTA:** Deverá prestar-se especial atenção se o depósito for do tipo  $S_1$ . Neste tipo de terrenos os solos têm, em geral, valores muito baixos de  $v_s$ , um baixo amortecimento interno e um domínio de comportamento linear anormalmente extenso, podendo, portanto, produzir efeitos anómalos de amplificação do movimento sísmico local e de interacção entre o terreno e a estrutura (ver a EN 1998-5:2004, secção 6). Neste caso, deverá realizar-se um estudo especial para a definição da acção sísmica, de forma a estabelecer a dependência do espectro de resposta em relação à espessura e ao valor de  $v_s$  do estrato de argilas ou siltes moles, assim como em relação à diferença de rigidez entre esse estrato e os materiais subjacentes.

## 3.2 Acção sísmica

### 3.2.1 Zonas sísmicas

(1)P Para os fins da EN 1998, os territórios nacionais devem ser divididos pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas, dependendo da sismicidade do local. Por definição, admite-se que a sismicidade em cada zona é constante.

(2) Para a maioria das aplicações da EN 1998, a sismicidade é descrita por um único parâmetro, isto é, o valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A,  $a_{gR}$ . Nas Partes aplicáveis da EN 1998 indicam-se outros parâmetros adicionais necessários para tipos específicos de estruturas.

**NOTA:** O valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A,  $a_{gR}$ , a utilizar num determinado país ou em partes desse país, poderá ser obtido nos mapas de zonamento apresentados no Anexo Nacional.

(3) O valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, escolhido pelas autoridades nacionais para cada zona sísmica, corresponde ao período de retorno de referência  $T_{NCR}$  da acção sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso (ou, de forma equivalente, a probabilidade de excedência de referência em 50 anos,  $P_{NCR}$ ) escolhido pelas autoridades nacionais (ver 2.1(1)P). A este período de retorno de referência é associado um coeficiente de importância  $\gamma$  igual a 1,0. Para períodos de retorno que não sejam o de referência (ver classes de importância em 2.1(3)P e (4)), o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A,  $a_g$ , é igual a  $a_{gR}$  multiplicado pelo coeficiente de importância  $\gamma$  ( $a_g = \gamma \cdot a_{gR}$ ). (Ver a Nota de 2.1(4)).

(4) Nos casos de baixa sismicidade, poderão utilizar-se métodos expeditos ou simplificados de cálculo sísmico para certos tipos ou categorias de estruturas.

**NOTA:** As categorias de estrutura, dos tipos de terreno e das zonas sísmicas num país para as quais se aplicam as disposições de baixa sismicidade poderão encontrar-se no Anexo Nacional. Recomenda-se que sejam considerados como de baixa sismicidade os casos em que o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A,  $a_g$ , não é superior a 0,08 g (0,78 m/s<sup>2</sup>), ou aqueles em que o produto  $a_g \cdot S$  não é superior a 0,1 g (0,98 m/s<sup>2</sup>). A opção de utilizar o valor de  $a_g$  ou o valor do produto  $a_g \cdot S$ , para definir num país a fronteira dos casos de baixa sismicidade, poderá encontrar-se no Anexo Nacional.

(5)P Em casos de muito baixa sismicidade, não é necessário respeitar as disposições da EN 1998.

**NOTA:** As categorias de estrutura, dos tipos de terreno e das zonas sísmicas num determinado país para as quais não se aplicam as disposições da EN 1998 (casos de muito baixa sismicidade) poderão ser indicadas no Anexo Nacional. Recomenda-se que sejam considerados como de muito baixa sismicidade os casos em que o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A,  $a_g$ , não é superior a 0,04 g (0,39 m/s<sup>2</sup>), ou aqueles em que o produto  $a_g \cdot S$  não é superior a 0,05 g (0,49 m/s<sup>2</sup>). A opção de utilizar o valor de  $a_g$  ou o valor do produto  $a_g \cdot S$ , para definir num país a fronteira dos casos de muito baixa sismicidade, pode encontrar-se no Anexo Nacional.

### 3.2.2 Representação básica da acção sísmica

#### 3.2.2.1 Generalidades

(1)P No âmbito da EN 1998, o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, de agora em diante designado por “espectro de resposta elástica”.

(2) A forma do espectro de resposta elástica é considerada igual para os dois níveis de acção sísmica descritos em 2.1(1)P e 2.2.1(1)P para o requisito de não ocorrência de colapso (estado limite último – acção sísmica de cálculo) e para o requisito de limitação de danos.

(3)P A acção sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais consideradas independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta.

(4) Para as três componentes da acção sísmica, poderão adoptar-se uma ou mais formas de espectro de resposta, em função das fontes sísmicas e das suas magnitudes.

**NOTA 1:** A escolha da forma do espectro de resposta elástica a utilizar num determinado país ou em parte desse país poderá ser indicada no Anexo Nacional.

**NOTA 2:** Na escolha da forma adequada do espectro, deverá ter-se mais em atenção a magnitude dos sismos que mais contribuem para a perigosidade sísmica obtida na avaliação probabilística da perigosidade do que os limites superiores conservativos (por exemplo, o sismo máximo credível) definidos para esse efeito.

(5) Quando os sismos que afectam um local têm fontes muito diferentes, deverá considerar-se a possibilidade de utilização de mais do que uma forma de espectro para a representação adequada da acção sísmica de cálculo. Nessas circunstâncias, serão, geralmente, necessários valores diferentes de  $a_g$  para cada tipo de espectro e de sismo.

(6) Para estruturas importantes ( $\gamma > 1,0$ ), deverão considerar-se os efeitos de amplificação topográfica.

**NOTA:** O Anexo A informativo da EN 1998-5:2004 contém informações sobre os efeitos de amplificação topográfica.

(7) Poderão utilizar-se representações no domínio do tempo do movimento sísmico (ver 3.2.3).

(8) Para certos tipos de estruturas (ver a EN 1998-2, a EN 1998-4 e a EN 1998-6) poderá ser necessário ter em conta a variação do movimento na base tanto no espaço como no tempo.

#### 3.2.2.2 Espectro de resposta elástica horizontal

(1)P Para as componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de resposta elástica  $S_e(T)$  é definido pelas seguintes expressões (ver a Figura 3.1):

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

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

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

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

em que:

$S_e(T)$  espectro de resposta elástica;

$T$  período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$a_g$  valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ( $a_g = \eta \cdot a_{gR}$ );

$T_B$  limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  coeficiente de solo;

$\eta$  coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5 % de amortecimento viscoso, ver (3) da presente secção.

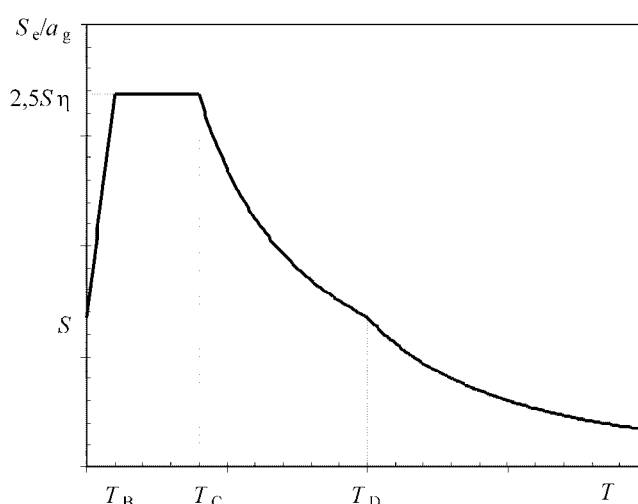


Figura 3.1 – Forma do espectro de resposta elástica

(2)P Os valores dos períodos  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  e do coeficiente de solo  $S$  que descrevem a forma do espectro de resposta elástica dependem do tipo de terreno.

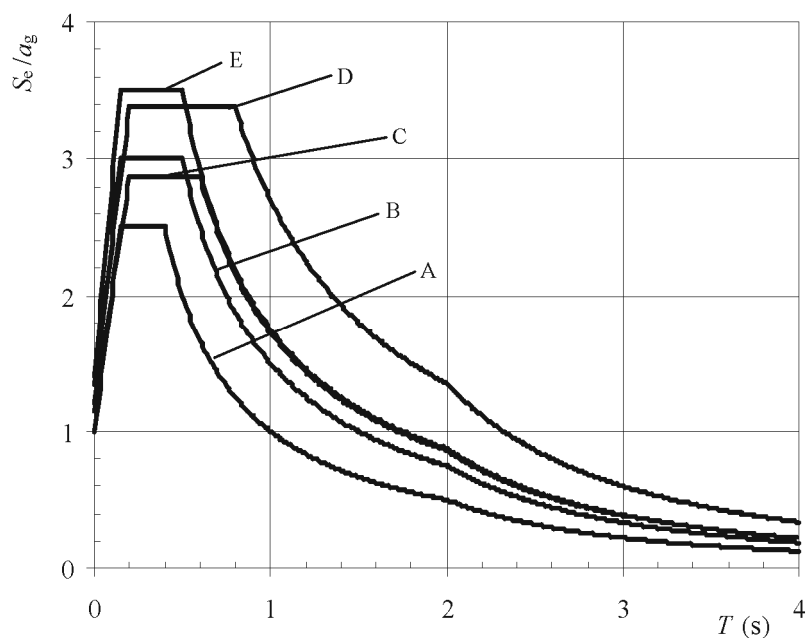
**NOTA 1:** Os valores a atribuir a  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e  $S$  para cada tipo de terreno e o tipo (forma) de espectro a utilizar num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Se não for considerada a geologia profunda (ver 3.1.2(1)), recomenda-se a utilização de dois tipos de espectros: tipo 1 e tipo 2. Se os sismos que mais contribuem para a perigosidade definida para o local no âmbito da avaliação probabilística da perigosidade sísmica tiverem uma magnitude das ondas de superfície,  $M_s$ , não superior a 5,5, recomenda-se a adopção do espectro do tipo 2. Para os cinco tipos de terreno A, B, C, D e E, os valores recomendados dos parâmetros  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  são apresentados no Quadro 3.2 para o espectro de tipo 1 e no Quadro 3.3 para o espectro de tipo 2. A Figura 3.2 e a Figura 3.3 mostram, respectivamente, a forma dos espectros recomendados de tipo 1 e de tipo 2, normalizadas por  $a_g$ , para 5 % de amortecimento. No caso de a geologia profunda ser considerada, poderão ser definidos espectros diferentes no Anexo Nacional.

*Quadro 3.2 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 1*

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T<sub>B</sub> (s)</i>	<i>T<sub>C</sub> (s)</i>	<i>T<sub>D</sub> (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,15</i>	<i>0,4</i>	<i>2,0</i>
<i>B</i>	<i>1,2</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>
<i>C</i>	<i>1,15</i>	<i>0,20</i>	<i>0,6</i>	<i>2,0</i>
<i>D</i>	<i>1,35</i>	<i>0,20</i>	<i>0,8</i>	<i>2,0</i>
<i>E</i>	<i>1,4</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>

*Quadro 3.3 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2*

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T<sub>B</sub> (s)</i>	<i>T<sub>C</sub> (s)</i>	<i>T<sub>D</sub> (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>B</i>	<i>1,35</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>C</i>	<i>1,5</i>	<i>0,10</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>D</i>	<i>1,8</i>	<i>0,10</i>	<i>0,30</i>	<i>1,2</i>
<i>E</i>	<i>1,6</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>



*Figura 3.2 – Espectros de resposta elástica de tipo 1 recomendados para terrenos dos tipos A a E (5 % de amortecimento)*



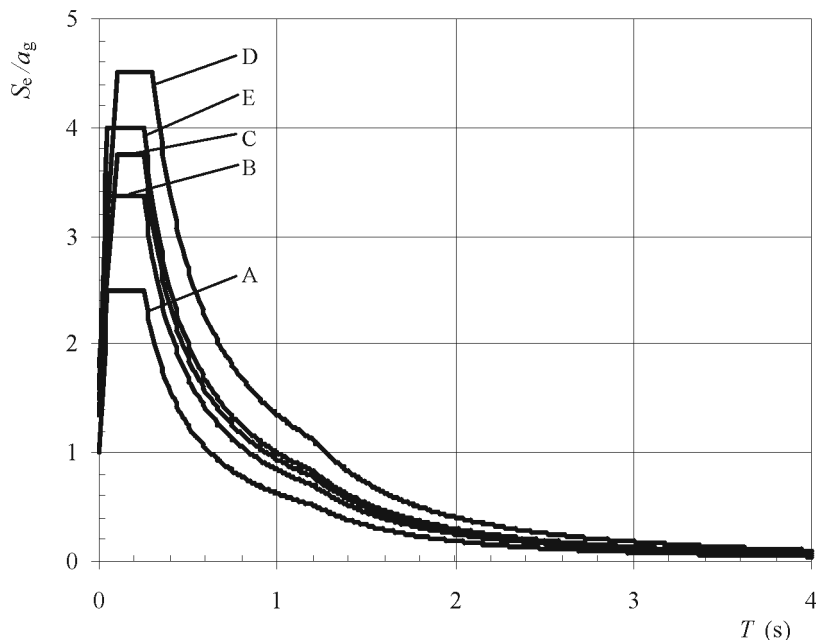


Figura 3.3 – Espectros de resposta elástica de tipo 2 recomendados para terrenos dos tipos A a E (5 % de amortecimento)

**NOTA 2:** Para os terrenos dos tipos  $S_1$  e  $S_2$ , os valores correspondentes de  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  deverão ser obtidos por estudos especiais.

(3) O valor do coeficiente de correcção do amortecimento  $\eta$  poderá ser determinado pela expressão:

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

em que  $\xi$  é o amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

(4) Se, em casos especiais, for necessário utilizar um amortecimento viscoso diferente de 5 %, esse valor será indicado na Parte aplicável da EN 1998.

(5)P O espectro de resposta elástica de deslocamento,  $S_{De}(T)$ , deve ser obtido por transformação directa do espectro de resposta elástica de aceleração,  $S_e(T)$ , utilizando a seguinte expressão:

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

(6) A expressão (3.7) deverá ser aplicada normalmente para períodos de vibração não superiores a 4,0 s. Para as estruturas com períodos de vibração superiores a 4,0 s, é possível uma definição mais completa do espectro de resposta elástica de deslocamento.

**NOTA:** Para o espectro de resposta elástica de tipo 1 referido na Nota 1 de 3.2.2.2(2)P, essa definição é apresentada no Anexo A informativo em termos do espectro de resposta de deslocamento. Para períodos superiores a 4,0 s, o espectro de resposta elástica de aceleração poderá ser determinado a partir do espectro de resposta elástica de deslocamento invertendo a expressão (3.7).

### 3.2.2.3 Espectro de resposta elástica vertical

(1) A componente vertical da acção sísmica deve ser representada por um espectro de resposta elástica,  $S_{ve}(T)$ , determinado utilizando as expressões (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:** Os valores a atribuir a  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e  $a_{vg}$  para cada tipo (forma) de espectro vertical a utilizar num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Recomenda-se a utilização de dois tipos de espectros verticais: tipo 1 e tipo 2. Tal como para os espectros definindo as componentes horizontais da acção sísmica, se os sismos que mais contribuem para a perigosidade definida para o local no âmbito da avaliação probabilística da perigosidade sísmica tiverem uma magnitude das ondas de superfície,  $M_s$ , não superior a 5,5, recomenda-se a adopção do espectro de tipo 2. Para os cinco tipos de terreno A, B, C, D e E, os valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros verticais são apresentados no Quadro 3.4. Estes valores recomendados não se aplicam aos tipos de terreno especiais  $S_1$  e  $S_2$ .

Quadro 3.4 – Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica verticais

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 do deslocamento à superfície do terreno

(1) Salvo indicação em contrário decorrente de estudos especiais baseados na informação disponível, o valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno  $d_g$ , correspondente ao valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno, poderá ser estimado pela seguinte expressão:

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

com  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$  e  $T_D$  definidos em 3.2.2.2.

### 3.2.2.5 Espectro de cálculo para a análise elástica

(1) A capacidade dos sistemas estruturais de resistir às acções sísmicas no domínio não linear permite, em geral, efectuar o seu cálculo para resistirem a forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear.

(2) A fim de evitar uma análise estrutural não elástica explícita, a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, é

tida em conta, efectuando-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica, de agora em diante designado por “espectro de cálculo”. Esta redução é efectuada introduzindo o coeficiente de comportamento  $q$ .

(3)P O coeficiente de comportamento,  $q$ , é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5 % de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adoptadas no projecto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. Os valores do coeficiente de comportamento  $q$ , que também incluem a influência de amortecimentos viscosos diferentes de 5 %, são apresentados nas várias Partes da EN 1998 para vários materiais e sistemas estruturais, tendo em conta as classes de ductilidade aplicáveis. O valor do coeficiente de comportamento  $q$  poderá ser diferente em diferentes direcções horizontais da estrutura, embora a classe de ductilidade deva ser a mesma em todas as direcções.

(4)P Para as componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de cálculo,  $S_d(T)$ , é definido pelas seguintes expressões:

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

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

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

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

em que:

$a_g, S, T_C$  e  $T_D$  definidos em 3.2.2.2;

$S_d(T)$  espectro de cálculo;

$q$  coeficiente de comportamento;

$\beta$  coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

**NOTA:** O valor a atribuir a  $\beta$  para ser utilizado num determinado país pode ser indicado no Anexo Nacional. O valor recomendado para  $\beta$  é 0,2.

(5) Para a componente vertical da acção sísmica, o espectro de cálculo é obtido pelas expressões (3.13) a (3.16), com o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direcção vertical,  $a_{vg}$ , substituindo  $a_g$ ,  $S$  tomado com valor igual a 1,0 e os outros parâmetros definidos como em 3.2.2.3.

(6) Para a componente vertical da acção sísmica, deverá, em geral, adoptar-se para todos os materiais e para todos os sistemas estruturais um coeficiente de comportamento  $q$  não superior a 1,5.

(7) A adopção de valores de  $q$  superiores a 1,5 na direcção vertical deverá ser justificada por meio de uma análise adequada.

(8)P O espectro de cálculo acima definido não é suficiente para o projecto de estruturas com isolamento da base ou com sistemas de dissipação de energia.

### **3.2.3 Representações alternativas da acção sísmica**

#### **3.2.3.1 Representação temporal**

##### **3.2.3.1.1 Generalidades**

(1)P O movimento sísmico poderá também ser representado em termos da variação da aceleração à superfície do terreno em função do tempo e das grandezas associadas (velocidade e deslocamento).

(2)P Quando seja necessário um modelo espacial da estrutura, o movimento sísmico deve consistir de três acelerogramas actuando em simultâneo. O mesmo acelerograma não poderá ser utilizado simultaneamente para as duas direcções horizontais. São possíveis simplificações, de acordo com as Partes aplicáveis da EN 1998.

(3) Em função da natureza da aplicação e da informação efectivamente disponível, a descrição do movimento sísmico poderá ser feita utilizando acelerogramas artificiais (ver 3.2.3.1.2) e acelerogramas registados ou simulados (ver 3.2.3.1.3).

##### **3.2.3.1.2 Acelerogramas artificiais**

(1)P Os acelerogramas artificiais devem ser estabelecidos de modo a corresponderem aos espectros de resposta elástica definidos em 3.2.2.2 e 3.2.2.3 para 5 % de amortecimento viscoso ( $\xi = 5 \%$ ).

(2)P A duração dos acelerogramas deve ser compatível com a magnitude e com outras características do acontecimento sísmico relevantes para o estabelecimento do valor de  $a_g$ .

(3) Quando não estejam disponíveis dados específicos do local, a duração mínima  $T_s$  da parte estacionária dos acelerogramas deverá ser igual a 10 s.

(4) O conjunto de acelerogramas artificiais deverá respeitar as seguintes regras:

a) deverão ser utilizados, no mínimo, 3 acelerogramas;

b) a média dos valores da resposta espectral de aceleração com período nulo (calculada a partir dos registos no tempo) não deverá ser inferior ao valor de  $a_g \cdot S$  para o local em questão;

c) no domínio dos períodos compreendidos entre  $0,2T_1$  e  $2T_1$ , sendo  $T_1$  o período fundamental da estrutura na direcção segundo a qual será aplicado o acelerograma, nenhum valor do espectro de resposta elástica médio com 5 % de amortecimento, calculado a partir de todos os registos no tempo, deverá ser inferior a 90 % do valor correspondente do espectro de resposta elástica com 5 % de amortecimento.

##### **3.2.3.1.3 Acelerogramas registados ou simulados**

(1)P É permitida a utilização de acelerogramas registados, ou de acelerogramas gerados através de uma simulação numérica dos mecanismos na fonte ou da trajectória de propagação, desde que as amostras utilizadas sejam devidamente qualificadas relativamente às características sismogénicas da fonte e às condições do terreno do local, e que os seus valores sejam graduados em função do valor de  $a_g \cdot S$  da zona considerada.

(2)P Para as análises de amplificação dos movimentos do terreno e para as verificações dinâmicas da estabilidade dos taludes, ver a EN 1998-5:2004, 2.2.

(3) O conjunto de acelerogramas registados ou simulados a utilizar deverá satisfazer o disposto em 3.2.3.1.2(4).

### **3.2.3.2 Modelo espacial da acção sísmica**

(1)P Para as estruturas com características especiais tais que não seja razoável a hipótese de uma mesma excitação em todos os seus pontos de apoio, devem utilizar-se modelos espaciais da acção sísmica (ver 3.2.2.1(8)).

(2)P Estes modelos espaciais devem ser consistentes com os espectros de resposta elástica utilizados para a definição básica da acção sísmica de acordo com 3.2.2.2 e 3.2.2.3.

### **3.2.4 Combinações da acção sísmica com outras acções**

(1)P O valor de cálculo  $E_d$  dos esforços na situação de projecto sísmica deve ser determinado de acordo com a EN 1990:2002, 6.4.3.4.

(2)P Os efeitos de inércia da acção sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de acções:

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

em que:

$\psi_{E,i}$  coeficiente de combinação para a acção variável  $i$  (ver 4.2.4).

(3) Os coeficientes de combinação  $\psi_{E,i}$  têm em conta a possibilidade de as cargas  $Q_{k,i}$  não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo. Estes coeficientes também poderão cobrir o efeito de uma participação reduzida das massas no movimento da estrutura, devida à ligação não rígida entre elas.

(4) Os valores de  $\psi_{2,i}$  são apresentados na EN 1990:2002 e os valores de  $\psi_{E,i}$  para os edifícios ou outros tipos de estruturas são apresentados nas Partes aplicáveis da EN 1998.

## **4 Projecto de edifícios**

### **4.1 Generalidades**

#### **4.1.1 Objectivo e campo de aplicação**

(1)P A secção 4 contém regras gerais para o projecto de edifícios para resistência aos sismos e deve ser utilizada em conjunto com as secções 2, 3 e 5 a 9.

(2) As secções 5 a 9 dizem respeito a regras particulares para vários materiais e elementos utilizados nos edifícios.

(3) Na secção 10 são apresentadas orientações para edifícios com isolamento da base.

### **4.2 Características dos edifícios resistentes aos sismos**

#### **4.2.1 Princípios básicos de concepção**

(1)P Nas regiões sísmicas, a perigosidade sísmica deve ser tida em conta nas fases iniciais de concepção do edifício, permitindo assim obter um sistema estrutural que satisfaça, com custos aceitáveis, os requisitos fundamentais especificados em 2.1.

(2) Os princípios orientadores que regem esta concepção são:

- simplicidade estrutural;
- uniformidade, simetria e redundância da estrutura;
- resistência e rigidez nas duas direcções;
- resistência e rigidez à torção;
- acção de diafragma ao nível dos pisos;
- fundação adequada.

Estes princípios são tratados com mais pormenor nas secções seguintes.

#### **4.2.1.1 Simplicidade estrutural**

(1) A simplicidade estrutural, caracterizada pela existência de trajectórias claras e directas de transmissão das forças sísmicas, é um objectivo importante a cumprir dado que a modelação, a análise, o dimensionamento, a pormenorização construtiva e a construção de estruturas simples estão sujeitos a uma incerteza muito menor e portanto a previsão do seu comportamento sísmico é muito mais fiável.

#### **4.2.1.2 Uniformidade, simetria e redundância da estrutura**

(1) A uniformidade em planta é caracterizada por uma distribuição regular dos elementos estruturais a qual permite transmissões curtas e directas das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas no edifício. Se necessário, a uniformidade poderá ser realizada subdividindo todo o edifício em unidades dinamicamente independentes através de juntas sísmicas, desde que essas juntas sejam projectadas para evitar o choque entre unidades, de acordo com 4.4.2.7.

(2) A uniformidade da estrutura ao longo da altura do edifício é também importante, uma vez que tende a eliminar a ocorrência de zonas sensíveis onde concentrações de tensões ou grandes exigências de ductilidade podem provocar um colapso prematuro.

(3) Uma estreita correlação entre a distribuição de massas e as distribuições de resistência e de rigidez elimina excentricidades importantes entre massa e rigidez.

(4) Se o edifício tiver uma configuração simétrica ou quase-simétrica, uma disposição simétrica dos elementos estruturais, que deverão ter uma distribuição regular em planta, é adequada para se obter uniformidade.

(5) A utilização de elementos estruturais regularmente distribuídos contribui para a redundância e permite uma redistribuição mais favorável dos esforços e uma dissipação de energia distribuída em todo o conjunto da estrutura.

#### **4.2.1.3 Resistência e rigidez nas duas direcções**

(1)P O movimento sísmico horizontal é um fenómeno bidireccional, pelo que a estrutura do edifício deve ser capaz de resistir a acções horizontais em qualquer direcção.

(2) Para satisfazer o disposto em (1)P, os elementos estruturais deverão ser dispostos em planta numa malha estrutural ortogonal, garantindo características de resistência e rigidez semelhantes nas duas direcções principais.

(3) A escolha das características de rigidez da estrutura deverá, além de procurar minimizar os esforços sísmicos (tendo em conta as suas características específicas relacionadas com o local), limitar também

deslocamentos excessivos que possam provocar ou instabilidades devidas aos efeitos de segunda ordem ou danos excessivos.

#### **4.2.1.4 Resistência e rigidez à torção**

(1) Além da resistência e da rigidez em relação a acções laterais, as estruturas dos edifícios deverão possuir uma resistência e uma rigidez à torção adequadas para limitar os movimentos devidos à torção que tendem a solicitar de forma não uniforme os diferentes elementos estruturais. Para este efeito, são claramente vantajosas as disposições em que os principais elementos de contraventamento são distribuídos perto da periferia do edifício.

#### **4.2.1.5 Acção de diafragma ao nível dos pisos**

(1) Nos edifícios, os pavimentos (incluindo a cobertura) têm um papel muito importante no comportamento sísmico global da estrutura. Actuam como diafragmas horizontais que recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais e garantem a solidariedade desses sistemas na resistência à acção sísmica horizontal. A acção de diafragma dos pavimentos é particularmente importante no caso de disposições complexas e não uniformes dos elementos estruturais verticais ou quando se utilizam em conjunto sistemas com diferentes características de deformabilidade horizontal (por exemplo, sistemas mistos ou compostos).

(2) Os pavimentos e a cobertura deverão ser dotados das adequadas rigidez e resistência no plano e de ligações eficazes aos sistemas estruturais verticais. É necessário um especial cuidado nos casos de configurações em planta não compactas ou muito alongadas e de existência de grandes aberturas nos pavimentos, especialmente se essas aberturas estiverem próximo dos elementos estruturais verticais principais, impedindo assim uma ligação eficaz entre as estruturas vertical e horizontal.

(3) Os diafragmas deverão possuir uma rigidez no plano suficiente para a distribuição das forças de inércia horizontais aos sistemas estruturais verticais em conformidade com as hipóteses de análise (por exemplo, rigidez dos diafragmas, ver 4.3.1(4)), especialmente no caso de variações significativas de rigidez ou de desalinhamentos dos elementos verticais acima e abaixo do diafragma.

#### **4.2.1.6 Fundação adequada**

(1)P No que respeita à acção sísmica, o projecto e a construção das fundações e a sua ligação à superestrutura devem assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício.

(2) Para as estruturas constituídas por um número reduzido de paredes estruturais, que diferem em espessura e rigidez, deverá escolher-se em geral uma fundação rígida, do tipo caixão ou celular, que inclua uma laje de fundação e uma laje superior.

(3) Para edifícios com elementos de fundação isolados (sapatas ou estacas), recomenda-se a utilização de uma laje de fundação ou de vigas de fundação que liguem esses elementos nas duas direcções principais, tendo em atenção os critérios e as regras da EN 1998-5:2004, 5.4.1.2.

#### **4.2.2 Elementos sísmicos primários e secundários**

(1)P Poderá escolher-se um certo número de elementos estruturais (por exemplo, vigas e/ou pilares) como elementos sísmicos “secundários”, isto é, que não fazem parte do sistema do edifício resistente às acções sísmicas. A resistência e a rigidez desses elementos às acções sísmicas deve ser desprezada. Não é necessário que obedeçam aos requisitos estipulados nas secções 5 a 9. No entanto, esses elementos e as suas ligações devem ser dimensionados e pormenorizados de modo a manter a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devidos à situação de projecto sísmica mais desfavorável. No cálculo desses elementos deverão ter-se em consideração os efeitos de segunda ordem (efeitos P- $\Delta$ ).

(2) As secções 5 a 9 apresentam regras, complementares das indicadas nas EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 e EN 1996, para o cálculo e pormenorização dos elementos sísmicos secundários.

(3) Todos os elementos estruturais não escolhidos como elementos sísmicos secundários são considerados como elementos sísmicos primários. Considera-se que fazem parte do sistema resistente às forças laterais. Deverão ser modelados na análise estrutural de acordo com 4.3.1 e serem projectados e pormenorizados para a resistência aos sismos de acordo com as regras das secções 5 a 9.

(4) A contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários não deverá ser superior a 15 % da de todos os elementos sísmicos primários.

(5) Não é permitido escolher certos elementos estruturais como elementos sísmicos secundários com o fim de alterar a classificação da estrutura de não regular para regular, como se descreve em 4.2.3.

### 4.2.3 Critérios de regularidade estrutural

#### 4.2.3.1 Generalidades

(1)P Para efeitos do projecto sismo-resistente, as estruturas dos edifícios são classificadas em regulares e não regulares.

*NOTA:* Nas estruturas de edifícios constituídas por mais do que uma unidade dinamicamente independente, a classificação e os critérios associados indicados em 4.2.3 dizem respeito a cada uma dessas unidades. Para essas estruturas, “cada unidade dinamicamente independente” significa “edifício” em 4.2.3.

(2) Esta distinção tem implicações nos seguintes aspectos do projecto sísmico:

- o modelo estrutural pode ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial;
- o método de análise pode ser uma análise simplificada por espectro de resposta (método das forças laterais) ou uma análise modal;
- o valor do coeficiente de comportamento  $q$  deve ser reduzido para os edifícios não regulares em altura (ver 4.2.3.3).

(3)P No que se refere às implicações da regularidade estrutural na análise e no projecto, as características de regularidade do edifício em planta e em altura são consideradas separadamente (ver o Quadro 4.1).

Quadro 4.1 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral <sup>a)</sup>	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial <sup>b)</sup>	Força lateral <sup>a)</sup>	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

<sup>a)</sup> Se a condição estipulada em 4.3.3.2.1(2)a) também for satisfeita.

<sup>b)</sup> Nas condições específicas indicadas em 4.3.3.1(8), poderá utilizar-se, separadamente, um modelo plano em cada direcção horizontal, de acordo com 4.3.3.1(8).

(4) Os critérios que descrevem a regularidade em planta e em altura são indicados em 4.2.3.2 e 4.2.3.3. As regras relativas à modelação e à análise são indicadas em 4.3.



(5)P Os critérios de regularidade indicados em 4.2.3.2 e 4.2.3.3 deverão ser considerados como condições necessárias. Deve verificar-se que a regularidade admitida para a estrutura do edifício não é alterada por outras características não incluídas naqueles critérios.

(6) Os valores de referência dos coeficientes de comportamento são indicados nas secções 5 a 9.

(7) Para os edifícios não regulares em altura, os valores reduzidos do coeficiente de comportamento são obtidos dos valores de referência multiplicados por 0,8.

#### **4.2.3.2 Critérios de regularidade em planta**

(1)P Para que um edifício seja classificado como regular em planta, deve satisfazer todas as condições indicadas nos parágrafos seguintes.

(2) No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais.

(3) A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afectarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5 % da área do piso.

(4) A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido. Para efeitos do comportamento global do edifício, deverá ser considerada a aplicação deste parágrafo.

(5) A esbelteza  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que  $L_{\max}$  e  $L_{\min}$  são, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direcções ortogonais.

(6) A cada nível e para cada direcção de cálculo  $x$  e  $y$ , a excentricidade estrutural  $e_o$  e o raio de torção  $r$  devem verificar as duas condições seguintes, expressas para a direcção de cálculo  $y$ :

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

$$r_x \geq l_s \quad (4.1b)$$

em que:

$e_{ox}$  distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direcção  $x$ , perpendicular à direcção de cálculo considerada;

$r_x$  raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direcção  $y$  (“raio de torção”);

$l_s$  raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (b) a massa do piso).

As definições de centro de rigidez e de raio de torção  $r$  são apresentadas nos parágrafos (7) a (9) da presente secção.

(7) Em edifícios de um só piso, o centro de rigidez é definido como o centro de rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários. O raio de torção  $r$  é definido como a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção global em relação ao centro de rigidez lateral e a rigidez lateral global numa direcção, tendo em conta todos os elementos sísmicos primários nessa direcção.

(8) Nos edifícios com vários pisos, só são possíveis definições aproximadas do centro de rigidez e do raio de torção. Para a classificação da regularidade estrutural em planta e para a análise aproximada dos efeitos de torção, é possível uma definição simplificada se forem satisfeitas as duas condições seguintes:

a) todos os sistemas resistentes a acções laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;

b) as deformações de cada sistema devidas a cargas horizontais não são muito diferentes. Esta condição poderá considerar-se satisfeita no caso de sistemas porticados e de sistemas de paredes. Em geral, esta condição não é satisfeita nos sistemas mistos.

*NOTA:* O Anexo Nacional pode incluir referências a documentos onde se possam encontrar definições do centro de rigidez e do raio de torção em edifícios com vários pisos, tanto para os que satisfazem as condições a) e b) como para os que não as satisfazem.

(9) Em pórticos e em sistemas de paredes esbeltas com deformações por flexão predominantes, poderá calcular-se a posição dos centros de rigidez e dos raios de torção de todos os pisos como os associados aos momentos de inércia das secções transversais dos elementos verticais. Se, além das deformações por flexão, as deformações por esforço transversal também forem significativas, estas poderão ser tidas em conta através de um momento de inércia equivalente da secção.

#### **4.2.3.3 Critérios de regularidade em altura**

(1)P Um edifício classificado como regular em altura deve satisfazer todas as condições indicadas nos parágrafos seguintes.

(2) Todos os sistemas resistentes a acções laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício.

(3) A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado.

(4) Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes. Neste contexto, os aspectos particulares das estruturas em pórtico com enchimentos de alvenaria são tratados em 4.3.6.3.2.

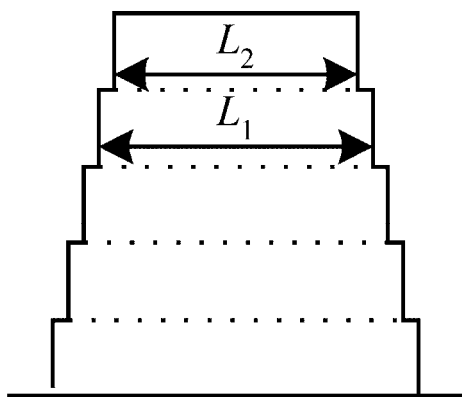
(5) Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:

a) no caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20 % da dimensão em planta do nível inferior na direcção do recuo (ver a Figura 4.1.a e a Figura 4.1.b);

b) no caso de um único recuo localizado nos 15 % inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50 % da dimensão em planta do nível inferior (ver a Figura 4.1.c). Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projecção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75 % da força horizontal que actuará a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;

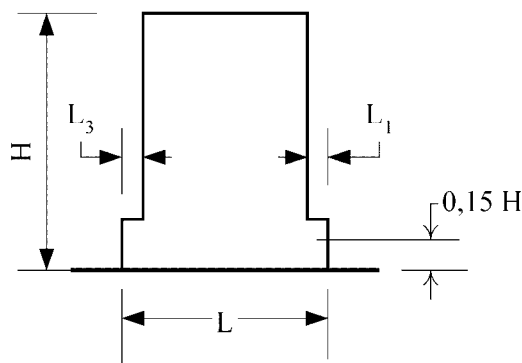
c) no caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30 % da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do nível inferior (ver a Figura 4.1.d).

(a)



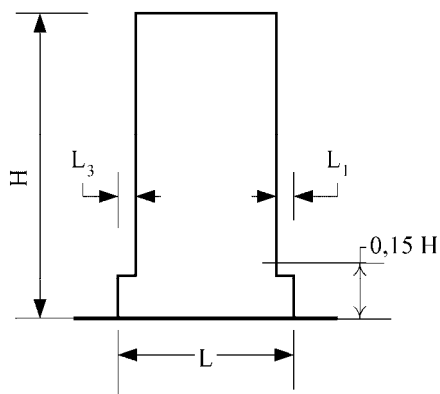
Cr terio para (a):  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

(b) (o recuo localiza-se acima de  $0,15H$ )



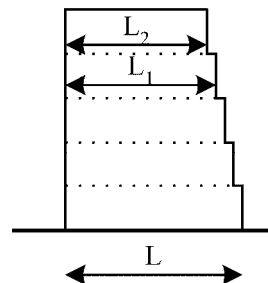
Cr terio para (b):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(c) (o recuo localiza-se abaixo de  $0,15H$ )



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

(d)



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

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

Figura 4.1 – Crêterios de regularidade dos edifícios com recuos

#### 4.2.4 Coeficientes de combinação para as acções variáveis

(1)P Os coeficientes de combinação  $\psi_{2i}$  (para o valor quase-permanente da acção variável  $Q_i$ ) para o projecto de edifícios (ver 3.2.4) devem ser os indicados na EN 1990:2002, Anexo A1.

(2)P Os coeficientes de combinação  $\psi_{Ei}$ , introduzidos em 3.2.4(2)P para o cálculo dos esforços sísmicos, devem ser determinados a partir da expressão seguinte:

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

**NOTA:** Os valores a atribuir a  $\varphi$  para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados de  $\varphi$  são apresentados no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Valores de  $\phi$  para calcular  $\psi_{Ei}$

Tipo de acção variável	Piso	$\phi$
Categorias A-C <sup>*)</sup>	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D-F <sup>*)</sup> e arquivos		1,0

<sup>\*)</sup> Categorias definidas na EN 1991-1-1:2002.

#### 4.2.5 Classes de importância e coeficientes de importância

(1)P Os edifícios são classificados em 4 classes de importância em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a protecção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso.

(2)P As classes de importância são caracterizadas por diferentes coeficientes de importância  $\chi$ , como descrito em 2.1(3).

(3) O coeficiente de importância  $\chi = 1,0$  está associado a um sismo com um período de retorno de referência, como indicado em 3.2.1(3).

(4) As definições das classes de importância são apresentadas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Classes de importância para os edifícios

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

**NOTA:** As classes de importância I, II e III ou IV correspondem aproximadamente às classes de consequência CCI, CC2 e CC3, respectivamente, definidas na EN 1990:2002, Anexo B.

(5)P O valor de  $\chi$  para a classe de importância II deve, por definição, ser igual a 1,0.

**NOTA:** Os valores a atribuir a  $\chi$  num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores de  $\chi$  poderão ser diferentes para as várias zonas sísmicas do país, dependendo das condições de perigosidade sísmica e de considerações de segurança pública (ver a Nota de 2.1(4)). Os valores recomendados de  $\chi$  para as classes de importância I, III e IV são iguais a 0,8, 1,2 e 1,4, respectivamente.

(6) Para os edifícios que contenham instalações ou materiais perigosos, o coeficiente de importância deverá ser estabelecido de acordo com os critérios definidos na EN 1998-4.

## 4.3 Análise estrutural

### 4.3.1 Modelação

(1)P O modelo do edifício deve representar adequadamente a distribuição de rigidez e de massa de modo a que todos os modos de deformação significativos e as forças de inércia sejam devidamente representados para a acção sísmica considerada. No caso da análise não linear, o modelo deve também representar adequadamente a distribuição de resistência.

(2) O modelo deverá também tomar em conta a contribuição para a deformabilidade do edifício das zonas de ligação, por exemplo as zonas de extremidade de vigas ou pilares em estruturas porticadas. Os elementos não estruturais, que poderão influenciar a resposta da estrutura sísmica primária, deverão também ser considerados.

(3) Em geral, poderá considerar-se que a estrutura é constituída por um conjunto de sistemas resistentes às cargas verticais e laterais, ligados por diafragmas horizontais.

(4) Quando se pode considerar que os diafragmas dos pisos do edifício são rígidos no seu próprio plano, as massas e os momentos de inércia de cada piso poderão ser concentrados no centro de gravidade.

*NOTA:* Considera-se que o diafragma é rígido se, quando modelado com a sua flexibilidade real no plano, os seus deslocamentos horizontais não excederem em nenhum ponto os relativos à hipótese de diafragma rígido em mais de 10 % dos correspondentes deslocamentos horizontais absolutos na situação de projecto sísmica.

(5) Para os edifícios que satisfazem os critérios de regularidade em planta (ver 4.2.3.2) ou as condições apresentadas em 4.3.3.1(8), a análise poderá ser efectuada utilizando dois modelos planos, um para cada direcção principal.

(6) Em edifícios de betão, em edifícios mistos aço-betão e em edifícios de alvenaria, a rigidez dos elementos resistentes deverá, em geral, ser avaliada tendo em conta o efeito da fendilhação. Essa rigidez deverá corresponder ao início da cedência da armadura.

(7) A não ser que seja efectuada uma análise mais rigorosa dos elementos fendilhados, poderá considerar-se que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão e de alvenaria são iguais a metade da rigidez correspondente dos elementos não fendilhados.

(8) Deverão ser tidas em conta as paredes de enchimento que contribuam significativamente para a rigidez e resistência laterais do edifício. Ver 4.3.6 para os painéis de enchimento de alvenaria nas estruturas de betão, de aço ou mistas.

(9)P No modelo, a deformabilidade da fundação deve ser tida em conta sempre que possa ter uma influência desfavorável global na resposta estrutural.

*NOTA:* A deformabilidade da fundação (incluindo a interacção terreno-estrutura) poderá ser sempre considerada, inclusive nos casos em que tenha efeitos favoráveis.

(10)P As massas devem ser calculadas a partir das acções gravíticas presentes nas combinações de acções indicadas em 3.2.4. Os coeficientes de combinação  $\psi_{Ei}$  são indicados em 4.2.4(2)P.

### 4.3.2 Efeitos acidentais de torção

(1)P Para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso  $i$  deve ser deslocado, em cada direcção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade acidental:

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

em que:

$e_{ai}$  excentricidade accidental da massa do piso  $i$  em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direcção em todos os pisos;

$L_i$  dimensão do piso na direcção perpendicular à direcção da acção sísmica.

### 4.3.3 Métodos de análise

#### 4.3.3.1 Generalidades

(1) No âmbito da secção 4, os efeitos sísmicos e os efeitos das outras acções incluídas na situação de projecto sísmica poderão ser determinados com base no comportamento elástico linear da estrutura.

(2)P O método de referência para a determinação dos efeitos sísmicos deve ser o da análise modal por espectro de resposta, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo apresentado em 3.2.2.5.

(3) Em função das características estruturais do edifício, poderá utilizar-se um dos dois tipos seguintes de análise elástica linear:

a) o “método de análise por forças laterais” para os edifícios que satisfaçam as condições indicadas em 4.3.3.2;

b) a “análise modal por espectro de resposta”, aplicável a todos os tipos de edifícios (ver 4.3.3.3).

(4) Como alternativa a um método linear poderão utilizar-se também métodos não lineares, tais como:

c) análise estática não linear (*pushover*);

d) análise (dinâmica) temporal não linear;

desde que sejam satisfeitas as condições especificadas em (5) e (6) da presente secção e em 4.3.3.4.

**NOTA:** Para os edifícios com isolamento da base, indicam-se na secção 10 as condições nas quais se poderão utilizar os métodos lineares a) e b) ou os métodos não lineares c) e d). Para os edifícios sem isolamento da base, poderão utilizar-se sempre os métodos lineares indicados em 4.3.3.1(3), como especificado em 4.3.3.2.1. A possibilidade de aplicação num determinado país dos métodos não lineares indicados em 4.3.3.1(4) a edifícios sem isolamento da base encontra-se definida no Anexo Nacional. O Anexo Nacional poderá também incluir informações complementares sobre as capacidades de deformação dos elementos e os correspondentes coeficientes parciais a utilizar nas verificações em relação ao estado limite último, de acordo com 4.4.2.2(5).

(5) As análises não lineares deverão ser devidamente fundamentadas no que se refere à acção sísmica, ao modelo constitutivo utilizado, ao método de interpretação dos resultados da análise e aos requisitos a satisfazer.

(6) As estruturas sem isolamento da base projectadas com base na análise não linear (*pushover*) sem utilização do coeficiente de comportamento  $q$  (ver 4.3.3.4.2.1(1)d)), deverão satisfazer o disposto em 4.4.2.2(5) bem como as regras das secções 5 a 9 relativas a estruturas dissipativas.

(7) Poderá efectuar-se uma análise elástica linear utilizando dois modelos planos, um para cada direcção horizontal principal, se forem satisfeitos os critérios de regularidade em planta (ver 4.2.3.2).

(8) Em função da classe de importância do edifício, poderá efectuar-se uma análise elástica linear utilizando dois modelos planos, um para cada direcção horizontal principal, mesmo que os critérios de regularidade em planta indicados em 4.2.3.2 não sejam satisfeitos, desde que sejam satisfeitas todas as seguintes condições especiais de regularidade:

a) o edifício deve ter elementos de fachada e de divisória bem distribuídos e relativamente rígidos;

b) a altura do edifício não deve ser superior a 10 m;

c) a rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que se possa admitir um comportamento rígido dos diafragmas;

d) os centros de rigidez lateral e de massa devem cada um estar aproximadamente numa linha vertical e satisfazer as seguintes condições nas duas direcções horizontais de análise:  $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$ ,  $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$ , em que o raio de giração  $l_s$ , os raios de torção  $r_x$  e  $r_y$  e as excentricidades nominais  $e_{ox}$  e  $e_{oy}$  são definidos em 4.2.3.2(6).

**NOTA:** O valor do coeficiente de importância,  $\gamma$ , abaixo do qual é permitida, num determinado país, uma simplificação de análise de acordo com 4.3.3.1(8) poderá ser apresentado no Anexo Nacional.

(9) Nos edifícios que satisfazem todas as condições em (8) da presente secção, com a excepção de d), poderá efectuar-se também uma análise elástica linear utilizando dois modelos planos, um para cada direcção horizontal principal, mas nesses casos todos os esforços sísmicos resultantes da análise deverão ser multiplicados por 1,25.

(10)P Os edifícios que não cumprem os critérios indicados em (7) a (9) da presente secção devem ser analisados utilizando um modelo espacial.

(11)P Sempre que se utilize um modelo espacial, a acção sísmica de cálculo deve ser aplicada segundo todas as direcções horizontais relevantes (em função da configuração estrutural do edifício) e as direcções horizontais que lhes são ortogonais. Para os edifícios com elementos resistentes em duas direcções perpendiculares, estas duas direcções devem ser consideradas como as relevantes.

### **4.3.3.2 Método de análise por forças laterais**

#### **4.3.3.2.1 Generalidades**

(1)P Este tipo de análise poderá ser aplicado aos edifícios cuja resposta não seja significativamente afectada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direcção principal.

(2) Considera-se satisfeito o requisito estipulado em (1)P da presente secção nos edifícios que cumpram ambas as condições seguintes:

a) têm períodos de vibração fundamentais  $T_1$  nas duas direcções principais inferiores aos seguintes valores:

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

em que  $T_C$  é definido em 3.2.2.2;

b) satisfazem os critérios de regularidade em altura apresentados em 4.2.3.3.

#### **4.3.3.2.2 Força de corte na base**

(1)P A força de corte sísmica na base  $F_b$  deve ser determinada, para cada direcção horizontal na qual o edifício é analisado, a partir da seguinte expressão:

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

em que:

$S_d(T_1)$  ordenada do espectro de cálculo (ver 3.2.2.5) para o período  $T_1$ ;

$T_1$  período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direcção considerada;

$m$  massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, calculada de acordo com 3.2.4(2);

$\lambda$  factor de correcção, cujo valor é igual a:  $\lambda = 0,85$  se  $T_1 \leq 2 T_C$  e o edifício tiver mais de dois pisos, ou  $\lambda = 1,0$  nos outros casos.

**NOTA:** O factor  $\lambda$  traduz o facto de nos edifícios com pelo menos três pisos e com graus de liberdade de translação em cada direcção horizontal, a massa modal efectiva do primeiro modo (fundamental) ser menor, em média 15 %, do que a massa total do edifício.

(2) Para determinar o período de vibração fundamental  $T_1$  do edifício, poderão ser utilizadas as expressões baseadas nos métodos da dinâmica das estruturas (por exemplo, o método de Rayleigh).

(3) Para os edifícios com altura até 40 m, um valor aproximado de  $T_1$  (em s) poderá ser obtido pela seguinte expressão:

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

em que:

$C_t$  igual a 0,085 no caso de pórticos espaciais metálicos, a 0,075 nos casos de pórticos espaciais de betão e de pórticos metálicos com contraventamentos excêntricos, e a 0,050 para todas as outras estruturas;

$H$  altura do edifício, em m, desde a fundação ou do nível superior de uma cave rígida.

(4) No caso de estruturas com paredes de contraventamento de betão ou de alvenaria, o valor  $C_t$  da expressão (4.6) poderá, como alternativa, ser tomado igual a:

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

em que:

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

e

$A_c$  área efectiva total das paredes de contraventamento no primeiro piso do edifício, em m<sup>2</sup>;

$A_i$  área efectiva da secção transversal da parede de contraventamento  $i$  na direcção considerada no primeiro piso do edifício, em m<sup>2</sup>;

$H$  como indicado em (3) da presente secção;

$l_{wi}$  comprimento da parede de contraventamento  $i$  no primeiro piso, na direcção paralela às forças aplicadas, em m, na condição de  $l_{wi}/H$  não ser superior a 0,9.

(5) Em alternativa, a estimativa de  $T_1$  (em s) poderá ser feita utilizando a seguinte expressão:

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

em que:

$d$  deslocamento elástico lateral do topo do edifício, em m, devido às forças gravíticas aplicadas na direcção horizontal.



#### **4.3.3.2.3 Distribuição das forças sísmicas horizontais**

(1) As configurações dos modos de vibração fundamentais nas direcções de análise horizontais do edifício poderão ser calculadas utilizando métodos da dinâmica das estruturas ou ser aproximadamente determinadas admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura do edifício.

(2)P Os esforços sísmicos devem ser determinados pela aplicação, nos dois modelos planos, de forças horizontais  $F_i$  a todos os pisos.

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

em que:

$F_i$  força horizontal actuante no piso  $i$ ;

$F_b$  força de corte sísmica na base obtida pela expressão (4.5);

$s_i, s_j$  deslocamentos das massas  $m_i$  e  $m_j$  no modo de vibração fundamental;

$m_i, m_j$  massas dos pisos, calculadas de acordo com 3.2.4(2).

(3) Quando o modo de vibração fundamental é estabelecido aproximadamente admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura, as forças horizontais  $F_i$  deverão ser determinadas pela expressão:

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

em que:

$z_i, z_j$  alturas das massas  $m_i$  e  $m_j$  acima do nível de aplicação da acção sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida).

(4)P As forças horizontais  $F_i$ , determinadas de acordo com a presente secção, devem ser distribuídas aos sistemas de contraventamento admitindo que os pisos são rígidos no seu plano.

#### **4.3.3.2.4 Efeitos da torção**

(1) Se a rigidez lateral e a massa estiverem simetricamente distribuídas no plano e a não ser que a excentricidade accidental indicada em 4.3.2(1)P seja tida em conta por um método mais exacto (por exemplo, o de 4.3.3.3.3(1)), os efeitos accidentais da torção poderão ser considerados multiplicando os esforços em cada elemento resistente, resultante da aplicação de 4.3.3.2.3(4), por um coeficiente  $\delta$  obtido por:

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

em que:

$x$  distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medida perpendicularmente à direcção da acção sísmica considerada;

$L_e$  distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direcção da acção sísmica considerada.

(2) Se a análise for efectuada utilizando dois modelos planos, um para cada direcção horizontal principal, poderão determinar-se os efeitos da torção duplicando a excentricidade accidental  $e_{ai}$  da expressão (4.3) e

aplicando o disposto em (1) da presente secção com o coeficiente 0,6 da expressão (4.12) aumentado para 1,2.

#### 4.3.3.3 Análise modal por espectro de resposta

##### 4.3.3.3.1 Generalidades

(1)P Este tipo de análise deve ser aplicado aos edifícios que não satisfazem as condições apresentadas em 4.3.3.2.1(2) para a aplicação do método de análise por forças laterais.

(2)P Devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura.

(3) Poderão considerar-se satisfeitos os requisitos especificados em (2)P se puder ser demonstrada uma das seguintes condições:

– a soma das massas modais efectivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90 % da massa total da estrutura;

– todos os modos com massas modais efectivas superiores a 5 % da massa total são considerados.

*NOTA:* A massa modal efectiva  $m_k$ , correspondente a um modo  $k$ , é determinada de forma a que a força de corte na base  $F_{bk}$ , actuando na direcção de aplicação da acção sísmica, possa ser expressa por  $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$ . Pode demonstrar-se que a soma das massas modais efectivas (para todos os modos e para uma dada direcção) é igual à massa da estrutura.

(4) Quando se utiliza um modelo espacial, as condições acima definidas deverão ser verificadas para cada direcção considerada.

(5) Caso os requisitos especificados em (3) não possam ser satisfeitos (por exemplo, em edifícios com uma contribuição significativa dos modos de torção), deverá considerar-se numa análise espacial um número mínimo  $k$  de modos que satisfaçam as duas condições seguintes:

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

e

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

em que:

$k$  número de modos considerados;

$n$  número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;

$T_k$  período de vibração do modo  $k$ .

##### 4.3.3.3.2 Combinação das respostas modais

(1) As respostas de dois modos de vibração  $i$  e  $j$  (incluindo os modos de translação e os de torção) poderão ser consideradas como independentes entre si se os seus períodos  $T_i$  e  $T_j$  satisfizerem a seguinte condição (com  $T_j \leq T_i$ ):

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

(2) Sempre que todas as respostas modais tidas em conta (ver 4.3.3.3.1(3)-(5)) possam ser consideradas como independentes entre si, o valor máximo  $E_E$  do efeito de uma acção sísmica poderá ser tomado como:

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

em que:

$E_E$  efeito considerado da acção sísmica (força, deslocamento, etc.);

$E_{Ei}$  valor desse efeito da acção sísmica devido ao modo de vibração  $i$ .

(3)P Caso não se verifique a condição de (1), devem adoptar-se métodos mais rigorosos para a combinação dos máximos modais, como por exemplo a “Combinação Quadrática Completa”.

#### 4.3.3.3 Efeitos da torção

(1) Sempre que se utiliza um modelo de análise espacial, os efeitos acidentais da torção referidos em 4.3.2(1)P poderão ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores  $M_{ai}$  de eixo vertical aplicados a cada piso  $i$ :

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

em que:

$M_{ai}$  momento tursor de eixo vertical aplicado no piso  $i$ ;

$e_{ai}$  excentricidade accidental da massa do piso  $i$ , obtida pela expressão (4.3) para todas as direcções consideradas;

$F_i$  força horizontal actuando no piso  $i$ , determinada através de 4.3.3.2.3 para todas as direcções relevantes.

(2) Os efeitos dos carregamentos obtidos de acordo com (1) deverão ser considerados com sinal positivo e negativo (o mesmo para todos os pisos).

(3) Sempre que na análise se utilizam dois modelos planos separados, os efeitos da torção poderão ser tidos em conta aplicando as regras de 4.3.3.2.4(2) aos esforços calculados de acordo com 4.3.3.3.2.

#### 4.3.3.4 Métodos não lineares

##### 4.3.3.4.1 Generalidades

(1)P O modelo matemático utilizado para a análise elástica deve ser alargado de forma a incluir a resistência dos elementos estruturais e o seu comportamento pós-elástico.

(2) Como mínimo, deverá utilizar-se para cada elemento uma relação força-deformação bilinear. Nos edifícios de betão armado e de alvenaria, a rigidez elástica de uma relação força-deformação bilinear deverá corresponder à das secções fendilhadas (ver 4.3.1(7)). Nos elementos dúcteis, para os quais se prevê que se desenvolvam durante a resposta deformações plásticas, a rigidez elástica de uma relação bilinear deverá ser a rigidez secante no ponto de cedência. São permitidas relações força-deformação trilineares, que têm em conta as rigidezes pré e pós-fendilhação.

(3) Poderá admitir-se uma rigidez nula após a cedência. Caso se preveja uma degradação da resistência, por exemplo para paredes de alvenaria ou outros elementos frágeis, essa degradação deverá ser incluída na relação força-deformação desses elementos.

(4) Salvo indicação em contrário, as propriedades dos elementos deverão basear-se nos valores médios das propriedades dos materiais. Para as estruturas novas, os valores médios das propriedades dos materiais poderão estimar-se a partir dos correspondentes valores característicos com base nas informações apresentadas nas EN 1992 a EN 1996 ou nas EN relativas aos materiais.

(5)P No modelo matemático devem ser aplicadas, aos elementos adequados, as forças gravíticas de acordo com 3.2.4.

(6) Na determinação das relações força-deformação dos elementos estruturais deverão considerar-se os esforços normais devidos às forças gravíticas. Poderão desprezar-se os momentos flectores nos elementos estruturais verticais devidos às forças gravíticas, desde que não influenciem consideravelmente o comportamento global da estrutura.

(7)P A acção sísmica deve ser aplicada tanto no sentido positivo como negativo, devendo utilizar-se os efeitos sísmicos máximos daí resultantes.

#### **4.3.3.4.2 Análise estática não linear (*pushover*)**

##### **4.3.3.4.2.1 Generalidades**

(1) A análise em *pushover* é uma análise estática não linear sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico. Poderá ser aplicada para a verificação do desempenho estrutural de edifícios novos e de edifícios existentes para os seguintes efeitos:

- a) verificar ou rever os valores do coeficiente de sobrerresistência  $\alpha_u/\alpha_l$  (ver 5.2.2.2, 6.3.2, 7.3.2);
- b) avaliar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos;
- c) avaliar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados, para efeitos da EN 1998-3;
- d) como alternativa ao cálculo baseado numa análise elástica linear utilizando o coeficiente de comportamento  $q$ . Neste caso, deverá utilizar-se como base de cálculo o deslocamento-alvo indicado em 4.3.3.4.2.6(1)P.

(2)P Os edifícios que não cumpram os critérios de regularidade de 4.2.3.2 ou os critérios de 4.3.3.1(8)a-e), devem ser analisados utilizando um modelo espacial. Poderão efectuar-se duas análises independentes, cada uma com cargas laterais aplicadas numa só direcção.

(3) Para os edifícios que cumpram os critérios de regularidade de 4.2.3.2 ou os critérios de 4.3.3.1(8)a-d), a análise poderá ser efectuada utilizando dois modelos planos, um para cada direcção horizontal principal.

(4) Para os edifícios de alvenaria de pequena altura, nos quais o comportamento estrutural das paredes é condicionado pelo esforço de corte, cada piso poderá ser analisado separadamente.

(5) Consideram-se satisfeitos os requisitos indicados em (4) se o número de pisos for igual ou inferior a 3 e se a esbelteza média (altura/largura) das paredes estruturais for inferior a 1,0.

##### **4.3.3.4.2.2 Cargas laterais**

(1) Deverão aplicar-se pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais:

- uma distribuição “uniforme”, baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura (aceleração de resposta uniforme);
- uma distribuição “modal”, proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direcção considerada, determinada na análise elástica (de acordo com 4.3.3.2 ou 4.3.3.3).

(2)P As cargas laterais devem ser aplicadas nos locais de modelação das massas. Deve considerar-se a excentricidade accidental de acordo com 4.3.2(1)P.

#### 4.3.3.4.2.3 Curva de capacidade

(1) A relação entre a força de corte na base e o deslocamento de controlo (a “curva de capacidade”) deverá ser determinada por meio da análise *pushover* para valores do deslocamento de controlo entre zero e o valor correspondente a 150 % do deslocamento-alvo, definido em 4.3.3.4.2.6.

(2) O deslocamento de controlo poderá ser considerado no centro de gravidade da cobertura do edifício. O topo de um piso parcial (*penthouse*) não deverá ser considerado como ponto de controlo.

#### 4.3.3.4.2.4 Coeficiente de sobre-resistência

(1) Quando o coeficiente de sobre-resistência ( $\alpha_u/\alpha_1$ ) é determinado pela análise *pushover*, deverá utilizar-se o menor dos valores do coeficiente de sobre-resistência obtidos para as duas distribuições de carga lateral.

#### 4.3.3.4.2.5 Mecanismo plástico

(1)P Deve determinar-se o mecanismo plástico para as duas distribuições de carga lateral aplicadas. Os mecanismos plásticos devem ser conformes com os mecanismos nos quais se baseia o coeficiente de comportamento  $q$  utilizado no projecto.

#### 4.3.3.4.2.6 Deslocamento-alvo

(1)P Define-se como deslocamento-alvo a exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elástica de 3.2.2.2 em termos do deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade.

**NOTA:** O Anexo B informativo indica um método para a determinação do deslocamento-alvo a partir do espectro de resposta elástica.

#### 4.3.3.4.2.7 Método de cálculo dos efeitos de torção

(1)P A análise *pushover* efectuada com as distribuições de forças especificadas em 4.3.3.4.2.2 poderá subestimar significativamente as deformações do lado rígido/mais resistente de uma estrutura torsionalmente flexível, ou seja, uma estrutura cujo primeiro modo de vibração é predominantemente de torção. O mesmo aplica-se às deformações numa direcção do lado rígido/mais resistente de uma estrutura cujo segundo modo de vibração é predominantemente de torção. Para estas estruturas, os deslocamentos do lado rígido/mais resistente devem ser aumentados em relação aos da estrutura correspondente torsionalmente equilibrada.

**NOTA:** O lado rígido/mais resistente em planta é o que sofre deslocamentos horizontais menores do que os do lado oposto, sob a acção de forças horizontais estáticas paralelas a este lado. Nas estruturas torsionalmente flexíveis, os deslocamentos dinâmicos no lado rígido/mais resistente poderão aumentar consideravelmente devido à influência de um modo predominante de torção.

(2) Considera-se satisfeito o requisito especificado em (1) da presente secção se o coeficiente de amplificação a aplicar aos deslocamentos do lado rígido/mais resistente for baseado nos resultados de uma análise elástica modal do modelo espacial.

(3) Se a análise de estruturas regulares em planta for realizada com dois modelos planos, os efeitos da torção poderão ser calculados de acordo com 4.3.3.2.4 ou 4.3.3.3.3.

#### 4.3.3.4.3 Análise temporal não linear

(1) A resposta da estrutura no tempo poderá ser obtida através da integração numérica directa das equações diferenciais do movimento, utilizando os acelerogramas definidos em 3.2.3.1 para representar os movimentos do terreno.

(2) Os modelos dos elementos estruturais deverão obedecer a 4.3.3.4.1(2)-(4) e ser complementados com regras descrevendo o comportamento dos elementos sob ciclos pós-elásticos de descarga e recarga. Estas regras deverão reflectir de forma realista a dissipação de energia no elemento na gama de amplitudes de deslocamento previstas para a situação de projecto sísmica.

(3) Se a resposta for obtida a partir, pelo menos, de 7 análises temporais não lineares com movimentos do terreno de acordo com 3.2.3.1, a média dos valores obtidos em todas essas análises deverá ser utilizada como o valor de cálculo do efeito da acção  $E_d$  nas verificações aplicáveis de 4.4.2.2. Caso contrário, deverá utilizar-se para  $E_d$  o valor mais desfavorável de entre as respostas obtidas nas análises.

#### 4.3.3.5 Combinação dos efeitos das componentes da acção sísmica

##### 4.3.3.5.1 Componentes horizontais da acção sísmica

(1)P Em geral, deve considerar-se que as componentes horizontais da acção sísmica (ver 3.2.2.1(3)) actuam simultaneamente.

(2) A combinação das componentes horizontais da acção sísmica poderá ser considerada como se segue:

a) a resposta estrutural a cada componente deve ser avaliada separadamente, utilizando as regras de combinação das respostas modais apresentadas em 4.3.3.3.2;

b) o valor máximo de cada efeito da acção na estrutura devido às duas componentes horizontais da acção sísmica poderá, então, ser calculado como a raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços devidos a cada componente horizontal;

c) em geral, a regra b) fornece uma estimativa segura dos valores prováveis dos outros esforços simultâneos com o valor máximo obtido como indicado em b). Poderão utilizar-se modelos mais rigorosos para o cálculo dos valores simultâneos prováveis de mais do que um efeito da acção devidos às duas componentes horizontais da acção sísmica.

(3) Em alternativa ao disposto em b) e c) de (2) da presente secção, os esforços devidos à combinação das componentes horizontais da acção sísmica poderão ser calculados utilizando as duas combinações seguintes:

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

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

em que:

"+" significa "a combinar com";

$E_{Edx}$  representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal  $x$  escolhido para a estrutura;

$E_{Edy}$  representa os esforços devidos à aplicação da mesma acção sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal  $y$  da estrutura.

(4) Se o sistema estrutural ou a classificação de regularidade do edifício em altura for diferente em direcções horizontais diferentes, o valor do coeficiente de comportamento  $q$  poderá também ser diferente.

(5)P Nas combinações acima indicadas deve considerar-se o sinal de cada componente mais desfavorável para o efeito particular em causa.

(6) Quando se utiliza uma análise estática não linear (*pushover*) com um modelo espacial, deverão aplicar-se as regras de combinação indicadas em (2) e (3) da presente secção, considerando como  $E_{Edx}$  as forças e as deformações devidas à aplicação do deslocamento-alvo na direcção  $x$  e como  $E_{Edy}$  as forças e as deformações devidas à aplicação do deslocamento-alvo na direcção  $y$ . Os esforços resultantes da combinação não deverão ser superiores às capacidades correspondentes.

(7)P Quando se utiliza uma análise temporal não linear com um modelo espacial da estrutura, devem considerar-se acelerogramas actuando simultaneamente nas duas direcções horizontais.

(8) Para os edifícios que satisfaçam os critérios de regularidade em planta e nos quais as paredes ou os sistemas independentes de contraventamento nas duas direcções horizontais principais são os únicos elementos sísmicos primários (ver 4.2.2), poderá admitir-se que a acção sísmica actua separadamente, sem ter que considerar as combinações (2) e (3) da presente secção, segundo as duas direcções principais ortogonais da estrutura.

#### **4.3.3.5.2 Componente vertical da acção sísmica**

(1) Se  $a_{vg}$  for superior a  $0,25 g$  ( $2,5 m/s^2$ ), deverá considerar-se a componente vertical da acção sísmica, definida em 3.2.2.3, nos casos indicados a seguir:

- elementos estruturais horizontais ou quase horizontais com vãos iguais ou superiores a 20 m;
- elementos horizontais ou quase horizontais em consola com mais de 5 m de comprimento;
- elementos pré-esforçados horizontais ou quase horizontais;
- vigas que suportam pilares;
- estruturas com isolamento de base.

(2) A análise para a determinação dos efeitos da componente vertical da acção sísmica poderá basear-se num modelo parcial da estrutura, que inclua os elementos nos quais se admite que a componente vertical actua (por exemplo, os indicados em (1)) e que tenha em conta a rigidez dos elementos adjacentes.

(3) Só é necessário ter em conta os efeitos da componente vertical para os elementos considerados (por exemplo, os indicados em (1) da presente secção) e para os elementos de suporte ou para as infra-estruturas com eles directamente associados.

(4) Se as componentes horizontais da acção sísmica também forem relevantes para estes elementos, poderão aplicar-se as regras de 4.3.3.5.1(2), alargando-as às três componentes da acção sísmica. Em alternativa, poderão utilizar-se as três combinações seguintes para o cálculo dos esforços:

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

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

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

em que:

"+" significa "a combinar com";

$E_{Edx}$  e  $E_{Edy}$  como em 4.3.3.5.1(3);

$E_{Edz}$  representa os esforços devidos à aplicação da componente vertical da acção sísmica de cálculo, definida em 3.2.2.5(5) e (6).

(5) No caso de uma análise estática não linear (*pushover*), a componente vertical da acção sísmica poderá ser desprezada.

#### **4.3.4 Cálculo dos deslocamentos**

(1)P Se for efectuada uma análise linear, os deslocamentos devidos à acção sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da seguinte expressão simplificada:

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

em que:

$d_s$  deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à acção sísmica de cálculo;

$q_d$  coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a  $q$ , salvo indicação em contrário;

$d_e$  deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo de acordo com 3.2.2.5.

O valor de  $d_s$  não tem que ser superior ao valor determinado a partir do espectro elástico.

**NOTA:** Em geral  $q_d$  é superior a  $q$  se o período fundamental da estrutura for inferior a  $T_C$  (ver a Figura B.2).

(2)P Na determinação dos deslocamentos  $d_e$  devem ter-se em conta os efeitos da torção devidos à acção sísmica.

(3) Numa análise não linear, tanto estática como dinâmica, os deslocamentos são os obtidos directamente da análise, sem modificações.

#### **4.3.5 Elementos não estruturais**

##### **4.3.5.1 Generalidades**

(1)P Os elementos não estruturais (elementos acessórios) dos edifícios (por exemplo, parapeitos, tímpanos, antenas, acessórios e equipamentos mecânicos, fachadas-cortina, divisórias, guardas) que possam, em caso de colapso, pôr em risco as pessoas ou afectar a estrutura principal do edifício ou as instalações de serviços vitais, devem ser verificados, juntamente com os seus apoios, para resistirem à acção sísmica de cálculo.

(2)P No caso de elementos não estruturais de grande importância ou de natureza particularmente perigosa, a análise sísmica deve basear-se num modelo realista das estruturas em causa e na utilização de espectros de resposta adequados, determinados a partir da resposta dos elementos estruturais de apoio do sistema principal sismo-resistente.

(3) Em todos os outros casos, são permitidas simplificações deste método, desde que devidamente justificadas (por exemplo, as indicadas em 4.3.5.2(2)).

##### **4.3.5.2 Verificações**

(1)P Os elementos não estruturais, assim como as suas ligações, fixações ou amarrações, devem ser verificados para a situação de projecto sísmica (ver 3.2.4).

**NOTA:** Deverá considerar-se a transmissão local das acções à estrutura através dos dispositivos de fixação dos elementos não estruturais assim como a sua influência no comportamento da estrutura. Os requisitos relativos a fixações ao betão são apresentados na EN 1992-1-1:2004, 2.7.

(2) Os esforços sísmicos poderão ser determinados aplicando ao elemento não estrutural uma força horizontal  $F_a$  definida da seguinte forma:

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

em que:

$F_a$  força sísmica horizontal, actuando no centro de gravidade do elemento não estrutural, segundo a direcção mais desfavorável;



$W_a$  peso do elemento;

$S_a$  coeficiente sísmico aplicável aos elementos não estruturais (ver (3) da presente secção);

$\gamma_a$  coeficiente de importância do elemento, ver 4.3.5.3;

$q_a$  coeficiente de comportamento do elemento, ver o Quadro 4.4.

(3) O coeficiente sísmico  $S_a$  poderá ser calculado utilizando a seguinte expressão:

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

em que:

$\alpha$  relação entre o valor de cálculo da aceleração à superfície para terrenos do tipo A,  $a_g$ , e a aceleração devida à gravidade  $g$ ;

$S$  coeficiente de solo;

$T_a$  período de vibração fundamental do elemento não estrutural;

$T_1$  período de vibração fundamental do edifício na direcção relevante;

$z$  altura do elemento não estrutural acima do nível de aplicação da acção sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida);

$H$  altura do edifício desde a fundação ou desde o nível superior de uma cave rígida.

O valor do coeficiente sísmico  $S_a$  não poderá ser tomado inferior a  $\alpha S$ .

#### **4.3.5.3 Coeficientes de importância**

(1) Para os elementos não estruturais seguintes, o coeficiente de importância  $\gamma_a$  não deve ser inferior a 1,5:

- elementos de amarração de máquinas e de equipamentos necessários aos sistemas vitais de segurança;
- tanques e reservatórios contendo substâncias tóxicas ou explosivas consideradas de risco para a segurança do público em geral.

(2) Em todos os outros casos, poderá admitir-se que o coeficiente de importância  $\gamma_a$  dos elementos não estruturais é  $\gamma_a = 1,0$ .

#### **4.3.5.4 Coeficientes de comportamento**

(1) Os valores máximos do coeficiente de comportamento  $q_a$  para elementos não estruturais são apresentados no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Valores de  $q_a$  para elementos não estruturais

Tipo de elemento não estrutural	$q_a$
Parapeitos ou ornamentos em consola Sinalizações e painéis publicitários Chaminés, mastros e depósitos sobre pilares, com comportamento de consola não contraventada ao longo de mais de metade da sua altura total	1,0
Paredes exteriores e interiores Divisórias e fachadas Chaminés, mastros e depósitos sobre pilares, com comportamento de consola não contraventada ao longo de menos de metade da sua altura total, ou contraventados ou espiados à estrutura ao nível ou acima do seu centro de gravidade Elementos de fixação de armários e estantes apoiados em pavimentos Elementos de fixação de tectos falsos e de acessórios de iluminação	2,0

#### **4.3.6 Medidas adicionais para estruturas porticadas com enchimentos de alvenaria**

##### **4.3.6.1 Generalidades**

(1)P Aplica-se o disposto em 4.3.6.1 a 4.3.6.3 a sistemas porticados ou a sistemas equivalentes de betão da classe DCH (ver a secção 5) e a pórticos de aço ou mistos aço-betão da classe DCH (ver as secções 6 e 7), com painéis não estruturais de enchimento de alvenaria, que interactuem com a estrutura e que satisfaçam todas as condições seguintes:

- a) são construídos após a descofragem dos pórticos de betão ou a montagem dos pórticos de aço;
- b) estão em contacto com o pórtico (isto é, sem juntas de separação especiais), mas sem ligação estrutural a ele (por tirantes, cintas, montantes ou conectores);
- c) são, em princípio, considerados como elementos não estruturais.

(2) Embora o âmbito de 4.3.6.1 a 4.3.6.3 seja limitado de acordo com o disposto em (1)P da presente secção, estas secções indicam critérios de boa prática que poderá ser vantajoso adoptar para as estruturas de betão, de aço ou mistas das classes DCM ou DCL com enchimentos de alvenaria. Em particular para os painéis que possam ser vulneráveis a rotura para fora do seu plano, a presença de cintas pode reduzir o risco de queda da alvenaria.

(3)P O disposto em 1.3(2) relativamente a eventuais modificações futuras da estrutura deve igualmente aplicar-se aos enchimentos.

(4) Para sistemas de paredes ou parede-equivalente em estruturas mistas de betão, assim como para sistemas de contraventamento de aço ou mistos aço-betão, poderá desprezar-se a interacção com os enchimentos em alvenaria.

(5) Se os painéis estruturais de enchimento de alvenaria fizerem parte do sistema resistente aos sismos, a análise e o dimensionamento deverão ser efectuados de acordo com os critérios e as regras indicados na secção 9 para as alvenarias confinadas.

(6) Consideram-se satisfeitos os requisitos e os critérios apresentados em 4.3.6.2 se forem cumpridas as regras apresentadas em 4.3.6.3 e em 4.3.6.4 assim como as regras especiais das secções 5 a 7.

#### **4.3.6.2 Requisitos e critérios**

- (1)P Devem considerar-se as consequências da irregularidade em planta introduzida pelos painéis de enchimento.
- (2)P Devem considerar-se as consequências da irregularidade em altura introduzida pelos enchimentos.
- (3)P Devem ser tomadas em conta as grandes incertezas devidas ao comportamento dos enchimentos (nomeadamente, a variabilidade das suas propriedades mecânicas e das suas condições de ligação à estrutura confinante, uma sua eventual modificação durante a utilização do edifício, assim como a variabilidade dos danos sofridos durante o sismo).
- (4)P Devem ser tomados em conta eventuais efeitos locais desfavoráveis devidos à interacção entre a estrutura e os seus enchimentos (por exemplo, rotura por esforço transversal dos pilares sob a acção do efeito de biela diagonal dos enchimentos) (ver as secções 5 a 7).

#### **4.3.6.3 Irregularidades devidas aos enchimentos de alvenaria**

##### **4.3.6.3.1 Irregularidades em planta**

- (1) Deverão evitar-se disposições em planta muito irregulares, assimétricas ou não uniformes (tendo em conta a importância das aberturas e das furações nos painéis de enchimento).
- (2) No caso de grandes irregularidades em planta devidas à disposição assimétrica dos enchimentos (por exemplo, enchimentos localizados principalmente em duas faces consecutivas do edifício), deverão utilizar-se modelos espaciais na análise da estrutura. Os enchimentos deverão ser incluídos no modelo devendo ser efectuada uma análise de sensibilidade da posição e das propriedades dos enchimentos (por exemplo, desprezando um em cada três ou quatro painéis de enchimento num pórtico plano, especialmente nos lados mais flexíveis). Deverá prestar-se especial atenção à verificação dos elementos estruturais nos lados flexíveis da planta (ou seja, os mais afastados do lado em que estão concentrados os enchimentos) em relação aos efeitos de qualquer movimento de torção devido aos enchimentos.
- (3) Nos modelos para realização das análises de acordo com o disposto em (2) da presente secção deverão desprezar-se os painéis de enchimento com mais de uma abertura ou furação significativas (por exemplo, uma porta e uma janela, etc.).
- (4) No caso de os enchimentos de alvenaria não estarem distribuídos de forma regular, mas não de uma forma que constitua uma irregularidade significativa em planta, essas irregularidades poderão ser consideradas multiplicando por 2,0 os efeitos da excentricidade accidental, determinados de acordo com 4.3.3.2.4 e 4.3.3.3.3.

##### **4.3.6.3.2 Irregularidades em altura**

- (1)P Se houver irregularidades significativas em altura (por exemplo, redução sensível dos enchimentos num ou mais pisos em relação aos outros pisos), devem ser aumentados os esforços sísmicos nos elementos verticais dos respectivos pisos.
- (2) Caso não se utilize um modelo mais rigoroso, considera-se satisfeito o disposto em (1)P se os esforços sísmicos forem amplificados por um coeficiente de majoração  $\eta$  definido como se segue:

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

em que:

$\Delta V_{Rw}$  redução total da resistência das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com mais enchimentos localizado acima dele;

$\Sigma V_{Ed}$  soma dos esforços transversos de origem sísmica actuando em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado.

(3) Caso a expressão (4.26) conduza a um coeficiente de majoração  $\eta$  inferior a 1,1, não é necessária a modificação dos esforços.

#### **4.3.6.4 Limitação dos danos dos enchimentos**

(1) Para os sistemas estruturais referidos em 4.3.6.1(1)P pertencentes a todas as classes de ductilidade, L, M ou H, excepto nos casos de baixa sismicidade (ver 3.2.1(4)), deverão tomar-se medidas adequadas para evitar a rotura frágil e a desintegração prematura das paredes de enchimento (em particular dos painéis de alvenaria com aberturas ou constituídos por materiais friáveis), assim como o colapso parcial ou total para fora do seu plano dos painéis de alvenaria esbeltos. Deverá prestar-se especial atenção aos painéis de alvenaria com um coeficiente de esbelteza (relação entre o menor comprimento ou altura e a espessura) superior a 15.

(2) Exemplos de medidas de acordo com o disposto em (1) da presente secção, para melhorar a integridade e o comportamento, tanto no próprio plano como fora dele, incluem redes electrossoldadas ligeiras bem amarradas numa face da parede, cintas nas paredes fixas aos pilares e dispostas nas juntas de assentamento da alvenaria e montantes e cintas de betão ao longo dos painéis e com a espessura total da parede.

(3) Se houver grandes aberturas ou furações em qualquer dos painéis de enchimento, os seus bordos deverão ser cintados por lintéis e montantes.

### **4.4 Verificações de segurança**

#### **4.4.1 Generalidades**

(1)P Para as verificações da segurança, devem ser considerados os estados limites apropriados (ver 4.4.2 e 4.4.3) e as disposições específicas (ver 2.2.4).

(2) Para os edifícios de categoria de importância que não seja a IV (ver o Quadro 4.3), poderá considerar-se que as verificações prescritas em 4.4.2 e 4.4.3 são satisfeitas se forem respeitadas as duas condições seguintes:

a) a força de corte total na base devida à combinação sísmica de cálculo determinada com um coeficiente de comportamento igual ao valor aplicável às estruturas de baixa dissipação (ver 2.2.2(2)) é inferior à devida às outras combinações de acções aplicáveis, para as quais o edifício é projectado na base de uma análise elástica linear. Este requisito diz respeito à força de corte ao nível da base do edifício (fundação ou nível superior de uma cave rígida) correspondente à totalidade da estrutura;

b) as disposições específicas descritas em 2.2.4 são tidas em conta, com excepção das disposições de 2.2.4.1(2)-(3).

#### **4.4.2 Estado limite último**

##### **4.4.2.1 Generalidades**

(1)P Considera-se satisfeito o requisito de não ocorrência de colapso (estado limite último) na situação sísmica de cálculo quando são cumpridas as seguintes condições relativas a resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade das fundações e juntas sísmicas.

##### **4.4.2.2 Condições de resistência**

(1)P A relação seguinte deve ser satisfeita para todos os elementos estruturais, incluindo ligações, e para os elementos não estruturais relevantes:

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

em que:

$E_d$  valor de cálculo do efeito da acção, devido à situação sísmica de cálculo (ver a EN 1990:2002, 6.4.3.4), incluindo, se necessário, os efeitos de segunda ordem (ver (2) da presente secção). É permitida a redistribuição dos momentos flectores de acordo com a EN 1992-1-1:2004, a EN 1993-1-1:2005 e a EN 1994-1-1:2004;

$R_d$  resistência de cálculo correspondente do elemento, calculada de acordo com as regras específicas do material utilizado (em termos dos valores característicos das propriedades dos materiais  $f_k$  e do coeficiente parcial  $\gamma_M$ ) e com os modelos mecânicos associados ao tipo específico de sistema estrutural, como indicado nas secções 5 a 9 da presente Norma e nos outros Eurocódigos aplicáveis.

(2) Não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem (efeitos P- $\Delta$ ) se a seguinte condição for satisfeita em todos os pisos:

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

em que:

$\theta$  coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

$P_{\text{tot}}$  carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projecto sísmica;

$d_r$  valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios  $d_s$  no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com 4.3.4;

$V_{\text{tot}}$  força de corte sísmica total no piso considerado;

$h$  altura entre pisos.

(3) Se  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , os efeitos de segunda ordem poderão ser avaliados de modo aproximado multiplicando os esforços sísmicos por um factor igual a  $1/(1 - \theta)$ .

(4)P O valor do coeficiente  $\theta$  não deve ser superior a 0,3.

(5) Se os efeitos de cálculo das acções  $E_d$  forem obtidos por um método de análise não linear (ver 4.3.3.4), o disposto em (1)P da presente secção aplica-se em termos de forças apenas aos elementos frágeis. Para as zonas dissipativas, que são dimensionadas e pormenorizadas para assegurar a ductilidade, deverá satisfazer-se a condição de resistência, expressão (4.27), em termos de deformação dos elementos (por exemplo, rotação das rótulas plásticas ou rotação da corda (*chord rotation*), com coeficientes parciais dos materiais adequados, aplicados às capacidades de deformação dos elementos (ver também a EN 1992-1-1:2004, 5.7(2); 5.7(4)P).

(6) Não é necessário verificar a resistência à fadiga na situação de projecto sísmica.

#### **4.4.2.3 Condições de ductilidade global e local**

(1)P Deve verificar-se que tanto os elementos estruturais como a estrutura no seu todo possuem ductilidade adequada, tendo em conta o aproveitamento da ductilidade expectável associada ao sistema estrutural escolhido e ao coeficiente de comportamento.

(2)P Devem ser satisfeitos requisitos específicos dos materiais, definidos nas secções 5 a 9, incluindo, quando indicado, regras de cálculo pela capacidade real, de forma a estabelecer uma hierarquia de resistência dos vários componentes estruturais, necessária para garantir a localização pretendida para as rótulas plásticas e para evitar modos de rotura frágil.

(3)P Nos edifícios com vários pisos, deve evitar-se a formação de um mecanismo plástico de piso flexível, uma vez que tal mecanismo pode induzir, nos pilares do piso flexível, exigências de ductilidade local excessivas.

(4) Salvo indicação em contrário nas secções 5 a 8, para satisfazer os requisitos de (3)P em edifícios com estrutura porticada, incluindo os sistemas equivalentes a pórticos como definidos em 5.1.2(1), com dois ou mais pisos, deverá satisfazer-se a seguinte condição em todos os nós das vigas sísmicas primárias ou secundárias com os pilares sísmicos primários:

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

em que:

$\sum M_{Rc}$  soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó. Na expressão (4.29) deverá utilizar-se o valor mínimo dos momentos resistentes dos pilares na gama de esforços normais dos pilares devidos à situação de projecto sísmica;

$\sum M_{Rb}$  soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó. Quando são adoptadas ligações de resistência parcial, os momentos resistentes dessas ligações são tidos em conta no cálculo de  $\sum M_{Rb}$ .

**NOTA:** Uma interpretação rigorosa da expressão (4.29) requer o cálculo dos momentos no centro do nó. Esses momentos correspondem aos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ou das vigas nas faces do nó, acrescidos de uma fracção adequada dos momentos devidos aos esforços transversos que actuam nessas faces. No entanto, a redução de precisão é mínima e a simplificação obtida é significativa se for desprezada essa contribuição do esforço transversal. Considera-se, portanto, esta aproximação aceitável.

(5) A expressão (4.29) deverá ser satisfeita em dois planos verticais ortogonais de flexão, os quais, nos edifícios com estruturas porticadas em duas direcções ortogonais, são definidos por essas duas direcções. Deverá ser satisfeita para os dois sentidos da acção (positivo e negativo) nos momentos da viga em torno do nó, com os momentos nos pilares sempre de sinal contrário aos das vigas. Se o sistema estrutural for em pórtico ou equivalente apenas numa das duas direcções horizontais principais, a expressão (4.29) deverá ser satisfeita unicamente no plano vertical correspondente a essa direcção.

(6) As regras indicadas em (4) e (5) da presente secção não se aplicam ao nível superior de edifícios com vários pisos.

(7) As regras de cálculo pela capacidade real destinadas a evitar modos de rotura frágil são indicadas nas secções 5 a 7.

(8) Consideram-se satisfeitos os requisitos de (1)P e (2)P da presente secção se forem satisfeitas todas as condições seguintes:

- a) os mecanismos plásticos obtidos por uma análise estática não linear (*pushover analysis*) são satisfatórios;
- b) os requisitos globais, por piso e locais, de ductilidade e de deformação resultantes de análises estáticas não lineares (*pushover analyses*) (com diferentes distribuições de carga lateral) não excedem as correspondentes capacidades;
- c) os elementos frágeis permanecem no domínio elástico.

#### **4.4.2.4 Condições de equilíbrio**

(1)P A estrutura do edifício deve ser estável – incluindo o derrubamento ou o deslizamento – na situação de projecto sísmica especificada na EN 1990:2002, 6.4.3.4.

(2) Em casos especiais, o equilíbrio poderá ser verificado por métodos energéticos ou por métodos geometricamente não lineares, sendo a acção sísmica a definida em 3.2.3.1.

#### **4.4.2.5 Resistência dos diafragmas horizontais**

(1)P Os diafragmas e as cintagens em planos horizontais devem ser capazes de transmitir, com uma sobrerresistência suficiente, os esforços sísmicos de cálculo aos sistemas de contraventamento a que estão ligados.

(2) Considera-se satisfeito o requisito indicado em (1)P da presente secção se, para as necessárias verificações de resistência, os esforços sísmicos no diafragma obtidos da análise forem multiplicados por um coeficiente de sobrerresistência  $\gamma_d$  superior a 1,0.

*NOTA:* Os valores a atribuir a  $\gamma_d$  para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. O valor recomendado para os modos de rotura frágil, tais como os por esforço transversal em diafragmas de betão, é 1,3 e para os modos de rotura dúctil é 1,1.

(3) As disposições de projecto para diafragmas de betão são apresentadas na secção 5.10.

#### **4.4.2.6 Resistência das fundações**

(1)P O sistema de fundações deve obedecer ao disposto na EN 1998-5:2004, secção 5 e na EN 1997-1:2004.

(2)P Os esforços nos elementos da fundação devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, tendo em conta eventuais sobrerresistências. Não é necessário que esses efeitos excedam os correspondentes à resposta da estrutura na situação de projecto sísmica obtidos na hipótese de comportamento elástico da estrutura ( $q = 1,0$ ).

(3) Caso os esforços nas fundações tenham sido determinados com o coeficiente de comportamento  $q$  aplicável a estruturas de baixa dissipação (ver 2.2.2(2)), não é necessário um cálculo pela capacidade real de acordo com (2)P.

(4) Para as fundações de elementos verticais isolados (paredes ou pilares), considera-se satisfeito o disposto em (2)P da presente secção se os valores de cálculo dos esforços  $E_{Fd}$  nas fundações forem determinados pela expressão:

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

em que:

- $\gamma_{Rd}$  coeficiente de sobrerresistência, considerado igual a 1,0 para  $q \leq 3$  ou igual a 1,2 nos restantes casos;
- $E_{F,G}$  efeito da acção devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação sísmica de cálculo (ver a EN 1990:2002, 6.4.3.4);
- $E_{F,E}$  efeito da acção resultante da análise para a acção sísmica de cálculo;
- $\Omega$  valor de  $(R_{di}/E_{di}) \leq q$  da zona dissipativa ou do elemento  $i$  da estrutura que tem a maior influência no efeito  $E_F$  considerado; em que:
- $R_{di}$  valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento  $i$ ;

$E_{di}$  valor de cálculo do efeito da acção na zona ou no elemento  $i$  para a situação de projecto sísmica.

(5) Para as fundações de paredes estruturais ou de pilares de pórticos,  $\Omega$  é o valor mínimo da relação  $M_{Rd}/M_{Ed}$  nas duas direcções ortogonais principais, na secção transversal mais baixa na qual se pode formar uma rótula plástica no elemento vertical, na situação sísmica de cálculo.

(6) Para as fundações de pilares de pórticos com contraventamento centrado,  $\Omega$  é o valor mínimo da relação  $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$  em todas as diagonais traccionadas do pórtico contraventado (ver 6.7.4(1)).

(7) Para as fundações de pilares de pórticos com contraventamento excêntrico,  $\Omega$  é o mínimo dos dois valores seguintes: da relação mínima  $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$  entre todos os ligadores sísmicos curtos, e da relação mínima  $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$  entre todos os ligadores médios e longos no pórtico contraventado (ver 6.8.3(1)).

(8) Para as fundações comuns a mais de um elemento vertical (vigas de fundação, sapatas contínuas, ensoleiramentos, etc.), considera-se satisfeito o disposto em (2)P se o valor de  $\Omega$  utilizado na expressão (4.30) for determinado a partir do elemento vertical com maior esforço transversal horizontal na situação de projecto sísmica, ou, em alternativa, se na expressão (4.30) for utilizado um valor  $\Omega = 1$  com o valor do coeficiente de sobre-resistência  $\gamma_{Rd}$  aumentado para 1,4.

#### **4.4.2.7 Condição de junta sísmica**

(1)P Os edifícios devem ser protegidos do entrechoque provocado pelo sismo com outras estruturas contíguas ou entre unidades estruturalmente independentes do mesmo edifício.

(2) Considera-se satisfeito o disposto em (1)P:

a) para os edifícios, ou unidades estruturalmente independentes, não pertencentes à mesma propriedade, se a distância entre o limite da propriedade e os potenciais pontos de choque não for inferior ao deslocamento horizontal máximo do edifício ao nível correspondente, calculado de acordo com a expressão (4.23);

b) para os edifícios, ou unidades estruturalmente independentes, pertencentes à mesma propriedade, se a distância entre eles não for inferior à raiz quadrada da soma dos quadrados dos deslocamentos horizontais máximos ao nível correspondente dos dois edifícios ou unidades, calculada de acordo com a expressão (4.23).

(3) Se os níveis dos pisos do edifício ou da unidade independente em estudo forem os mesmos dos do edifício ou unidade adjacente, a distância mínima acima referida poderá ser reduzida por um factor igual a 0,7.

#### **4.4.3 Limitação de danos**

##### **4.4.3.1 Generalidades**

(1) Considera-se satisfeito o requisito de “limitação de danos” se, sob uma acção sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior do que a acção sísmica de cálculo correspondente ao requisito de “não ocorrência de colapso” em conformidade com 2.1(1)P e 3.2.1(3), os deslocamentos entre pisos forem limitados de acordo com 4.4.3.2.

(2) Poderão ser necessárias verificações adicionais para a limitação dos danos no caso de edifícios importantes para a protecção civil ou que contenham equipamento sensível.

##### **4.4.3.2 Limitação do deslocamento entre pisos**

(1) Salvo especificação em contrário nas secções 5 a 9, os seguintes limites devem ser cumpridos:

a) para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:



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

b) para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

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

c) para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

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

em que:

$d_r$  valor de cálculo do deslocamento entre pisos definido em 4.4.2.2(2);

$h$  altura entre pisos;

$\nu$  coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da acção sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

(2) O valor do coeficiente de redução  $\nu$  poderá também depender da classe de importância do edifício. Na sua utilização está implícita a hipótese de o espectro de resposta elástica da acção sísmica para o qual o requisito de “limitação de danos” deverá ser satisfeito (ver 3.2.2.1(1)P) ter a mesma forma do espectro de resposta elástica da acção sísmica de cálculo correspondente ao requisito de “não ocorrência de colapso” em conformidade com 2.1(1)P e 3.2.1(3).

**NOTA:** Os valores a atribuir a  $\nu$  para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Poderão ser definidos diferentes valores de  $\nu$  para as várias zonas sísmicas do país, em função das condições de perigosidade sísmica e do objectivo de protecção de bens. Os valores recomendados de  $\nu$  são 0,4 para as classes de importância III e IV e  $\nu = 0,5$  para as classes de importância I e II.

## **5 Regras específicas para edifícios de betão**

### **5.1 Generalidades**

#### **5.1.1 Objectivo e campo de aplicação**

(1)P A secção 5 aplica-se ao cálculo de edifícios de betão armado em regiões sísmicas, de agora em diante designados por edifícios de betão. Inclui tanto os edifícios monolíticos betonados *in situ* como os edifícios prefabricados.

(2)P Os edifícios de betão com lajes fungiformes utilizadas como elementos sísmicos primários de acordo com 4.2.2 não estão totalmente cobertos pela secção 5.

(3)P Para o projecto de edifícios de betão aplica-se a EN 1992-1-1:2004. As regras seguintes são adicionais às aí indicadas.

#### **5.1.2 Termos e definições**

(1) Na secção 5 utiliza-se a seguinte terminologia com os seguintes significados:

##### **zona crítica**

Zona de um elemento sísmico primário onde ocorrem as combinações mais desfavoráveis dos esforços (M, N, V, T) e onde se poderão formar rótulas plásticas.

**NOTA:** Nos edifícios de betão, as zonas críticas são zonas dissipativas. O comprimento da zona crítica é definido para cada tipo de elemento sísmico primário na respectiva secção desta secção.

**viga**

Elemento estrutural sujeito principalmente a cargas transversais e a um esforço normal reduzido de cálculo  $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  não superior a 0,1 (compressão positiva).

**NOTA:** Em geral, as vigas são horizontais.

**pilar**

Elemento estrutural sujeito a forças gravíticas por compressão axial ou sujeito a um esforço normal reduzido de cálculo  $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  superior a 0,1.

**NOTA:** Em geral, os pilares são verticais.

**parede**

Elemento estrutural, que suporta outros elementos, de secção transversal alongada e com uma relação comprimento/espessura  $l_w/b_w$  superior a 4.

**NOTA:** Em geral, o plano de uma parede é vertical.

**parede dúctil**

Parede fixa na sua base de forma que impede a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural, e que é projectada e pormenorizada para dissipar a energia numa zona de rótula plástica de flexão que não apresenta aberturas ou grandes furações imediatamente acima da sua base.

**parede de grandes dimensões de betão fracamente armado**

Parede de secção transversal com grandes dimensões, ou seja, com uma dimensão horizontal  $l_w$  não inferior a 4,0 m ou a dois terços da altura  $h_w$  da parede, o que for menor, e que se prevê desenvolva uma fendilhação e um comportamento não elástico limitado na situação sísmica de cálculo.

**NOTA:** Admite-se que tal parede transforme a energia sísmica em energia potencial (por levantamento temporário das massas estruturais) e em energia dissipada no terreno por rotação de corpo rígido, etc. Devido às suas dimensões, ou à falta de encastramento na base, ou à ligação a paredes de grandes dimensões transversais que impedem a formação de rótulas plásticas na base, não pode ser eficazmente dimensionada para uma dissipação de energia por meio da formação de rótulas plásticas na base.

**parede acoplada**

Elemento estrutural constituído por duas ou mais paredes simples, ligadas de modo regular por vigas de ductilidade adequada (“vigas de acoplamento”), capaz de reduzir em pelo menos 25 % a soma dos momentos flectores na base de cada parede obtidos se cada uma funcionasse separadamente.

**sistema de paredes**

Sistema estrutural no qual a resistência, tanto às acções verticais como às laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

**NOTA 1:** Nesta definição e nas seguintes, a percentagem de resistência à força de corte poderá ser substituída pelas percentagens de forças de corte actuantes na situação de projecto sísmica.

**NOTA 2:** Se a maior parte da resistência total à força de corte das paredes que fazem parte do sistema for devida a paredes acopladas, poderá considerar-se o sistema como sendo um sistema de paredes acopladas.

**sistema porticado**

Sistema estrutural no qual a resistência, tanto às acções verticais como às laterais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

**sistema misto**

Sistema estrutural no qual a resistência às acções verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais e em que a resistência às acções laterais é assegurada em parte pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais, acopladas ou não.

**sistema misto equivalente a sistema porticado**

Sistema misto no qual a resistência do sistema porticado à força de corte na base do edifício é superior a 50 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

**sistema misto equivalente a paredes**

Sistema misto no qual a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 50 % da resistência sísmica de todo o sistema estrutural.

**sistema torsionalmente flexível**

Sistema misto ou sistema de paredes que não tem uma rigidez à torção mínima (ver 5.2.2.1(4)P e (6)).

*NOTA 1: Um exemplo de um sistema deste tipo é um sistema estrutural constituído por pórticos flexíveis associados a paredes concentradas no centro do edifício em planta.*

*NOTA 2: Esta definição não abrange os sistemas com várias paredes muito perfuradas em torno de instalações verticais. Para estes sistemas, a definição mais adequada da respectiva configuração estrutural geral deverá ser feita caso a caso.*

**sistema de pêndulo invertido**

Sistema no qual 50 % ou mais da massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia tem lugar na base de um único elemento do edifício.

*NOTA: Não pertencem a esta categoria as estruturas de um só piso com as cabeças dos pilares ligadas ao longo das duas direcções principais do edifício e em que o valor do esforço normal reduzido dos pilares  $v_d$  não é, em nenhuma secção, superior a 0,3.*

## **5.2 Princípios de projecto**

### **5.2.1 Capacidade de dissipação de energia e classes de ductilidade**

(1)P O projecto dos edifícios de betão resistentes aos sismos deve assegurar à estrutura uma adequada capacidade de dissipação de energia sem redução substancial da sua resistência global às acções horizontais e verticais. Para este efeito aplicam-se os requisitos e os critérios da secção 2. Na situação de projecto sísmica deve ser assegurada a todos os elementos estruturais uma resistência adequada e os requisitos de deformação não linear nas zonas críticas deverão ser compatíveis com a ductilidade global considerada nos cálculos.

(2)P Em alternativa, os edifícios de betão poderão ser projectados para uma capacidade de dissipação e uma ductilidade baixas, aplicando apenas as regras da EN 1992-1-1:2004 para a situação de projecto sísmica e ignorando as disposições específicas da secção 5 da presente Norma, desde que sejam respeitados os requisitos de 5.3. Para edifícios sem isolamento da base (ver a secção 10), o projecto com esta alternativa, correspondente a uma classe de ductilidade L (baixa), é unicamente recomendado para os casos de baixa sismicidade (ver 3.2.1(4)).

(3)P Os edifícios de betão resistentes aos sismos que não sejam aqueles aos quais se aplica o disposto em (2)P da presente secção, devem ser projectados de forma a garantir uma capacidade de dissipação de energia e um comportamento dúctil global. É assegurado um comportamento dúctil global se o requisito de ductilidade envolver, globalmente, um grande volume da estrutura e se se distribuir por diferentes elementos e localizações em todos os seus pisos. Para este efeito, os modos dúcteis de rotura (por exemplo, por flexão) deverão preceder, com suficiente fiabilidade, os modos de rotura frágil (por exemplo, por esforço transversal).

(4)P Os edifícios de betão projectados de acordo com (3)P da presente secção são classificados em duas classes de ductilidade, DCM (classe de ductilidade média) e DCH (classe de ductilidade alta), em função da

sua capacidade de dissipação histerética. Ambas as classes correspondem a edifícios de concepção, cálculo e pormenorização conformes às disposições específicas do projecto de resistência aos sismos, permitindo que a estrutura desenvolva mecanismos estáveis associados a uma grande dissipação histerética de energia sob acções repetidas e alternadas sem que ocorram roturas frágeis.

(5)P Para obter nas classes de ductilidade DCM e DCH o adequado nível de ductilidade, é necessário que para cada classe sejam satisfeitas disposições específicas em todos os elementos estruturais (ver 5.4 - 5.6). Em função dos diferentes níveis de ductilidade disponível nas duas classes, utilizam-se para cada classe valores diferentes do coeficiente de comportamento  $q$  (ver 5.2.2.2).

*NOTA:* As limitações geográficas na utilização das classes de ductilidade DCM e DCH poderão ser apresentadas no Anexo Nacional aplicável.

## **5.2.2 Tipos de estrutura e coeficientes de comportamento**

### **5.2.2.1 Tipos de estrutura**

(1)P Os edifícios de betão devem ser classificados num dos seguintes tipos de estrutura (ver 5.1.2) consoante o seu comportamento sob as acções sísmicas horizontais:

- a) sistema porticado;
- b) sistema misto (equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes);
- c) sistema de paredes dúcteis (acopladas ou não acopladas);
- d) sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado;
- e) sistema de pêndulo invertido;
- f) sistema torsionalmente flexível.

(2) Com excepção dos edifícios de betão classificados como sistemas torsionalmente flexíveis, os edifícios de betão poderão ser classificados numa direcção horizontal segundo um tipo de sistema estrutural e segundo outro tipo na outra direcção.

(3)P Um sistema de paredes deve ser classificado como sendo um sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado se, na direcção horizontal considerada, incluir pelo menos duas paredes com uma dimensão horizontal não inferior a 4,0 m ou a  $2h_w/3$ , o que for menor, que resistam, no seu conjunto, a pelo menos 20 % da carga gravítica total na situação de projecto sísmica, e tiver um período fundamental  $T_1$  igual ou inferior a 0,5 s, admitindo que na sua base é impedida qualquer rotação. É suficiente que exista apenas uma parede que satisfaça as condições anteriores numa das duas direcções, desde que: (a) o valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_o$ , nessa direcção, indicado no Quadro 5.1, seja dividido pelo factor 1,5; e (b) pelo menos duas paredes satisfaçam as condições anteriores na direcção ortogonal.

(4)P Os primeiros quatro tipos de sistemas (ou seja, porticado, misto e de paredes de ambos os tipos) devem possuir uma rigidez de torção mínima que satisfaça a expressão (4.1b) nas duas direcções horizontais.

(5) Para os sistemas porticados ou de paredes cujos elementos verticais estejam bem distribuídos em planta, poderá considerar-se que o estipulado em (4)P da presente secção é satisfeito sem recurso a uma verificação analítica.

(6) Deverão ser classificados como sistemas torsionalmente flexíveis os sistemas porticados, mistos ou de paredes que não tenham uma rigidez de torção mínima de acordo com (4)P da presente secção.

(7) Se um sistema estrutural não puder ser qualificado como um sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado de acordo com (3)P, todas as suas paredes deverão ser projectadas e pormenorizadas como paredes dúcteis.

### 5.2.2.2 Coeficientes de comportamento para as acções sísmicas horizontais

(1)P O valor superior do coeficiente de comportamento  $q$ , introduzido em 3.2.2.5(3) para ter em conta a capacidade de dissipação de energia, deve ser determinado para cada direcção de cálculo da seguinte forma:

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

em que:

$q_o$  valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura (ver (2) da presente secção);

$k_w$  coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes (ver (11)P da presente secção).

(2) Para os edifícios regulares em altura de acordo com 4.2.3.3, os valores básicos de  $q_o$  para os vários tipos de estrutura são apresentados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_o$ , para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

(3) Para os edifícios não regulares em altura, o valor de  $q_o$  deverá ser reduzido de 20 % (ver 4.2.3.1(7) e o Quadro 4.1).

(4)  $\alpha_1$  e  $\alpha_u$  são definidos da seguinte forma:

$\alpha_1$  valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras acções de cálculo;

$\alpha_u$  valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras acções de cálculo. O coeficiente  $\alpha_u$  poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear (*pushover*) global.

(5) Quando o factor de majoração  $\alpha_u/\alpha_1$  não tiver sido avaliado através de um cálculo explícito, poderão utilizar-se os seguintes valores aproximados de  $\alpha_u/\alpha_1$  para os edifícios regulares em planta:

a) sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:

– edifícios de um só piso:  $\alpha_u/\alpha_1=1,1$ ;

– edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo:  $\alpha_u/\alpha_1=1,2$ ;

– edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos:  $\alpha_u/\alpha_1=1,3$ ;

b) sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:

– sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direcção horizontal:  $\alpha_u/\alpha_1=1,0$ ;

– outros sistemas de paredes não acopladas:  $\alpha_v/\alpha_l=1,1$ ;

– sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas:  $\alpha_v/\alpha_l=1,2$ .

(6) Para os edifícios não regulares em planta (ver 4.2.3.2), o valor aproximado de  $\alpha_v/\alpha_l$  que poderá ser utilizado, quando não forem efectuados cálculos para a sua avaliação, é igual à média de (a) 1,0 e de (b) o valor fornecido em (5) da presente secção.

(7) Poderão ser utilizados valores de  $\alpha_v/\alpha_l$  superiores aos indicados em (5) e (6) da presente secção, desde que confirmados por meio de uma análise estática não linear (*pushover*) global.

(8) O valor máximo de  $\alpha_v/\alpha_l$  que poderá ser utilizado no projecto é igual a 1,5, mesmo quando da análise referida em (7) da presente secção resultam valores mais elevados.

(9) O valor de  $q_o$ , indicado para os sistemas de pêndulo invertido, poderá ser aumentado desde que se demonstre que a correspondente dissipação mais elevada de energia é assegurada na zona crítica da estrutura.

(10) Se, para além dos procedimentos normais de controlo da qualidade, for aplicado um Plano de Garantia da Qualidade particular e formal nos domínios do projecto, dos concursos e da construção, poderão ser admitidos maiores valores para  $q_o$ . Estes valores aumentados não poderão exceder em mais de 20 % os valores apresentados no Quadro 5.1.

**NOTA:** Os valores a atribuir a  $q_o$  para utilização num determinado país e, eventualmente, em projectos específicos que dependam de um Plano de Garantia da Qualidade especial, poderão ser apresentados no Anexo Nacional.

(11) O coeficiente  $k_w$ , que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, deve ser considerado como segue:

$$k_w = \begin{cases} 1,00, \text{ para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ (1 + \alpha_o) / 3 \leq 1, \text{ mas não inferior a } 0,5, \text{ para sistemas de paredes, sistemas} \\ \text{equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis} \end{cases} \quad (5.2)$$

em que  $\alpha_o$  é a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

(12) Se as esbeltezas  $h_{wi}/l_{wi}$  de todas as paredes  $i$  de um sistema estrutural não diferirem significativamente, a esbelteza predominante  $\alpha_o$  poderá ser determinada a partir da seguinte expressão:

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

em que:

$h_{wi}$  altura da parede  $i$ ;

$l_{wi}$  comprimento da secção da parede  $i$ .

(13) Nos sistemas de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado não se pode contar com uma dissipação de energia nas rótulas plásticas e, por este motivo, esses sistemas deverão ser projectados como estruturas de DCM.

## 5.2.3 Critérios de projecto

### 5.2.3.1 Generalidades

(1) Os princípios de projecto descritos em 5.2.1 e na secção 2 devem ser aplicados aos elementos estruturais resistentes aos sismos dos edifícios de betão, como indicado em 5.2.3.2 a 5.2.3.7.

(2) Consideram-se satisfeitos os critérios de projecto de 5.2.3.2 a 5.2.3.7, se forem cumpridas as regras indicadas em 5.4 a 5.7.

### **5.2.3.2 Condição de resistência local**

(1)P Todas as zonas críticas da estrutura devem satisfazer os requisitos de 4.4.2.2(1).

### **5.2.3.3 Regra de cálculo pela capacidade real**

(1)P Deve impedir-se a formação de mecanismos de rotura frágil ou de outros mecanismos de rotura indesejáveis (por exemplo, concentração das rótulas plásticas em pilares num único piso de um edifício de vários pisos, rotura por esforço transversal dos elementos estruturais, rotura dos nós viga-pilar, plastificação das fundações ou de qualquer outro elemento que deva permanecer elástico). Para este efeito, devem deduzir-se, a partir das condições de equilíbrio, os esforços de cálculo nas zonas consideradas, admitindo nas áreas adjacentes a formação de rótulas plásticas e considerando as suas eventuais sobrerresistências.

(2) Os pilares sísmicos primários de sistemas porticados ou de sistemas equivalentes a pórticos de betão deverão satisfazer os requisitos do cálculo pela capacidade real indicados em 4.4.2.3(4) com as seguintes excepções:

a) nos pórticos planos com pelo menos quatro pilares de secção transversal aproximadamente idêntica, não é necessário satisfazer a expressão (4.29) em todos os pilares, mas apenas em três de cada quatro pilares;

b) no piso inferior dos edifícios de dois pisos, se o valor do esforço normal reduzido  $\nu_d$  não for superior a 0,3 em qualquer pilar.

(3) Deverá considerar-se que as armaduras de laje paralelas às vigas e localizadas no interior da largura efectiva do banzo definida em 5.4.3.1.1(3) contribuem para as capacidades de flexão das vigas consideradas para o cálculo de  $\sum M_{Rb}$  na expressão (4.29), se estiverem amarradas para além das secções das vigas à face do nó.

### **5.2.3.4 Condição de ductilidade local**

(1)P Para assegurar a ductilidade global requerida para a estrutura, as zonas de potencial formação de rótulas plásticas, definidas adiante para cada tipo de elemento do edifício, devem possuir uma elevada capacidade de rotação plástica.

(2) Considera-se satisfeito o disposto em (1)P se as seguintes condições forem cumpridas:

a) é assegurada uma ductilidade suficiente em curvatura em todas as zonas críticas dos elementos sísmicos primários, incluindo nas extremidades dos pilares (em função da possibilidade de formação de rótulas plásticas nos pilares) (ver (3) da presente secção);

b) é impedida a encurvadura local das armaduras comprimidas nas zonas de potencial formação de rótulas plásticas dos elementos sísmicos primários. Regras de aplicação relacionadas com esta questão são indicadas em 5.4.3 e 5.5.3;

c) são adoptadas, como segue, qualidades adequadas do betão e do aço para garantir a ductilidade local:

– o aço utilizado nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários deverá ter uma extensão plástica uniforme elevada (ver 5.3.2(1)P, 5.4.1.1(3)P, 5.5.1.1(3)P);

– a relação entre a tensão de rotura à tracção e a tensão de cedência do aço utilizado nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários deverá ser significativamente superior à unidade. Poderá considerar-se que o aço para betão armado que satisfaça os requisitos de 5.3.2(1)P, 5.4.1.1(3)P ou 5.5.1.1(3)P, conforme o caso, satisfaz este requisito;

– o betão utilizado nos elementos sísmicos primários deverá possuir uma resistência à compressão adequada e uma extensão na rotura que exceda, por uma margem adequada, a extensão correspondente à resistência à compressão máxima. Poderá considerar-se que o betão que satisfaça os requisitos de 5.4.1.1(1)P ou 5.5.1.1(1)P, conforme o caso, satisfaz estes requisitos.

(3) A não ser que estejam disponíveis dados mais precisos e excepto quando se aplica o disposto em (4) da presente secção, considera-se satisfeito o disposto em (2)a) da presente secção se o factor de ductilidade em curvatura  $\mu_\phi$  dessas zonas (definida como a relação entre a curvatura correspondente a 85 % do momento resistente, na fase pós-última, e a curvatura na cedência, desde que as extensões limites do betão e do aço,  $\varepsilon_{cu}$  e  $\varepsilon_{su,k}$ , não sejam excedidas) for, pelo menos, igual aos seguintes valores:

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

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

em que  $q_0$  é o correspondente valor básico do coeficiente de comportamento apresentado no Quadro 5.1 e  $T_1$  é o período fundamental do edifício, ambos considerados no plano vertical em que ocorre a flexão, e  $T_C$  é o período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro, de acordo com 3.2.2.2(2)P.

**NOTA:** As expressões (5.4) e (5.5) baseiam-se na relação entre  $\mu_\phi$  e o factor de ductilidade em deslocamento,  $\mu_\delta$ :  $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$ , que é normalmente uma aproximação conservativa para os elementos de betão, e na seguinte relação entre  $\mu_\delta$  e  $q$ :  $\mu_\delta = q$  se  $T_1 \geq T_C$ ,  $\mu_\delta = 1 + (q-1)T_C/T_1$  se  $T_1 < T_C$  (ver também B.5 no Anexo B informativo). Utiliza-se o valor de  $q_0$  em vez do valor de  $q$ , dado que  $q$  será inferior a  $q_0$  nos edifícios irregulares, reconhecendo-se, assim, que para a sua protecção é necessária uma resistência lateral mais elevada. No entanto, os requisitos de ductilidade local poderão ser, de facto, mais elevados do que os correspondentes ao valor de  $q$ , pelo que não se pode assumir que se possa reduzir a ductilidade em curvatura.

(4) Nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários com armadura longitudinal de aço da classe B da EN 1992-1-1:2004, ver o Quadro C.1, o factor de ductilidade em curvatura  $\mu_\phi$  deverá ser, pelo menos, igual a 1,5 vezes o valor obtido pelas expressões (5.4) ou (5.5), conforme o caso.

### 5.2.3.5 Redundância estrutural

(1)P Deve procurar-se um elevado grau de redundância acompanhado de uma capacidade de redistribuição, que permitam uma dissipação de energia distribuída e um aumento da energia dissipada total. Em consequência, aos sistemas estruturais com menores graus de redundância devem ser atribuídos menores coeficientes de comportamento (ver o Quadro 5.1). A capacidade de redistribuição necessária deve ser obtida através das regras de ductilidade local apresentadas em 5.4 a 5.6.

### 5.2.3.6 Elementos sísmicos secundários e resistências

(1)P Poderá designar-se um número limitado de elementos estruturais como elementos sísmicos secundários de acordo com 4.2.2.

(2) As regras para o cálculo e a pormenorização dos elementos sísmicos secundários são apresentadas em 5.7.

(3) As resistências ou os efeitos estabilizadores, que não sejam explicitamente considerados nos cálculos, poderão contribuir para aumentar tanto a resistência como a dissipação de energia (por exemplo, o efeito de membrana em lajes mobilizadas pelo levantamento das paredes estruturais).

(4) Os elementos não estruturais poderão também contribuir para a dissipação de energia se estiverem uniformemente distribuídos por toda a estrutura. Deverão tomar-se medidas contra possíveis efeitos desfavoráveis locais devidos à interacção entre os elementos estruturais e não estruturais (ver 5.9).



(5) Para as estruturas com enchimentos de alvenaria (que constituem um caso frequente de elementos não estruturais) são apresentadas regras especiais em 4.3.6 e 5.9.

### **5.2.3.7 Disposições específicas adicionais**

(1)P Dada a natureza aleatória da acção sísmica e as incertezas do comportamento pós-elástico cíclico das estruturas de betão, a incerteza global é substancialmente superior à que se verifica com acções não sísmicas. Por conseguinte, devem tomar-se medidas para reduzir as incertezas relacionadas com a configuração estrutural, a análise, a resistência e a ductilidade.

(2)P Os desvios geométricos poderão produzir importantes incertezas relacionadas com a resistência. Para minimizar este tipo de incerteza, devem aplicar-se as seguintes regras:

a) devem respeitar-se certas dimensões mínimas dos elementos estruturais (ver 5.4.1.2 e 5.5.1.2) para reduzir a sensibilidade aos desvios geométricos;

b) deve limitar-se a relação entre as dimensões mínima e máxima dos elementos lineares para minimizar o risco de instabilidade lateral desses elementos (ver 5.4.1.2 e 5.5.1.2.1(2)P);

c) deve limitar-se o deslocamento entre pisos, para limitar os efeitos  $P-\Delta$  nos pilares (ver 4.4.2.2(2)-(4));

d) deve prolongar-se, ao longo de todo o comprimento da viga, uma percentagem substancial da armadura superior nas secções extremas das vigas (ver 5.4.3.1.2(5)P, 5.5.3.1.3(5)P), para atender à incerteza na localização do ponto de inflexão;

e) devem tomar-se em conta as inversões de momentos não previstas pela análise, garantindo uma armadura mínima na face relevante da viga (ver 5.5.3.1.3).

(3)P Para minimizar as incertezas de ductilidade, devem aplicar-se as seguintes regras:

a) devem dotar-se todos os elementos sísmicos primários com uma ductilidade local mínima, independentemente da classe de ductilidade adoptada no cálculo (ver 5.4 e 5.5);

b) deve garantir-se uma quantidade mínima de armadura de tracção (ver 5.4.3 e 5.5.5), para evitar uma rotura frágil após a fendilhação;

c) deve respeitar-se um limite adequado do valor de cálculo do esforço normal reduzido (ver 5.4.3.2.1(3)P, 5.4.3.4.1(2), 5.5.3.2.1(3)P e 5.5.3.4.1(2)), para reduzir as consequências do destacamento do recobrimento e evitar as grandes incertezas na ductilidade disponível para níveis elevados de esforço normal actuante.

### **5.2.4 Verificações de segurança**

(1)P Para as verificações do estado limite último, os coeficientes parciais para as propriedades dos materiais,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , devem ter em conta a possível degradação da resistência dos materiais resultante de deformações cíclicas.

(2) No caso de não estarem disponíveis dados mais específicos, deverão aplicar-se os valores dos coeficientes parciais,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , adoptados para as situações de projecto persistentes e transitórias, admitindo que, devido às disposições de ductilidade local, a relação entre a resistência residual após degradação e a inicial é aproximadamente igual à relação entre os valores de  $\gamma_M$  para as combinações de acções acidental e fundamental.

(3) Se a degradação da resistência for devidamente considerada na determinação das propriedades dos materiais, poderão utilizar-se os valores de  $\gamma_M$  adoptados para a situação de projecto acidental.

**NOTA 1:** Os valores dos coeficientes parciais dos materiais,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , para as situações de projecto persistentes e transitórias e para as situações de projecto acidentais para utilização num determinado país, poderão ser apresentados no Anexo Nacional da EN 1992-1-1:2004.

*NOTA 2: O Anexo Nacional poderá especificar se os valores de  $\gamma_M$  a utilizar no projecto de estruturas para resistência aos sismos são os utilizados para as situações de projecto persistentes e transitórias ou para as situações de projecto acidentais. Poderão mesmo ser escolhidos valores intermédios no Anexo Nacional, em função da forma como são avaliadas as propriedades dos materiais sob o efeito da acção sísmica. A opção recomendada é a de (2) da presente secção, que permite a utilização do mesmo valor de cálculo da resistência para as situações de projecto persistentes e transitórias (por exemplo, acções gravíticas com o vento) e para a situação de projecto sísmica.*

### **5.3 Projecto de acordo com a EN 1992-1-1**

#### **5.3.1 Generalidades**

(1) O projecto sísmico para baixa ductilidade (classe de ductilidade L), de acordo com a EN 1992-1-1:2004 sem outros requisitos que não sejam os indicados em 5.3.2, é apenas recomendado nos casos de baixa sismicidade (ver 3.2.1(4)).

#### **5.3.2 Materiais**

(1)P Nos elementos sísmicos primários (ver 4.2.2), deve utilizar-se aço de armaduras para betão armado da classe B ou C da EN 1992-1-1:2004, Quadro C.1.

#### **5.3.3 Coeficiente de comportamento**

(1) Na determinação das acções sísmicas poderá utilizar-se um coeficiente de comportamento  $q$  até 1,5, independentemente do sistema estrutural e da regularidade em altura.

### **5.4 Projecto para a classe DCM**

#### **5.4.1 Limitações geométricas e materiais**

##### **5.4.1.1 Requisitos relativos aos materiais**

(1)P Nos elementos sísmicos primários não se deve utilizar betão de classe inferior a C16/20.

(2)P Com excepção dos estribos fechados e dos ganchos, nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários só é permitido o uso de varões nervurados na armadura.

(3)P Nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários deve utilizar-se nas armaduras aço da classe B ou C da EN 1992-1-1:2004, Quadro C.1.

(4)P Poderão utilizar-se redes electrossoldadas se satisfizerem os requisitos indicados em (2)P e (3)P da presente secção.

##### **5.4.1.2 Restrições geométricas**

###### **5.4.1.2.1 Vigas**

(1)P A excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar com o qual forma um nó deve ser limitada a fim de permitir uma transmissão eficaz dos momentos cíclicos de uma viga sísmica primária para o pilar.

(2) De modo a satisfazer o requisito de (1)P, deverá limitar-se a distância entre os eixos dos centros de gravidade dos dois elementos a menos de  $b_c/4$ , em que  $b_c$  é a maior dimensão da secção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

(3)P Para aproveitar o efeito favorável da compressão do pilar na aderência dos varões horizontais que atravessam o nó, a largura  $b_w$  de uma viga sísmica primária deve satisfazer a seguinte expressão:

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

em que  $h_w$  é a altura da viga e  $b_c$  é definido em (2) da presente secção.

#### **5.4.1.2.2 Pilares**

(1) A menos que  $\theta \leq 0,1$  (ver 4.4.2.2(2)), as dimensões da secção transversal de pilares sísmicos primários não deverão ser inferiores a um décimo da maior distância entre o ponto de inflexão e as extremidades do pilar, para a flexão num plano paralelo à dimensão considerada do pilar.

#### **5.4.1.2.3 Paredes dúcteis**

(1) A espessura da alma,  $b_{wo}$ , (em metros) deverá satisfazer a seguinte expressão:

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

em que  $h_s$  é a altura livre do piso em metros.

(2) Aplicam-se requisitos adicionais no que respeita à espessura dos elementos de extremidade confinados de paredes, como indicado em 5.4.3.4.2(10).

#### **5.4.1.2.4 Paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado**

(1) O disposto em 5.4.1.2.3(1) aplica-se também a paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado.

#### **5.4.1.2.5 Regras específicas relativas a vigas de suporte de elementos verticais descontínuos**

(1)P O apoio de paredes estruturais não deve ser feito em vigas ou lajes.

(2)P Para uma viga sísmica primária que suporte pilares que sejam interrompidos abaixo dela, aplicam-se as seguintes regras:

a) não deve haver excentricidade do eixo do pilar em relação ao eixo da viga;

b) a viga deve ser suportada por pelo menos dois apoios directos, tais como paredes ou pilares.

### **5.4.2 Esforços de cálculo**

#### **5.4.2.1 Generalidades**

(1)P Com excepção das paredes sísmicas primárias dúcteis, às quais se aplicam as disposições especiais de 5.4.2.4, os valores de cálculo dos momentos flectores e dos esforços normais devem ser obtidos a partir da análise da estrutura para a situação de projecto sísmica de acordo com 6.4.3.4 da EN 1990:2002, tendo em conta os efeitos de segunda ordem de acordo com 4.4.2.2 e os requisitos do cálculo pela capacidade real indicados em 5.2.3.3(2). É permitida a redistribuição de momentos flectores de acordo com a EN 1992-1-1. Os valores de cálculo dos esforços transversos de vigas sísmicas primárias, pilares, paredes dúcteis e paredes de betão fracamente armado são determinados de acordo com 5.4.2.2, 5.4.2.3, 5.4.2.4 e 5.4.2.5, respectivamente.

#### **5.4.2.2 Vigas**

(1)P Nas vigas sísmicas primárias, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, com base no equilíbrio da viga sob a acção de: a) a carga transversal que nela actua na situação de projecto sísmica e b) os momentos nas extremidades  $M_{i,d}$  ( $i=1,2$  designando as secções de extremidade da viga), associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da acção sísmica. Deverá considerar-se que as rótulas plásticas se formam ou nas

extremidades das vigas ou nos elementos verticais (se aqui se formarem primeiro) ligados aos nós em que concorrem as extremidades das vigas (ver a Figura 5.1).

(2) O parágrafo (1)P da presente secção deverá ser aplicado como segue:

a) na secção de extremidade  $i$ , deverão calcular-se dois valores do esforço transversal actuante, isto é o máximo  $V_{Ed,max,i}$  e o mínimo  $V_{Ed,min,i}$  correspondentes aos momentos positivo máximo e negativo máximo  $M_{i,d}$  que se podem desenvolver nas extremidades 1 e 2 da viga;

b) os momentos nas extremidades  $M_{i,d}$  indicados em (1)P e (2)a) da presente secção poderão ser determinados da seguinte forma:

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

em que:

$\gamma_{Rd}$  coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço, que, no caso das vigas de DCM, poderá ser considerado igual a 1,0;

$M_{Rb,i}$  valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade  $i$  no sentido do momento flector sísmico para o sentido considerado da acção sísmica;

$\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, respectivamente (ver 4.4.2.3(4)).  
O valor de  $\sum M_{Rc}$  deverá corresponder aos esforços normais do pilar na situação de projecto sísmica para o sentido considerado da acção sísmica;

c) na extremidade de uma viga que esteja indirectamente apoiada noutra viga, em vez de estar ligada a um elemento vertical, o momento na extremidade da viga  $M_{i,d}$  poderá ser considerado igual ao momento actuante na secção de extremidade da viga na situação de projecto sísmica.

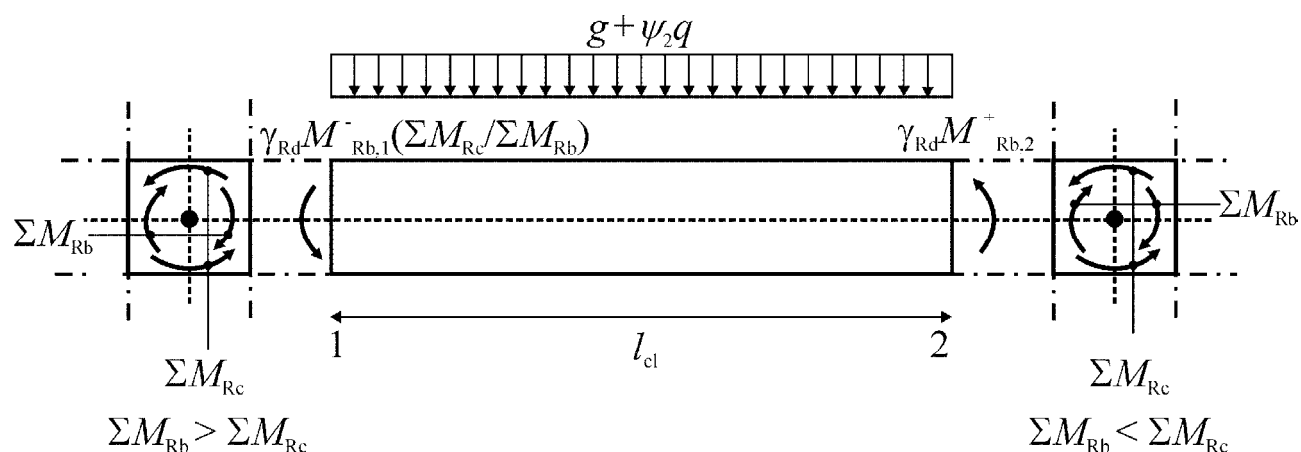


Figura 5.1 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas

### 5.4.2.3 Pilares

(1)P Nos pilares sísmicos primários, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, considerando o equilíbrio do pilar sob acção dos momentos nas extremidades  $M_{i,d}$  ( $i=1,2$  designando as secções de extremidade do pilar), associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da acção sísmica. Deverá considerar-se

que as rótulas plásticas se formam ou nas extremidades das vigas ligadas aos nós nos quais as extremidades do pilar concorrem ou nas extremidades dos pilares (se aqui se formarem primeiro) (ver a Figura 5.2).

(2) Os momentos nas extremidades  $M_{i,d}$  indicados em (1)P da presente secção poderão ser determinados a partir da seguinte expressão:

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

em que:

$\gamma_{Rd}$  coeficiente que tem em conta a sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, considerado igual a 1,1;

$M_{Rc,i}$  valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade  $i$  no sentido do momento flector sísmico no sentido considerado da acção sísmica;

$\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  como se define em 5.4.2.2(2).

(3) Os valores de  $M_{Rc,i}$  e  $\sum M_{Rc}$  deverão corresponder aos esforços normais do pilar na situação de projecto sísmica para o sentido considerado da acção sísmica.

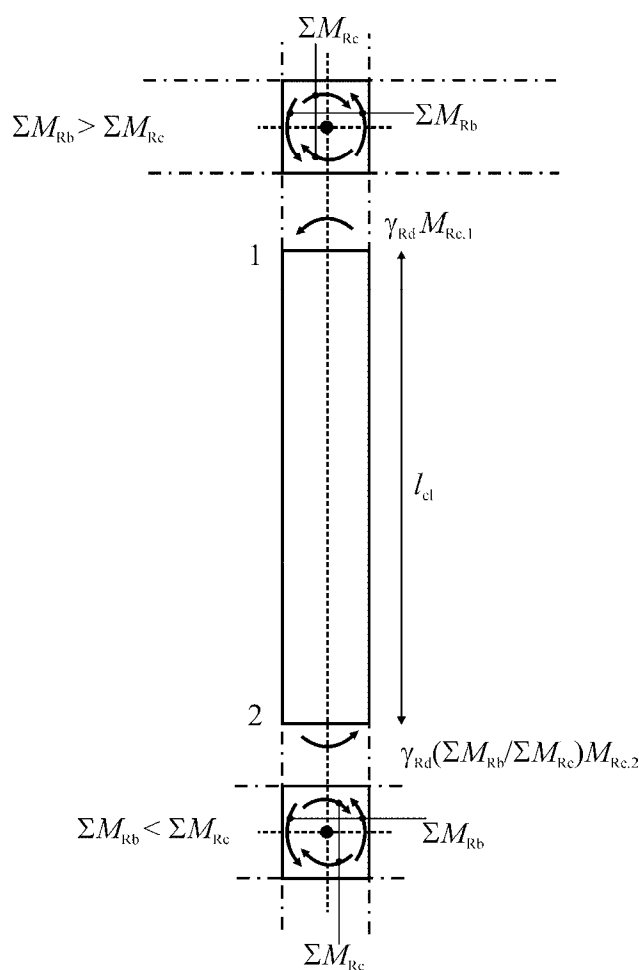


Figura 5.2 – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares

#### 5.4.2.4 Disposições especiais para paredes dúcteis

(1)P Devem ser tidas em conta as incertezas de análise e dos efeitos dinâmicos pós-elásticos, pelo menos através de um método simplificado adequado. Na falta de um método mais rigoroso, poderão utilizar-se as regras indicadas nos parágrafos seguintes para a determinação das envolventes de cálculo para os momentos flectores assim como dos coeficientes de majoração para os esforços transversos.

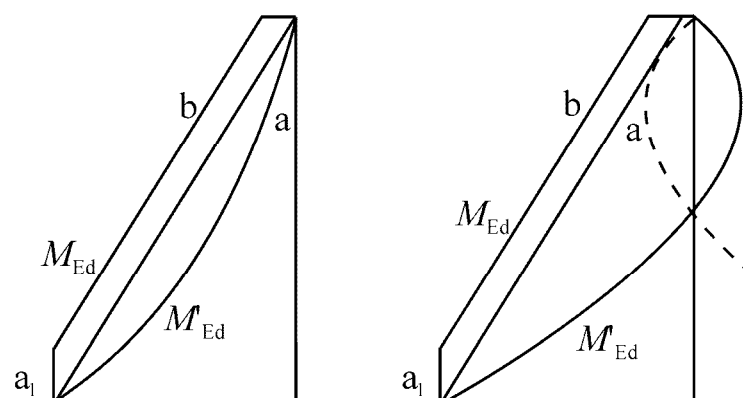
(2) É permitida a redistribuição até 30 % dos esforços sísmicos entre paredes sísmicas primárias, desde que não haja qualquer redução da resistência total requerida. Os esforços transversos deverão ser redistribuídos juntamente com os momentos flectores de forma a que, para cada parede, a relação entre os momentos flectores e os esforços transversos não seja substancialmente alterada. Nas paredes sujeitas a grandes variações do esforço normal, como por exemplo nas paredes acopladas, os momentos e os esforços transversos deverão ser redistribuídos da(s) parede(s) que se encontram pouco comprimidas ou traccionadas para as que se encontram muito comprimidas.

(3) Nas paredes acopladas, permite-se a redistribuição dos esforços sísmicos entre as vigas de acoplamento de diferentes pisos até 20 %, desde que o esforço normal sísmico na base de cada parede (resultante dos esforços transversos nas vigas de acoplamento) não seja alterado.

(4)P Devem ser tidas em conta as incertezas na distribuição de momentos ao longo da altura de paredes sísmicas primárias esbeltas (com uma relação altura-comprimento  $h_w/l_w$  superior a 2,0).

(5) Considera-se satisfeito o requisito estipulado em (4)P da presente secção aplicando o seguinte procedimento simplificado, independentemente do tipo de análise utilizado.

O diagrama dos valores de cálculo dos momentos flectores ao longo da altura da parede deverá ser determinado por uma envolvente do diagrama dos momentos flectores obtido da análise e deslocado verticalmente (*tension shift*). Poderá admitir-se que a envolvente é linear se a estrutura não apresentar descontinuidades significativas de massa, de rigidez ou de resistência ao longo da sua altura (ver a Figura 5.3). Este deslocamento vertical (*tension shift*) deverá ser consistente com a inclinação das escoras considerada na verificação do estado limite último em relação ao esforço transversal, com uma eventual disposição em leque das escoras junto à base e com os pavimentos funcionando como tirantes.



#### Legenda:

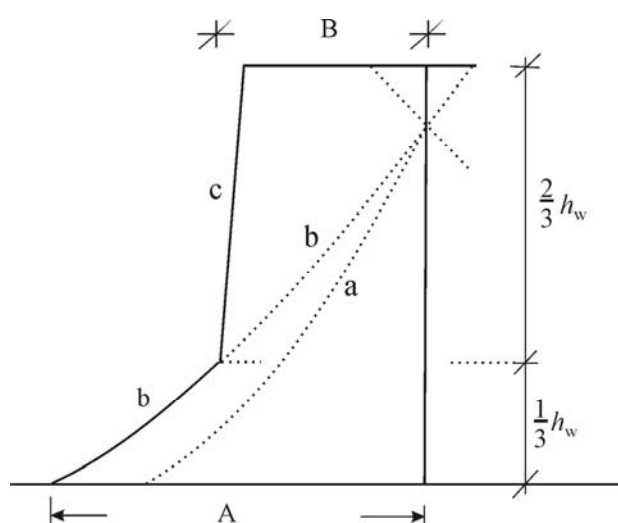
- a diagrama dos momentos obtido da análise
- b envolvente de cálculo
- $a_l$  deslocamento vertical (*tension shift*)

Figura 5.3 – Envolvente de cálculo dos momentos flectores em paredes esbeltas  
(à esquerda: sistemas de paredes; à direita: sistemas mistos)

(6)P Deve considerar-se a possibilidade de um aumento dos esforços transversos após plastificação na base de uma parede sísmica primária.

(7) O requisito de (6)P da presente secção poderá ser considerado satisfeito se os valores de cálculo dos esforços transversos forem aumentados de 50 % em relação aos esforços transversos obtidos da análise.

(8) Para ter em conta as incertezas relacionadas com os efeitos dos modos mais elevados nos sistemas mistos contendo paredes esbeltas, deverá utilizar-se uma envolvente de cálculo dos esforços transversos de acordo com a Figura 5.4.



**Legenda:**

- a diagrama dos esforços transversos obtidos da análise
- b diagrama dos esforços transversos majorados
- c envolvente de cálculo

- A  $V_{\text{parede,base}}$
- B  $V_{\text{parede,topo}} \geq V_{\text{parede,base}}/2$

Figura 5.4 – Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto

**5.4.2.5 Disposições especiais para paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado**

(1)P Para assegurar que a cedência por flexão precede o estado limite último de esforço transversal, deve aumentar-se o esforço transversal  $V'_{\text{Ed}}$  obtido da análise.

(2) Considera-se satisfeito o requisito de (1)P da presente secção se, em cada nível da parede, o valor de cálculo do esforço transversal  $V_{\text{Ed}}$  for obtido a partir do esforço transversal resultante da análise,  $V'_{\text{Ed}}$ , pela seguinte expressão:

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

(3)P Os esforços normais dinâmicos adicionais desenvolvidos em paredes de grandes dimensões devido ao seu levantamento em relação ao terreno, ou devido à abertura e ao fecho de fendas horizontais, devem ser considerados na verificação da parede em relação ao estado limite último de flexão composta.

(4) A não ser que se disponha de resultados de cálculo mais precisos, a componente dinâmica do esforço normal da parede segundo (3)P da presente secção poderá ser considerada como sendo igual a 50 % do

esforço normal na parede devido às forças gravíticas presentes na situação de projecto sísmica. Deverá considerar-se este esforço com um sinal positivo ou negativo, conforme for mais desfavorável.

(5) Se o valor do coeficiente de comportamento  $q$  não for superior a 2,0, o efeito do esforço normal dinâmico, conforme (3) e (4) da presente secção, poderá ser ignorado.

### 5.4.3 Verificações em relação ao estado limite último e disposições construtivas

#### 5.4.3.1 Vigas

##### 5.4.3.1.1 Resistência à flexão e ao esforço transversal

(1) As resistências à flexão e ao esforço transversal deverão ser calculadas de acordo com a EN 1992-1-1:2004.

(2) A armadura superior das secções transversais de extremidade das vigas sísmicas primárias de secção em T ou em L deverá ser colocada principalmente dentro da largura da alma. Só parte desta armadura poderá ser colocada fora da largura da alma mas dentro da largura efectiva do banzo  $b_{\text{eff}}$ .

(3) A largura efectiva do banzo  $b_{\text{eff}}$  poderá ser determinada da seguinte forma:

a) para as vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores, considera-se, na ausência de uma viga transversal, a largura efectiva do banzo,  $b_{\text{eff}}$ , igual à largura  $b_c$  do pilar (ver a Figura 5.5b), ou, no caso de existir uma viga transversal de altura semelhante, igual a esta largura aumentada de  $2h_f$  para cada lado da viga (ver a Figura 5.5a);

b) para vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores, as larguras acima referidas poderão ser aumentadas de  $2h_f$  para cada lado da viga (ver as Figura 5.5c e d).

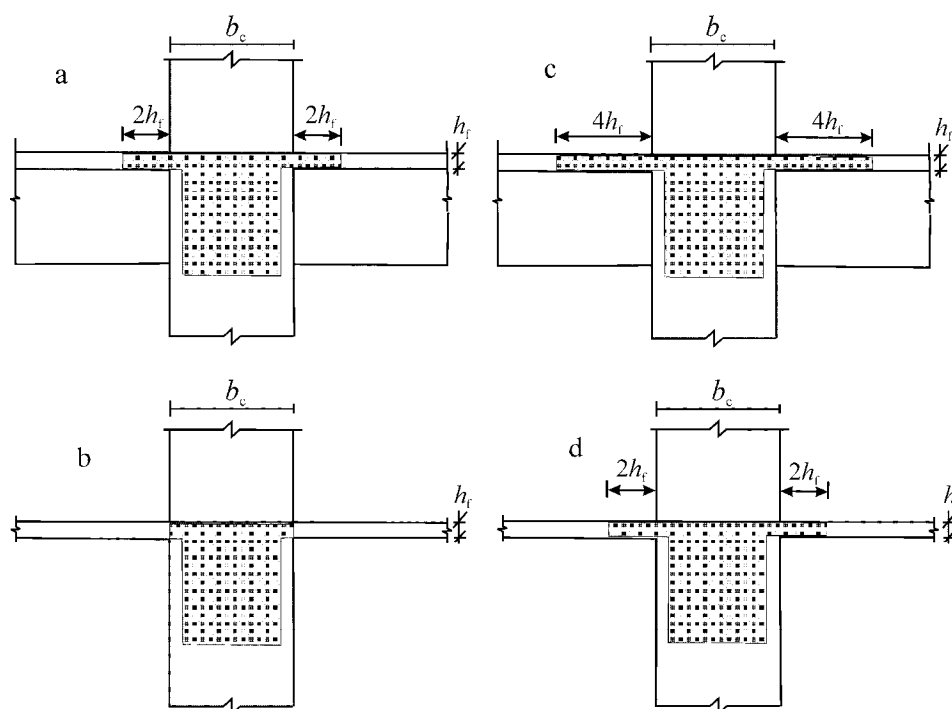


Figura 5.5 – Largura efectiva do banzo  $b_{\text{eff}}$  para vigas ligadas a pilares



#### **5.4.3.1.2 Disposições construtivas para a ductilidade local**

(1)P Devem considerar-se como zonas críticas as zonas de uma viga sísmica primária com uma extensão de  $l_{cr}=h_w$  (em que  $h_w$  representa a altura da viga) a partir de uma secção transversal de extremidade na qual a viga tem ligação a um nó viga-pilar, ou a partir de ambos os lados de qualquer outra secção transversal com possibilidade de plastificação na situação de projecto sísmica.

(2) Nas vigas sísmicas primárias que suportam elementos verticais descontínuos (interrompidos), as zonas com uma extensão de  $2h_w$  de cada lado do elemento vertical que é suportado deverão ser consideradas como zonas críticas.

(3)P Para satisfazer o requisito de ductilidade local nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias, o valor do factor de ductilidade em curvatura  $\mu_\phi$  deve ser, pelo menos, igual ao valor indicado em 5.2.3.4(3).

(4) Considera-se satisfeito o requisito de (3)P da presente secção se as condições seguintes forem cumpridas nos dois banzos da viga:

a) na zona comprimida é colocada uma armadura de secção não inferior a metade da secção da armadura da zona traccionada, adicional a qualquer armadura de compressão necessária à verificação da viga em relação ao estado limite último na situação de projecto sísmica;

b) a taxa de armadura na zona traccionada  $\rho$  não excede um valor  $\rho_{max}$  igual a:

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

sendo  $\rho$  e  $\rho'$  as taxas de armadura da zona traccionada e da zona comprimida, ambas normalizadas por  $bd$ , em que  $b$  é a largura do banzo comprimido da viga. Se a zona traccionada incluir uma laje, as armaduras da laje paralelas à viga, no interior da largura efectiva do banzo definida em 5.4.3.1.1(3), é incluída em  $\rho$ .

(5)P Ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica primária, a taxa de armadura da zona traccionada,  $\rho$ , não deve ser inferior ao seguinte valor mínimo  $\rho_{min}$ :

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

(6)P Nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias devem ser colocadas armaduras de confinamento que satisfaçam as seguintes condições:

a) o diâmetro  $d_{bw}$  das armaduras de confinamento (em milímetros) não deve ser inferior a 6 mm;

b) o espaçamento,  $s$ , das armaduras de confinamento (em milímetros) não deve ser superior a:

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

em que:

$d_{bL}$  diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros);

$h_w$  altura da viga (em milímetros);

c) a primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50 mm da secção de extremidade da viga (ver a Figura 5.6).

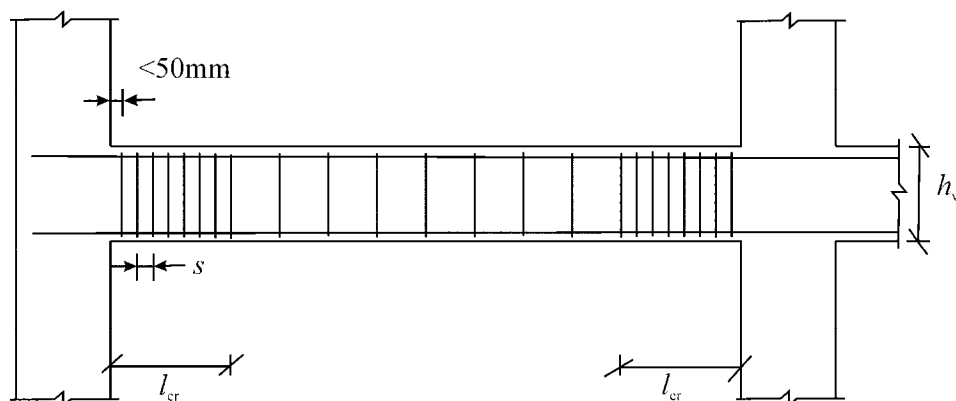


Figura 5.6 – Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas

### 5.4.3.2 Pilares

#### 5.4.3.2.1 Resistências

- (1)P As resistências em flexão e ao esforço transversal devem ser calculadas de acordo com a EN 1992-1-1:2004, utilizando o valor do esforço normal obtido na análise para a situação de projecto sísmica.
- (2) A flexão desviada poderá ser considerada de uma forma simplificada, efectuando a verificação separadamente em cada direcção, com a resistência à flexão reduzida de 30 %.
- (3)P Nos pilares sísmicos primários o valor do esforço normal reduzido  $v_d$  não deve ser superior a 0,65.

#### 5.4.3.2.2 Disposições construtivas para a ductilidade local relativas a pilares sísmicos primários

- (1)P A taxa total de armadura longitudinal  $\rho_l$  não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04. Nas secções transversais simétricas deverão adoptar-se armaduras simétricas ( $\rho = \rho'$ ).
- (2)P Deve ser colocado ao longo de cada face do pilar pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós viga-pilar.
- (3)P As zonas numa extensão  $l_{cr}$  a partir das duas secções de extremidade de um pilar sísmico primário devem ser consideradas como zonas críticas.
- (4) Na ausência de informações mais precisas, o comprimento da zona crítica  $l_{cr}$  (em metros) poderá ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl} / 6; 0,45\} \quad (5.14)$$

em que:

$h_c$  maior dimensão da secção transversal do pilar (em metros);

$l_{cl}$  comprimento livre do pilar (em metros).

- (5)P Se  $l_o/h_c < 3$ , a altura total do pilar sísmico primário deve ser considerada como zona crítica e deve ser armada como tal.
- (6)P Na zona crítica na base de pilares sísmicos primários, o valor do factor de ductilidade em curvatura  $\mu_\phi$  deverá ser, pelo menos, igual ao valor indicado em 5.2.3.4(3).

(7)P Se, para o valor especificado de  $\mu_\phi$ , for atingida em qualquer ponto da secção transversal uma extensão no betão superior a  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ , a perda de resistência devida ao destacamento do betão deve ser compensada através de um confinamento adequado do núcleo de betão, com base nas propriedades do betão confinado indicadas na EN 1992-1-1:2004, 3.1.9.

(8) Consideram-se satisfeitos os requisitos de (6)P e (7)P da presente secção se:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.15)$$

em que:

$\omega_{wd}$  taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas:

$$\left[ \omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right];$$

$\mu_\phi$  valor necessário do factor de ductilidade em curvatura;

$v_d$  esforço normal reduzido de cálculo ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );

$\varepsilon_{sy,d}$  valor de cálculo da extensão de cedência à tracção do aço;

$h_c$  altura bruta da secção transversal (paralela à direcção horizontal em que se aplica o valor de  $\mu_\phi$  utilizado em (6)P da presente secção);

$h_o$  altura do núcleo confinado (medido ao eixo das cintas);

$b_c$  largura bruta da secção transversal;

$b_o$  largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas);

$\alpha$  coeficiente de eficácia do confinamento, igual a  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , com:

a) para secções transversais rectangulares:

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

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

em que:

$n$  número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;

$b_i$  distância entre varões consecutivos abraçados (ver a Figura 5.7; também para  $b_o$ ,  $h_o$ ,  $s$ );

b) para secções transversais circulares com cintas circulares e núcleo confinado de diâmetro  $D_o$  (medido ao eixo das cintas):

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

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

c) para secções transversais circulares com cintas helicoidais:

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

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

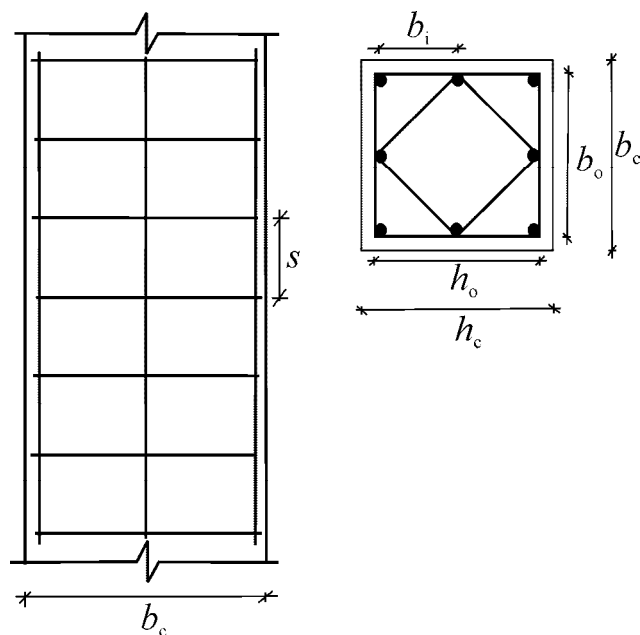


Figura 5.7 – Confinamento do núcleo de betão

(9) Na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários deverá utilizar-se um valor mínimo de  $\omega_{wd}$  igual a 0,08.

(10)P Nas zonas críticas dos pilares sísmicos primários devem adoptar-se cintas e ganchos de diâmetro não inferior a 6 mm com um espaçamento tal que garanta um mínimo de ductilidade e impeça a encurvadura local dos varões longitudinais. A forma das cintas deve ser tal que a secção transversal fique sujeita a condições de tensão triaxial por elas produzida.

(11) Consideram-se satisfeitas as condições mínimas de (10)P da presente secção se as condições seguintes forem satisfeitas:

a) o espaçamento,  $s$ , das cintas (em milímetros) não é superior a:

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

em que:

$b_o$  dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão (em relação ao eixo das cintas);

$d_{bL}$  diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros);

b) a distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou por ganchos não é superior a 200 mm, tendo em conta o disposto na EN 1992-1-1:2004, 9.5.3(6).

(12)P As armaduras transversais na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários poderão ser determinadas como indicado na EN 1992-1-1:2004, desde que o valor do esforço normal reduzido para a

situação de projecto sísmica seja inferior a 0,2 e o valor do coeficiente de comportamento  $q$  utilizado no projecto não seja superior a 2,0.

### **5.4.3.3 Nós viga-pilar**

(1) A armadura de confinamento horizontal nos nós das vigas sísmicas primárias com pilares não deverá ser inferior à especificada em 5.4.3.2.2(8)-(11) para as zonas críticas dos pilares, com excepção do caso indicado no parágrafo seguinte.

(2) Se existirem vigas que liguem aos quatro lados do nó e a sua largura seja pelo menos três quartos da dimensão paralela da secção transversal do pilar, o espaçamento das armaduras de confinamento horizontal no nó poderá ser aumentado para o dobro do valor especificado em (1) da presente secção, mas não deverá ser superior a 150 mm.

(3)P Deve colocar-se pelo menos um varão vertical intermédio (entre os varões de canto do pilar) em cada lado de um nó de ligação entre vigas e pilares sísmicos primários.

### **5.4.3.4 Paredes dúcteis**

#### **5.4.3.4.1 Resistência à flexão e ao esforço transversal**

(1)P Salvo indicação em contrário nos parágrafos seguintes, as resistências à flexão e ao esforço transversal devem ser calculadas de acordo com a EN 1992-1-1:2004, utilizando o valor do esforço normal obtido na análise para a situação de projecto sísmica.

(2) Nas paredes sísmicas primárias o valor do esforço normal reduzido  $\nu_d$  não deverá ser superior a 0,4.

(3)P A armadura vertical de alma deve ser considerada no cálculo da resistência à flexão das secções de parede.

(4) As secções de paredes mistas constituídas por troços rectangulares unidos entre si ou que se intersectam (secções em L, T, U, I ou semelhantes) deverão ser consideradas como secções únicas, constituídas por uma ou mais almas paralelas ou aproximadamente paralelas à direcção do esforço transversal sísmico actuante e por um ou mais banzos perpendiculares ou aproximadamente perpendiculares a ele. Para o cálculo da resistência à flexão, deverá considerar-se que a largura efectiva do banzo, de um e outro lado da alma, se estende para além da face da alma no mínimo de:

- a) o comprimento real do banzo;
- b) metade da distância a uma alma adjacente da parede; e
- c) 25 % da altura total da parede acima do nível considerado.

#### **5.4.3.4.2 Disposições construtivas para a ductilidade local**

(1) A altura da zona crítica  $h_{cr}$  acima da base da parede poderá ser calculada como:

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

mas:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ h_s & \text{para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (5.19b)$$

em que  $h_s$  é a altura livre do piso e em que a base é definida como o nível da fundação ou o nível superior dos pisos em cave com diafragmas rígidos e paredes periféricas.

(2) Nas zonas críticas das paredes deverá utilizar-se um valor  $\mu_\phi$  do factor de ductilidade em curvatura que seja pelo menos igual ao calculado a partir das expressões (5.4) e (5.5) de 5.2.3.4(3), sendo o valor básico do coeficiente de comportamento  $q_o$  destas expressões substituído pelo produto de  $q_o$  pelo valor máximo da relação  $M_{Ed}/M_{Rd}$  na base da parede para a situação de projecto sísmica ( $M_{Ed}$  é o valor de cálculo do momento flector obtido da análise e  $M_{Rd}$  é o valor de cálculo do momento resistente).

(3) A menos que se utilize um método mais preciso, o valor de  $\mu_\phi$  indicado em (2) da presente secção poderá ser obtido por meio de armaduras de confinamento nas zonas de bordo da secção transversal, designadas por elementos de extremidade, cuja extensão deverá ser determinada de acordo com (6) da presente secção. A quantidade de armadura de confinamento deverá ser determinada de acordo com (4) e (5) da presente secção.

(4) Para paredes de secção transversal rectangular, a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento necessária,  $\omega_{wd}$ , nos elementos de extremidade deverá satisfazer a seguinte expressão, com os valores de  $\mu_\phi$  como especificado em (2) da presente secção:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.20)$$

expressão na qual os parâmetros são definidos em 5.4.3.2.2(8), excepto  $\omega_v$ , que é a taxa mecânica das armaduras verticais de alma ( $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$ ).

(5) Para paredes com abas ou banzos, ou de secção constituída por várias partes rectangulares (secções em T, L, I, U, etc.), a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento nos elementos de extremidade poderá ser determinada da forma seguinte:

a) O esforço normal,  $N_{Ed}$ , e a área total da armadura vertical de alma,  $A_{sv}$ , devem ser normalizados por  $h_c b_c f_{cd}$ , sendo a largura da saliência ou do banzo comprimido considerada igual à largura da secção transversal  $b_c$  ( $\nu_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$ ,  $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$ ). A posição do eixo neutro  $x_u$  correspondente à curvatura última após o destacamento do betão situado fora do núcleo confinado dos elementos de extremidade poderá ser determinada por:

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (5.21)$$

em que  $b_o$  é a largura do núcleo confinado da saliência ou do banzo. Se o valor de  $x_u$  obtido a partir da expressão (5.21) não exceder a espessura da saliência ou do banzo após o destacamento do recobrimento, a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento na saliência ou no banzo é determinada a partir da expressão (5.20), 5.4.3.4.2(4), referindo-se  $\nu_d$ ,  $\omega_v$ ,  $b_c$  e  $b_o$  à largura da saliência ou do banzo.

b) Se o valor de  $x_u$  for superior à espessura da saliência ou do banzo após o destacamento do recobrimento, poderá utilizar-se o método geral baseado: 1) na definição do factor de ductilidade em curvatura por  $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ ; 2) no cálculo de  $\phi_u$  como igual a  $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$  e de  $\phi_y$  como igual a  $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$ ; 3) no equilíbrio da secção para o cálculo da posição dos eixos neutros  $x_u$  e  $x_y$ ; e 4) nos valores da resistência e da extensão última do betão confinado,  $f_{ck,c}$  e  $\varepsilon_{cu2,c}$  apresentados na EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, em função da tensão efectiva de confinamento lateral. A armadura de confinamento requerida, caso seja necessária, e os comprimentos de parede confinada são calculados em conformidade.

(6) O confinamento indicado em (3)-(5) da presente secção deverá ser prolongado verticalmente na zona crítica ao longo da sua altura  $h_{cr}$ , definida em 5.4.3.4.2(1), e, horizontalmente, ao longo de um comprimento  $l_c$  medido desde a fibra mais comprimida da parede até ao ponto onde o betão não confinado possa destacar-se devido a grandes extensões de compressão. Na falta de dados mais precisos, a extensão de compressão

para a qual se prevê o destacamento poderá ser considerada igual a  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ . A extensão do elemento de extremidade confinado poderá considerar-se definida pela distância  $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$  medida a partir do eixo das cintas junto da fibra mais comprimida, sendo a altura  $x_u$  da zona comprimida confinada estimada para a curvatura última a partir da condição de equilíbrio (ver a expressão (5.21) para uma largura constante  $b_o$  da zona comprimida confinada) e a extensão última  $\varepsilon_{cu2,c}$  do betão confinado, estimada de acordo com a EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, como sendo igual a  $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$  (ver a Figura 5.8). Como condição mínima, o comprimento  $l_c$  do elemento de extremidade confinado não deverá ser inferior a  $0,15 \cdot l_w$  ou a  $1,50 \cdot b_w$ .

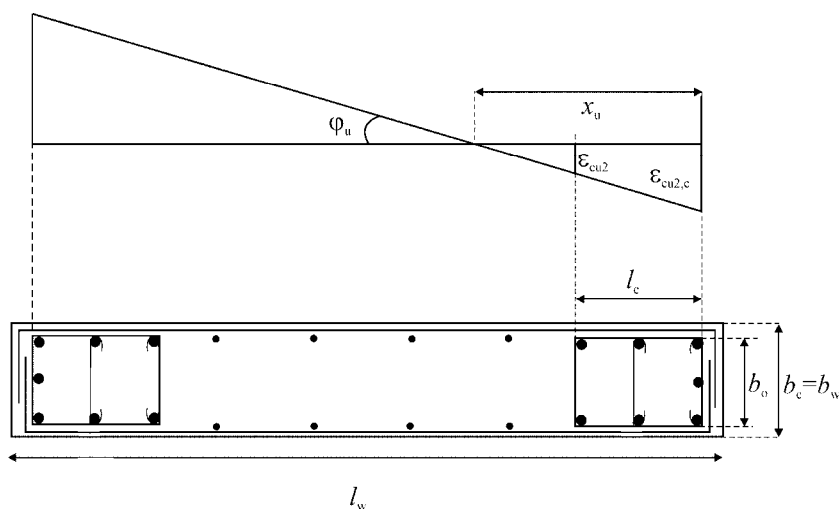


Figura 5.8 – Elemento de extremidade confinado de uma parede com os bordos livres  
(em cima: extensões na curvatura última; em baixo: secção transversal da parede)

(7) Não é necessário um elemento de extremidade confinado nos banzos de uma parede com uma espessura  $b_f \geq h_s/15$  e uma largura  $l_f \geq h_s/5$ , sendo  $h_s$  a altura livre do piso (ver a Figura 5.9). No entanto, poderão ser necessários elementos de extremidade confinados nas extremidades desses banzos devido à flexão fora do plano.

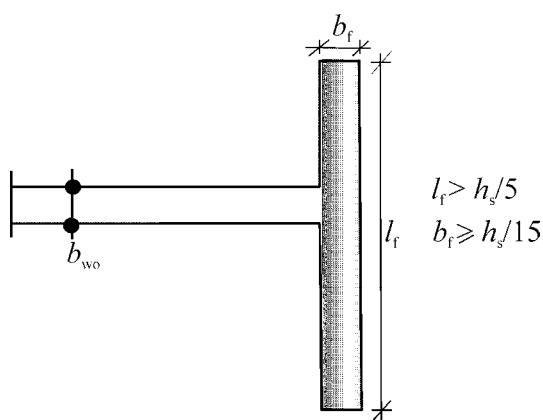


Figura 5.9 – Elemento de extremidade confinado desnecessário no caso do bordo da parede ter um banzo transversal de grandes dimensões

(8) A taxa de armadura longitudinal nos elementos de extremidade não deverá ser inferior a 0,005.

(9) O disposto em 5.4.3.2.2(9) e (11) aplica-se aos elementos de extremidade das paredes. Deverão prolongar-se as armaduras de confinamento e sobrepô-las de modo que todos os outros varões longitudinais sejam abraçados por uma cinta ou por um gancho.

(10) A espessura  $b_w$  das partes confinadas da secção da parede (elementos de extremidade) não deverá ser inferior a 200 mm. Além disso, se o comprimento da parte confinada não for superior ao maior dos valores  $2b_w$  e  $0,2l_w$ ,  $b_w$  não deverá ser inferior a  $h_s/15$ , sendo  $h_s$  a altura do piso. Se o comprimento da parte confinada for superior ao maior dos valores  $2b_w$  e  $0,2l_w$ ,  $b_w$  não deverá ser inferior a  $h_s/10$  (ver a Figura 5.10).

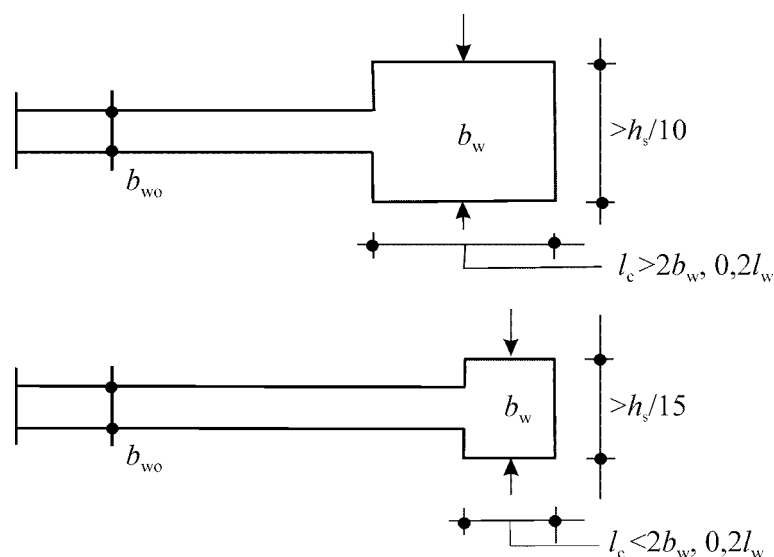


Figura 5.10 – Espessura mínima de elementos de extremidade confinados

(11) Na altura de parede acima da zona crítica, aplicam-se apenas as regras relevantes da EN 1992-1-1:2004 relativas a armaduras verticais, horizontais e transversais. No entanto, nas partes da secção em que, para a situação de projecto sísmica, a extensão de compressão  $\varepsilon_c$  é superior a 0,002, deverá adoptar-se uma taxa mínima de armadura vertical igual a 0,005.

(12) A armadura transversal dos elementos de extremidade definida em (4)-(10) da presente secção poderá ser determinada apenas de acordo com a EN 1992-1-1:2004, se for satisfeita uma das seguintes condições:

- a) o valor do esforço normal reduzido de cálculo  $\nu_d$  não é superior a 0,15; ou
- b) o valor de  $\nu_d$  não é superior a 0,20 e o coeficiente  $q$  utilizado na análise é reduzido de 15 %.

#### 5.4.3.5 Paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado

##### 5.4.3.5.1 Resistência à flexão

(1)P Deve verificar-se o estado limite último de flexão composta admitindo uma fendilhação horizontal, de acordo com as correspondentes disposições da EN 1992-1-1:2004, incluindo a hipótese de conservação das secções planas.

(2)P As tensões normais no betão devem ser limitadas a fim de impedir a instabilidade da parede fora do plano.

(3) O requisito de (2)P da presente secção poderá ser satisfeito com base nas regras da EN 1992-1-1:2004 relativas aos efeitos de segunda ordem, complementadas, se necessário, com outras regras relativas às tensões normais no betão.



(4) Quando se considera na verificação do estado limite último de flexão composta o esforço normal dinâmico referido em 5.4.2.5(3)P e (4), o valor da extensão limite  $\varepsilon_{cu2}$  para o betão não confinado poderá ser aumentado para 0,005. Poderá considerar-se um valor mais elevado para o betão confinado, de acordo com a EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, desde que o destacamento do betão de recobrimento não confinado seja tido em conta na verificação.

#### 5.4.3.5.2 Resistência ao esforço transversal

(1) Devido à margem de segurança correspondente à majoração dos valores de cálculo dos esforços transversos de 5.4.2.5(1)P e (2) e tendo em conta que a resposta (incluindo uma eventual fendilhação inclinada) é controlada em termos de deformação, sempre que o valor de  $V_{Ed}$  resultante de 5.4.2.5(2) seja inferior ao valor de cálculo da resistência ao esforço transversal  $V_{Rd,c}$  obtido pela EN 1992-1-1:2004, 6.2.2, não é necessário adoptar na alma a taxa mínima de armaduras de esforço transversal  $\rho_{w,min}$ .

**NOTA:** O valor a atribuir a  $\rho_{w,min}$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional da presente Norma. O valor recomendado é o valor mínimo para paredes indicado na EN 1992-1-1:2004 e no Anexo Nacional.

(2) Sempre que não se verifique a condição  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , a armadura de esforço transversal da alma deverá ser calculada de acordo com a EN 1992-1-1:2004, considerando um modelo de treliça de inclinação variável ou um modelo de escoras e tirantes, o que for mais adequado para a geometria particular da parede.

(3) Caso se utilize um modelo de escoras e tirantes, a largura das escoras deverá ter em conta a presença de aberturas e não deverá ser superior ao menor dos seguintes valores:  $0,25l_w$  ou  $4b_{wo}$ .

(4) Nas juntas de construção horizontais deverá verificar-se o estado limite último em relação ao esforço transversal por deslizamento de acordo com a EN 1992-1-1:2004, 6.2.5, sendo o comprimento de amarração dos varões que atravessam a interface aumentado de 50 % em relação ao estipulado na EN 1992-1-1:2004.

#### 5.4.3.5.3 Disposições construtivas para a ductilidade local

(1) Os varões verticais necessários à verificação do estado limite último de flexão composta, ou para respeitar qualquer disposição relativa a armaduras mínimas, deverão ser abraçados por uma cinta ou por um gancho de diâmetro não inferior a 6 mm ou a um terço do diâmetro do varão vertical,  $d_{bL}$ . O espaçamento vertical das cintas e dos ganchos não deverá ser superior ao menor dos seguintes valores: 100 mm ou  $8d_{bL}$ .

(2) Os varões verticais necessários à verificação do estado limite último de flexão composta e suportados lateralmente por cintas e por ganchos de acordo com (1) da presente secção deverão ficar concentrados em elementos de extremidade nos extremos da secção transversal. Estes elementos deverão prolongar-se, na direcção do comprimento  $l_w$  da parede, em uma extensão não inferior ao maior dos valores  $b_w$  ou  $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$ , em que  $\sigma_{cm}$  é o valor médio da tensão do betão na zona comprimida no estado limite último de flexão composta. O diâmetro dos varões verticais não deverá ser inferior a 12 mm no piso inferior do edifício, ou em qualquer piso em que o comprimento  $l_w$  da parede seja reduzido em relação ao do piso inferior em mais de um terço da altura do piso  $h_s$ . Em todos os outros pisos, o diâmetro dos varões verticais não deverá ser inferior a 10 mm.

(3) Para evitar uma mudança de um modo de comportamento controlado por flexão para outro controlado por esforço transversal, a quantidade de armadura vertical colocada na secção da parede não deverá exceder, desnecessariamente, a necessária para a verificação do estado limite último de flexão composta e para a integridade do betão.

(4) Deverão ser adoptadas cintas de aço contínuas, horizontais ou verticais: (a) ao longo de todas as intersecções entre paredes ou de ligações com banzos; (b) em todos os níveis dos pisos; e (c) em torno das aberturas na parede. Como condição mínima, esse confinamento deverá satisfazer o disposto na EN 1992-1-1:2004, 9.10.

## **5.5 Projecto para a classe DCH**

### **5.5.1 Limitações geométricas e materiais**

#### **5.5.1.1 Requisitos relativos aos materiais**

- (1)P Nos elementos sísmicos primários não deve ser utilizado betão de classe inferior a C20/25.
- (2)P O requisito de 5.4.1.1(2)P aplica-se à presente secção.
- (3)P Nas zonas críticas de elementos sísmicos primários deve ser utilizado nas armaduras aço da classe C do Quadro C.1 da EN 1992-1-1:2004. Além disso, o valor característico superior (quantilho de 95 %) da tensão de cedência real,  $f_{yk,0,95}$ , não deve exceder o valor nominal em mais de 25 %.

#### **5.5.1.2 Limitações geométricas**

##### **5.5.1.2.1 Vigas**

- (1)P A largura das vigas sísmicas primárias não deve ser inferior a 200 mm.
- (2)P A relação largura/altura da alma das vigas sísmicas primárias deve satisfazer a expressão (5.40b) da EN 1992-1-1:2004.
- (3)P Aplica-se 5.4.1.2.1(1)P.
- (4) Aplica-se 5.4.1.2.1(2).
- (5)P Aplica-se 5.4.1.2.1(3)P.

##### **5.5.1.2.2 Pilares**

- (1)P A dimensão mínima da secção transversal dos pilares sísmicos primários não deve ser inferior a 250 mm.
- (2) Aplica-se 5.4.1.2.2(1).

##### **5.5.1.2.3 Paredes dúcteis**

- (1)P As disposições abrangem as paredes sísmicas primárias simples assim como as componentes individuais das paredes sísmicas primárias acopladas, sujeitas aos esforços no seu plano, com encastramento total na base em caves ou fundações adequadas, de modo a impedir a rotação da parede. Neste domínio, não são permitidas paredes apoiadas em lajes ou em vigas (ver também 5.4.1.2.5).
- (2) Aplica-se 5.4.1.2.3(1).
- (3) Aplicam-se requisitos adicionais relativos à espessura dos elementos de extremidade confinados de paredes sísmicas primárias, como especificado em 5.5.3.4.5(8) e (9).
- (4) Nas paredes sísmicas primárias deverão evitar-se aberturas não organizadas, dispostas de forma irregular em paredes acopladas, a não ser que a sua influência não seja significativa ou seja tida em conta na análise, no dimensionamento e nas disposições construtivas.

##### **5.5.1.2.4 Regras específicas relativas a vigas de suporte de elementos verticais descontínuos**

- (1)P Aplica-se 5.4.1.2.5(1)P.
- (2)P Aplica-se 5.4.1.2.5(2)P.

## **5.5.2 Esforços de cálculo**

### **5.5.2.1 Vigas**

- (1)P Aplica-se 5.4.2.1(1)P aos valores de cálculo dos momentos flectores e dos esforços normais.
- (2)P Aplica-se 5.4.2.2(1)P.
- (3) Aplica-se 5.4.2.2(2) com um valor  $\gamma_{Rd} = 1,2$  na expressão (5.8).

### **5.5.2.2 Pilares**

- (1) Aplica-se 5.4.2.1(1)P (que se refere também aos requisitos para o cálculo pela capacidade real indicados em 5.2.3.3(2)) aos valores de cálculo dos momentos flectores e dos esforços normais.
- (2)P Aplica-se 5.4.2.3(1)P.
- (3) Aplica-se 5.4.2.3(2) com um valor  $\gamma_{Rd} = 1,3$  na expressão (5.9).
- (4) Aplica-se 5.4.2.3(3).

### **5.5.2.3 Nós viga-pilar**

(1)P Os esforços transversos horizontais actuantes no núcleo de um nó entre vigas e pilares sísmicos primários devem ser determinados considerando as condições mais desfavoráveis devidas às acções sísmicas, isto é, as condições de cálculo pela capacidade real para as vigas ligadas ao nó e os mais baixos valores compatíveis dos esforços transversos nos outros elementos que concorrem no nó.

(2) Expressões simplificadas para os esforços transversos horizontais actuantes no núcleo de betão dos nós poderão utilizar-se da seguinte forma:

a) para os nós viga-pilar interiores:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \quad (5.22)$$

b) para os nós viga-pilar exteriores:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \quad (5.23)$$

em que:

$A_{s1}$  área da secção das armaduras superiores da viga;

$A_{s2}$  área da secção das armaduras inferiores da viga;

$V_C$  esforço transversal no pilar na secção situada acima do nó, obtido da análise para a situação de projecto sísmica;

$\gamma_{Rd}$  coeficiente que tem em conta a sobrerresistência devida ao endurecimento do aço e que não deverá ser inferior a 1,2.

(3) Os esforços transversos que actuam nos nós devem corresponder ao sentido mais desfavorável da acção sísmica que determina os valores  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$  e  $V_C$  a utilizar nas expressões (5.22) e (5.23).

### **5.5.2.4 Paredes dúcteis**

#### **5.5.2.4.1 Disposições especiais para paredes esbeltas no seu plano**

- (1)P Aplica-se 5.4.2.4(1)P.

(2) Aplica-se 5.4.2.4(2).

(3) Aplica-se 5.4.2.4(3).

(4)P Aplica-se 5.4.2.4(4)P.

(5) Aplica-se 5.4.2.4(5).

(6)P Aplica-se 5.4.2.4(6)P.

(7) Considera-se satisfeito o requisito de (6)P se for aplicado o seguinte método simplificado, incluindo as regras de cálculo pela capacidade real:

Os valores de cálculo do esforço transversal,  $V_{Ed}$ , deverão ser determinados de acordo com a expressão:

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

em que:

$V'_{Ed}$  esforço transversal obtido da análise;

$\varepsilon$  coeficiente de majoração, calculado a partir da expressão (5.25), mas não inferior a 1,5:

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left( \frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0,1 \left( \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \leq q \quad (5.25)$$

em que:

$q$  coeficiente de comportamento utilizado no projecto;

$M_{Ed}$  momento flector de cálculo na base da parede;

$M_{Rd}$  momento resistente de cálculo na base da parede;

$\gamma_{Rd}$  coeficiente que tem em conta a sobrerresistência devida ao endurecimento do aço; na ausência de dados mais rigorosos,  $\gamma_{Rd}$  poderá ser considerado igual a 1,2;

$T_1$  período fundamental de vibração do edifício na direcção dos esforços transversos  $V_{Ed}$ ;

$T_C$  período no limite superior da zona de aceleração espectral constante do espectro (ver 3.2.2);

$S_e(T)$  ordenada do espectro de resposta elástica (ver 3.2.2).

(8) Aplica-se 5.4.2.4(8) a paredes esbeltas da classe DCH.

#### **5.5.2.4.2 Disposições especiais para paredes compactas (*squat walls*)**

(1)P Nas paredes sísmicas primárias com uma relação altura/comprimento,  $h_w/l_w$ , não superior a 2,0, não é necessário modificar os momentos flectores resultantes da análise. A amplificação do esforço transversal devida aos efeitos dinâmicos poderá também ser desprezada.

(2) O esforço transversal  $V'_{Ed}$  resultante da análise deverá ser majorado da seguinte forma:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left( \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed} \quad (5.26)$$

(ver 5.5.2.4.1(7) para as definições e os valores das variáveis).

### **5.5.3 Verificações em relação ao estado limite último e disposições construtivas**

#### **5.5.3.1 Vigas**

##### **5.5.3.1.1 Resistência à flexão**

(1)P A resistência à flexão deve ser calculada de acordo com a EN 1992-1-1:2004.

(2) Aplica-se 5.4.3.1.1(2).

(3) Aplica-se 5.4.3.1.1(3).

##### **5.5.3.1.2 Resistência ao esforço transversal**

(1)P Os cálculos e verificações da resistência ao esforço transversal devem ser efectuados de acordo com o disposto na EN 1992-1-1:2004, salvo indicação em contrário nos parágrafos seguintes.

(2)P Nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias, a inclinação das escoras  $\theta$  no modelo de treliça deve ser de  $45^\circ$ .

(3) Relativamente à disposição das armaduras de esforço transversal na zona crítica no extremo de uma viga sísmica primária no qual a viga liga a um pilar, deverão distinguir-se os seguintes casos, em função do valor algébrico da relação  $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$  entre os esforços transversos actuantes mínimo e máximo determinados de acordo com 5.5.2.1(3).

a) Se  $\zeta \geq -0,5$ , a resistência das armaduras de esforço transversal deverá ser calculada de acordo com a EN 1992-1-1:2004.

b) Se  $\zeta < -0,5$ , isto é quando se prevê uma inversão quase total dos esforços transversos:

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

em que  $f_{ctd}$  é o valor de cálculo da resistência do betão à tracção fornecido na EN 1992-1-1:2004, aplica-se a regra indicada em a);

ii) se  $|V_E|_{\max}$  exceder o valor limite da expressão (5.27), deverão colocar-se armaduras inclinadas nas duas direcções, ou a  $\pm 45^\circ$  em relação ao eixo da viga ou ao longo das duas diagonais da viga em alçado, devendo metade de  $|V_E|_{\max}$  ser equilibrado por estribos e metade por armaduras inclinadas;

– neste caso, a verificação é efectuada através da condição:

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

em que:

$A_s$  área da secção das armaduras inclinadas numa direcção, que atravessam o plano de deslizamento potencial (isto é, a secção de extremidade da viga);

$\alpha$  ângulo entre as armaduras inclinadas e o eixo da viga (normalmente  $\alpha = 45^\circ$ , ou  $\tan \alpha \approx (d-d')/l_b$ ).

##### **5.5.3.1.3 Disposições construtivas para a ductilidade local**

(1)P Devem considerar-se como zonas críticas as zonas de uma viga sísmica primária com uma extensão de  $l_{cr}=1,5h_w$  (em que  $h_w$  representa a altura da viga) a partir da secção transversal onde a viga se encontra ligada

a um nó viga-pilar, assim como as zonas com a mesma extensão para ambos os lados de qualquer secção transversal com possibilidade de plastificação na situação de projecto sísmica.

(2) Aplica-se 5.4.3.1.2(2).

(3)P Aplica-se 5.4.3.1.2(3)P.

(4) Aplica-se 5.4.3.1.2(4).

(5)P Para satisfazer as necessárias condições de ductilidade devem respeitar-se as seguintes condições ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica primária:

a) o disposto em 5.4.3.1.2(5)P;

b) devem ser colocados pelo menos dois varões de alta aderência com  $d_b = 14$  mm nas faces superior e inferior da viga, ao longo de todo o seu comprimento;

c) deve prolongar-se ao longo de todo o comprimento da viga um quarto da armadura superior máxima nos apoios.

(6)P Aplica-se 5.4.3.1.2(6)P com a expressão (5.13) substituída pela seguinte:

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

### **5.5.3.2 Pilares**

#### **5.5.3.2.1 Resistências**

(1)P Aplica-se 5.4.3.2.1(1)P.

(2) Aplica-se 5.4.3.2.1(2).

(3)P Nos pilares sísmicos primários, o valor do esforço normal reduzido  $v_d$  não deve ser superior a 0,55.

#### **5.5.3.2.2 Disposições construtivas para a ductilidade local**

(1)P Aplica-se 5.4.3.2.2(1)P.

(2)P Aplica-se 5.4.3.2.2(2)P.

(3)P Aplica-se 5.4.3.2.2(3)P.

(4) Na falta de informações mais precisas, o comprimento da zona crítica  $l_{cr}$  (em metros) poderá ser calculado da seguinte forma:

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

em que:

$h_c$  maior dimensão da secção transversal do pilar (em metros);

$l_{cl}$  comprimento livre do pilar (em metros).

(5)P Aplica-se 5.4.3.2.2(5)P.

(6)P Aplica-se 5.4.3.2.2(6)P.

(7) A pormenorização das zonas críticas acima da base do pilar deverá basear-se num valor mínimo do factor de ductilidade em curvatura  $\mu_\phi$  (ver 5.2.3.4) obtido de 5.2.3.4(3). Sempre que um pilar esteja protegido da formação de rótulas plásticas pela aplicação do método de cálculo pela capacidade real de 4.4.2.3(4) (isto é,

quando é satisfeita a expressão (4.29)), o valor de  $q_o$  nas expressões (5.4) e (5.5) poderá ser substituído por 2/3 do valor de  $q_o$  aplicado na direcção paralela à altura da secção transversal  $h_c$  do pilar.

(8)P Aplica-se 5.4.3.2.2(7)P.

(9) Consideram-se satisfeitos os requisitos de (6)P, (7) e (8)P da presente secção se 5.4.3.2.2(8) for satisfeito com os valores de  $\mu_\phi$  especificados em (6)P e (7) da presente secção.

(10) O valor mínimo de  $\omega_{wd}$  a utilizar é 0,12 na zona crítica na base do pilar, ou 0,08 em todas as zonas críticas do pilar acima da base.

(11)P Aplica-se 5.4.3.2.2(10)P.

(12) Consideram-se satisfeitas as condições mínimas de (11)P da presente secção se todos os requisitos seguintes forem satisfeitos:

a) o diâmetro  $d_{bw}$  das cintas é, pelo menos, igual a

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL, \max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}} \quad (5.31)$$

b) o espaçamento,  $s$ , das cintas (em milímetros) não é superior a:

$$s = \min \{b_o / 3; 125; 6d_{bL}\} \quad (5.32)$$

em que:

$b_o$  dimensão mínima do núcleo de betão (no interior das cintas) (em milímetros);

$d_{bL}$  diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros);

c) a distância entre varões longitudinais consecutivos fixos por cintas ou por ganchos não excede 150 mm.

(13)P Nos dois primeiros pisos inferiores dos edifícios, devem também colocar-se cintas, de acordo com o disposto em (11)P e (12) da presente secção, para além das zonas críticas numa extensão igual a metade do comprimento dessas zonas.

(14) A quantidade de armadura longitudinal colocada na base do pilar do piso inferior (isto é, ao nível da ligação do pilar à fundação) não deverá ser inferior à colocada no nível superior desse piso.

### 5.5.3.3 Nós viga-pilar

(1)P A compressão diagonal induzida no nó pelo mecanismo de biela não deve exceder a resistência do betão à compressão na presença de extensões de tracção transversais.

(2) Na falta de um modelo mais preciso, poderá satisfazer-se o requisito de (1)P da presente secção recorrendo às seguintes regras:

a) nos nós interiores viga-pilar deverá ser satisfeita a seguinte expressão:

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

em que:

$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}/250)$ ;

$h_{jc}$  distância entre as camadas extremas da armadura do pilar;

$b_j$  definido pela expressão (5.34);

$\nu_d$  esforço normal reduzido na zona do pilar acima do nó;

$f_{ck}$  expresso em MPa;

b) nos nós exteriores viga-pilar:

$V_{jhd}$  deverá ser inferior a 80 % do valor do lado direito da expressão (5.33) na qual:

$V_{jhd}$  fornecido, respectivamente, pelas expressões (5.22) e (5.23);

e a largura efectiva do nó  $b_j$  é:

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

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

(3) Deverá adoptar-se um confinamento adequado (horizontal e vertical) do nó de modo a limitar a tracção diagonal máxima do betão,  $\max \sigma_{ct}$ , a  $f_{ctd}$ . Na falta de um modelo mais preciso, este requisito poderá ser satisfeito colocando no nó cintas horizontais com um diâmetro não inferior a 6 mm tais que:

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

em que:

$A_{sh}$  área total das cintas horizontais;

$V_{jhd}$  definido pelas expressões (5.22) e (5.23);

$h_{jw}$  distância entre as armaduras superiores e inferiores da viga;

$h_{jc}$  distância entre as camadas extremas da armadura do pilar;

$b_j$  definido pela expressão (5.34);

$\nu_d$  esforço normal reduzido na zona do pilar acima do nó ( $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ );

$f_{ctd}$  valor de cálculo da resistência do betão à tracção, de acordo com a EN 1992-1-1:2004.

(4) Como alternativa à regra indicada em (3) da presente secção, a integridade do nó após fendilhação diagonal poderá ser assegurada pela armadura horizontal de confinamento. Para este efeito, deverá colocar-se no nó a seguinte área total de armadura horizontal de confinamento:

a) nos nós interiores:

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

b) nos nós exteriores:

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

em que  $\gamma_{Rd}$  é igual a 1,2 (ver 5.5.2.3(2)) e o esforço normal reduzido  $\nu_d$  refere-se na expressão (5.36a) à zona do pilar acima do nó, ou na expressão (5.36b) à zona do pilar abaixo do nó.



(5) As armaduras horizontais de confinamento calculadas conforme (3) e (4) da presente secção deverão ser uniformemente distribuídas na altura  $h_{jw}$  entre as armaduras superiores e inferiores da viga. Nos nós exteriores, deverão envolver as extremidades dos varões das vigas dobrados para o interior do nó.

(6) Deverão colocar-se armaduras verticais no pilar adequadas atravessando o nó de forma que:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw}) \quad (5.37)$$

em que  $A_{sh}$  é a área total necessária das armaduras horizontais de confinamento, conforme (3) e (4) da presente secção, e  $A_{sv,i}$  é a área total dos varões intermédios colocados entre os varões de canto nas faces interessadas do pilar (incluindo os varões que fazem parte da armadura longitudinal dos pilares).

(7) Aplica-se 5.4.3.3(1).

(8) Aplica-se 5.4.3.3(2).

(9)P Aplica-se 5.4.3.3(3)P.

#### **5.5.3.4 Paredes dúcteis**

##### **5.5.3.4.1 Resistência à flexão**

(1)P A resistência à flexão deve ser avaliada e verificada como para os pilares, com o esforço normal mais desfavorável para a situação de projecto sísmica.

(2) Nas paredes sísmicas primárias, o valor do esforço normal reduzido  $v_d$  não deverá ser superior a 0,35.

##### **5.5.3.4.2 Rotura por compressão diagonal da alma devida ao esforço transversal**

(1) O valor de  $V_{Rd,max}$  poderá ser calculado da seguinte forma:

a) fora da zona crítica:

como indicado na EN 1992-1-1:2004, com o braço do binário das forças interiores,  $z$ , igual a  $0,8l_w$  e a inclinação em relação à vertical da biela comprimida,  $\tan \theta$ , igual a 1,0;

b) na zona crítica:

40 % do valor fora da zona crítica.

##### **5.5.3.4.3 Rotura por tracção diagonal da alma devida ao esforço transversal**

(1)P O cálculo das armaduras de alma para a verificação em relação ao estado limite último de esforço transversal deve ter em conta o valor da razão de corte (*shear ratio*)  $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} l_w)$ . Deverá utilizar-se o valor máximo de  $\alpha_s$  num piso para a verificação do piso ao estado limite último de corte.

(2) Se a razão  $\alpha_s \geq 2,0$ , aplica-se o disposto na EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(1)-(7), com os valores de  $z$  e  $\tan \theta$  como definidos em 5.5.3.4.2(1) a).

(3) Se  $\alpha_s < 2,0$ , aplicam-se as seguintes disposições:

a) as armaduras horizontais da alma deverão satisfazer a seguinte expressão (ver a EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(8)):

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

em que:

$\rho_h$  taxa das armaduras horizontais de alma ( $\rho_h = A_h / (b_{wo} \cdot s_h)$ );  
 $f_{yd,h}$  valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras horizontais de alma;  
 $V_{Rd,c}$  valor de cálculo do esforço transversal resistente dos elementos sem armaduras de esforço transversal de acordo com a EN 1992-1-1:2004;

na zona crítica da parede,  $V_{Rd,c}$  deverá ser igual a 0 se o esforço normal  $N_{Ed}$  for de tracção;

b) ao longo da alma, deverão colocar-se armaduras verticais, amarradas e emendadas ao longo da altura da parede, de acordo com a EN 1992-1-1:2004, de modo a satisfazer a condição:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed} \quad (5.39)$$

em que:

$\rho_v$  taxa de armaduras verticais de alma ( $\rho_v = A_v / (b_{wo} \cdot s_v)$ );  
 $f_{yd,v}$  valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras verticais de alma;  
e o esforço normal  $N_{Ed}$  considerado positivo se for de compressão.

(4) Os varões horizontais de alma deverão ser totalmente amarrados nas extremidades da secção da parede, por exemplo, através de ganchos a 90° ou a 135°.

(5) Os varões horizontais de alma, sob a forma de estribos alongados fechados ou totalmente amarrados, poderão também considerar-se como contribuindo totalmente para o confinamento dos elementos de extremidade da parede.

#### 5.5.3.4.4 Rotura por deslizamento devido ao esforço transversal

(1) P Nos planos de deslizamento potencial nas zonas críticas (por exemplo, nas juntas de construção) deve satisfazer-se a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

em que  $V_{Rd,S}$  é o valor de cálculo da resistência ao deslizamento por esforço transversal.

(2) O valor de  $V_{Rd,S}$  poderá ser calculado como segue:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (5.40)$$

com:

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

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

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

em que:

$V_{dd}$  resistência ao esforço transversal dos varões verticais por efeito de cavilha;

- $V_{id}$  resistência ao esforço transversal dos varões inclinados (com um ângulo  $\varphi$  em relação ao plano de deslizamento potencial, por exemplo, uma junta de construção);
- $V_{fd}$  resistência devida ao atrito;
- $\mu_f$  coeficiente de atrito betão-betão sob acções cíclicas, que poderá ser considerado igual a 0,6 para interfaces lisas e a 0,7 para interfaces rugosas, como se define na EN 1992-1-1:2004, 6.2.5(2);
- $z$  braço do binário das forças interiores;
- $\xi$  altura reduzida do eixo neutro;
- $\Sigma A_{sj}$  soma das áreas dos varões verticais de alma e dos varões adicionais especificamente colocados nos elementos de extremidade para a resistência ao deslizamento;
- $\Sigma A_{si}$  soma das áreas de todos os varões inclinados nas duas direcções; para este efeito, recomendam-se varões de grande diâmetro;

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}(\text{MPa})/250) \quad (5.44)$$

$N_{Ed}$  considerado positivo se for de compressão.

(3) Para paredes compactas (*squat walls*), deverá satisfazer-se o seguinte:

- a) na base da parede,  $V_{id}$  deverá ser superior a  $V_{Ed}/2$ ;
- b) a níveis superiores,  $V_{id}$  deverá ser superior a  $V_{Ed}/4$ .

(4) Os varões inclinados deverão ser totalmente amarrados de ambos os lados das potenciais superfícies de deslizamento e deverão atravessar todas as secções da parede localizadas a uma distância de  $0,5 \cdot l_w$  ou  $0,5 \cdot h_w$ , a que for menor, acima da secção crítica na base.

(5) Os varões inclinados contribuem para um aumento da resistência à flexão na base da parede, o que deverá ser considerado sempre que o esforço transversal actuante  $V_{Ed}$  seja calculado pela regra de cálculo pela capacidade real (ver 5.5.2.4.1(6)P e (7) e 5.5.2.4.2(2)). Poderão utilizar-se dois métodos alternativos:

a) O aumento da resistência à flexão  $\Delta M_{Rd}$ , a considerar no cálculo de  $V_{Ed}$ , poderá ser calculado como:

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

em que:

$l_i$  distância, medida na secção da base, entre os eixos dos dois conjuntos de varões inclinados, colocados num ângulo de  $\pm \varphi$  em relação ao plano de deslizamento potencial;

sendo os outros símbolos como os da expressão (5.42).

b) Um esforço transversal actuante  $V_{Ed}$  poderá ser calculado ignorando o efeito dos varões inclinados. Na expressão (5.42),  $V_{id}$  é a resistência efectiva ao esforço transversal dos varões inclinados (isto é, a resistência real ao esforço transversal reduzida do aumento do esforço transversal actuante). Essa resistência efectiva ao esforço transversal dos varões inclinados em relação ao deslizamento poderá ser calculada através da seguinte expressão:

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

#### 5.5.3.4.5 Disposições construtivas para a ductilidade local

(1) Aplica-se 5.4.3.4.2(1).

(2) Aplica-se 5.4.3.4.2(2).

(3) Aplica-se 5.4.3.4.2(3).

(4) Aplica-se 5.4.3.4.2(4).

(5) Aplica-se 5.4.3.4.2(5).

(6) Aplica-se 5.4.3.4.2(6).

(7) Aplica-se 5.4.3.4.2(8).

(8) Aplica-se 5.4.3.4.2(10).

(9) Se a parede estiver ligada a uma aba com uma espessura  $b_f \geq h_s/15$  e um comprimento  $l_f \geq h_s/5$  (em que  $h_s$  é a altura livre do piso), e o elemento de extremidade confinado tiver que se prolongar na alma, para além da aba, de um comprimento adicional não superior a  $3b_{w0}$ , apenas é necessário que a espessura  $b_w$  do elemento de extremidade na aba respeite o disposto em 5.4.1.2.3(1) para  $b_{w0}$  (ver a Figura 5.11).

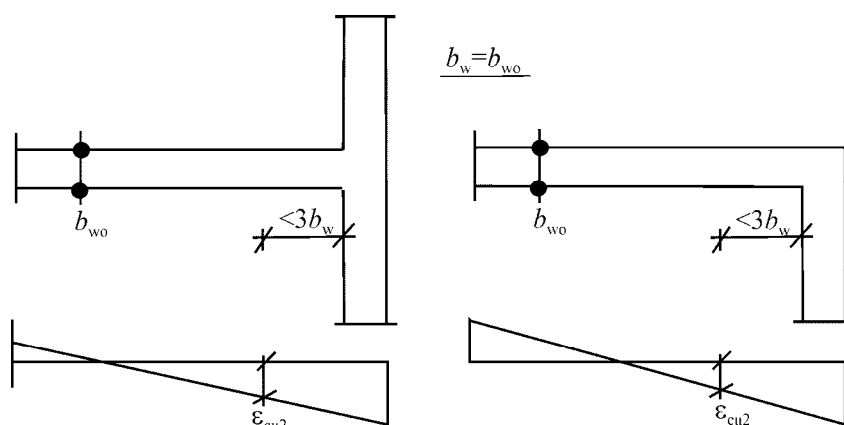


Figura 5.11 – Espessura mínima dos elementos de extremidade confinados de paredes da classe DCH com abas de grandes dimensões

(10) Nos elementos de extremidade das paredes aplicam-se os requisitos de 5.5.3.2.2(12);  $\omega_{wd}$  deverá ter um valor mínimo igual a 0,12. Deverão adoptar-se armaduras de confinamento sobrepostas de modo que um em cada dois varões longitudinais sejam abraçados por uma cinta ou por um gancho.

(11) Acima da zona crítica, deverão ser colocados elementos de extremidade num piso adicional com pelo menos metade da armadura de confinamento necessária na zona crítica.

(12) Aplica-se 5.4.3.4.2(11).

(13)P A fendilhação prematura por esforço transversal da alma das paredes deve ser impedida pela adopção de uma quantidade mínima de armaduras de alma:  $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$ .

(14) As armaduras de alma deverão ter a forma de duas redes de varões com as mesmas características de aderência, uma em cada face da parede. As redes deverão ser ligadas entre si por ganchos com um espaçamento de cerca de 500 mm.

(15) Os varões das armaduras de alma deverão ter um diâmetro não inferior a 8 mm, mas não superior a um oitavo da largura  $b_{w0}$  da alma. Deverão ter um espaçamento máximo de 250 mm ou de 25 vezes o diâmetro dos varões, o que for menor.

(16) A fim de compensar os efeitos desfavoráveis e as incertezas associadas a uma fendilhação ao longo das juntas, deverá adoptar-se uma quantidade mínima de armaduras verticais totalmente amarradas que

atravessem as juntas de betonagem. A taxa mínima dessa armadura,  $\rho_{\min}$ , necessária para restabelecer a resistência ao esforço transversal do betão não fendilhado, é:

$$\rho_{\min} \geq \begin{cases} \left( 1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left( f_{yd} \cdot \left( 1 + 1,5 \sqrt{f_{ctd} / f_{yd}} \right) \right) \\ 0,0025 \end{cases} \quad (5.47)$$

em que  $A_w$  é a área total da secção transversal horizontal da parede e  $N_{Ed}$  é considerado positivo se for de compressão.

### 5.5.3.5 Elementos de ligação de paredes acopladas

(1) P Por não ser eficaz, não se deve adoptar o acoplamento de paredes por meio de lajes.

(2) O disposto em 5.5.3.1 só poderá ser aplicado às vigas de acoplamento (*coupling beams*) se uma das condições seguintes for satisfeita:

a) não é provável que ocorra fendilhação nas duas direcções diagonais. Uma regra de aplicação aceitável é:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (5.48)$$

b) é assegurada a preponderância de um modo de rotura por flexão. Uma regra de aplicação aceitável é:

$$l/h \geq 3$$

(3) Se nenhuma das condições indicadas em (2) for satisfeita, a resistência às acções sísmicas deverá ser conferida por armaduras dispostas segundo as duas diagonais da viga, de acordo com as condições seguintes (ver a Figura 5.12):

a) deverá garantir-se que a seguinte expressão é satisfeita:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (5.49)$$

em que:

$V_{Ed}$  valor de cálculo do esforço transversal no elemento de ligação ( $V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed}/l$ );

$A_{si}$  área total dos varões das armaduras em cada direcção diagonal;

$\alpha$  ângulo entre os varões diagonais e o eixo da viga;

b) a armadura diagonal deverá ser disposta em elementos tipo pilar com os lados pelo menos iguais a  $0,5b_w$ ; o seu comprimento de amarração deverá ser 50 % superior ao especificado na EN 1992-1-1:2004;

c) em torno destes elementos tipo pilar deverão ser adoptadas cintas para impedir a encurvadura dos varões longitudinais. Aplica-se às cintas o disposto em 5.5.3.2.2(12);

d) deverão colocar-se armaduras longitudinais e transversais nas duas faces laterais da viga, satisfazendo os requisitos mínimos indicados na EN 1992-1-1:2004 para as vigas-parede. A armadura longitudinal não deverá ser amarrada nas paredes acopladas, e deverá apenas prolongar-se nelas de 150 mm.

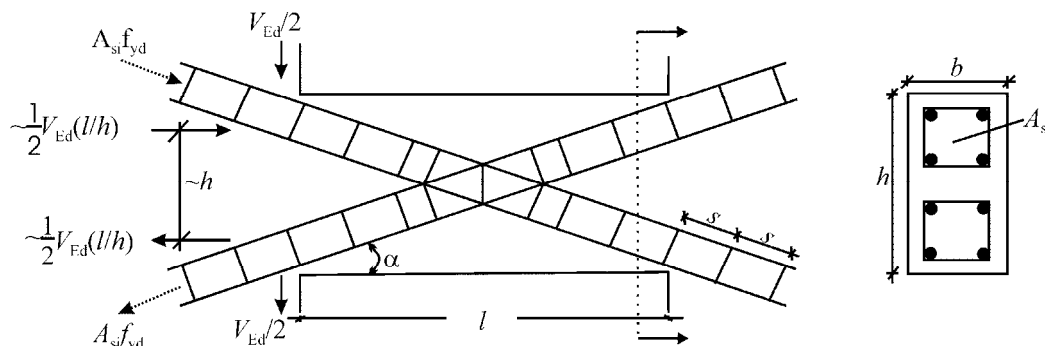


Figura 5.12 – Vigas de acoplamento com armaduras diagonais

## 5.6 Disposições relativas a amarrações e emendas

### 5.6.1 Generalidades

(1)P Aplica-se o disposto na EN 1992-1-1:2004, secção 8, no que se refere às disposições relativas a armaduras, com as regras adicionais das secções 5.6.2 e 5.6.3.

(2)P Para cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, pilares ou paredes, devem utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração de  $10d_{bw}$ .

(3)P Nas estruturas da classe DCH, o comprimento de amarração dos varões de vigas ou de pilares amarrados no interior de nós viga-pilar deve ser medido a partir de um ponto no varão a uma distância  $5d_{bL}$  da face do nó, de forma a ter em conta a extensão da zona plastificada por deformações cíclicas pós-elásticas (para uma viga, por exemplo, ver a Figura 5.13a).

### 5.6.2 Amarração das armaduras

#### 5.6.2.1 Pilares

(1)P No cálculo do comprimento de amarração ou de sobreposição dos varões dos pilares que contribuem para a resistência à flexão de elementos em zonas críticas, deve tomar-se igual a 1 a relação entre a área de armadura necessária e a área efectivamente adoptada  $A_{s,req}/A_{s,prov}$ .

(2)P Se, na situação de projecto sísmica, o esforço normal num pilar for de tracção, os comprimentos de amarração devem ser aumentados de 50 % em relação aos valores especificados na EN 1992-1-1:2004.

#### 5.6.2.2 Vigas

(1)P A parte da armadura longitudinal de vigas dobrada nos nós para efeitos de amarração deve ser sempre colocada no interior das cintas correspondentes aos pilares.

(2)P Para impedir uma rotura de aderência, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós viga-pilar,  $d_{bL}$ , deve ser limitado de acordo com as seguintes expressões:

a) para nós viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (5.50a)$$

b) para nós viga-pilar exteriores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d) \quad (5.50b)$$

em que:

$h_c$  largura do pilar na direcção paralela aos varões;

$f_{ctm}$  valor médio da resistência do betão à tracção;

$f_{yd}$  valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

$\nu_d$  esforço normal reduzido de cálculo no pilar, considerado com o seu valor mínimo para a situação de projecto sísmica ( $\nu_d = N_{Ed}/f_{cd} \cdot A_c$ );

$k_D$  coeficiente função da classe de ductilidade, igual a 1 para a classe DCH e a 2/3 para a classe DCM;

$\rho'$  taxa de armadura de compressão da viga que atravessa o nó;

$\rho_{max}$  taxa máxima admissível de armadura de tracção (ver 5.4.3.1.2(4) e 5.5.3.1.3(4));

$\gamma_{Rd}$  coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado igual a 1,2 ou a 1,0 respectivamente para a classe DCH e para a classe DCM (devido à sobrerresistência por endurecimento das armaduras longitudinais da viga).

Os limites anteriores (ver as expressões (5.50)) não se aplicam a varões diagonais que atravessam os nós.

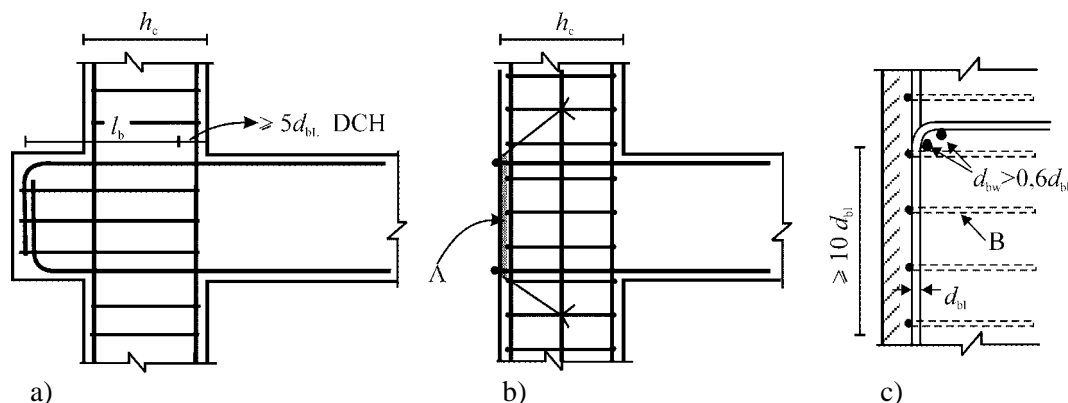
(3) Se não for possível satisfazer o disposto em (2)P da presente secção em nós viga-pilar exteriores porque a dimensão,  $h_c$ , do pilar, paralela aos varões, é demasiado pequena, poderão tomar-se as seguintes disposições complementares para garantir a amarração das armaduras longitudinais das vigas:

a) a viga ou laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores (ver a Figura 5.13a);

b) poderão utilizar-se varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas à extremidade dos varões (ver a Figura 5.13b);

c) poderá adoptar-se a dobragem a 90° dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de  $10d_{bL}$  e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem (ver a Figura 5.13c).

(4)P Varões, superiores ou inferiores, que atravessam os nós interiores, devem terminar nos elementos ligados ao nó a uma distância não inferior a  $l_{cr}$  (comprimento da zona crítica dos elementos, ver 5.4.3.1.2(1)P e 5.5.3.1.3(1)P) contada a partir da face do nó.



**Legenda:**

- A chapa de amarração  
B cintas em torno dos varões do pilar

Figura 5.13 – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores

**5.6.3 Emenda dos varões**

(1)P Nas zonas críticas dos elementos estruturais não deve haver emendas com sobreposição por meio de soldadura.

(2)P É permitida a emenda por meio de acopladores mecânicos nos pilares e nas paredes se estes dispositivos estiverem sido devidamente validados por ensaios em condições compatíveis com a classe de ductilidade adoptada.

(3)P As armaduras transversais a colocar ao longo do comprimento de sobreposição devem ser calculadas de acordo com a EN 1992-1-1:2004. Adicionalmente, devem ser igualmente cumpridas as seguintes regras:

a) se os varões amarrados e com continuidade estiverem dispostos num plano paralelo às armaduras transversais, a soma das áreas das secções de todos os varões emendados,  $\Sigma A_{sL}$ , deve ser considerada no cálculo das armaduras transversais;

b) se os varões amarrados e com continuidade estiverem dispostos num plano perpendicular às armaduras transversais, a área da secção das armaduras transversais deve ser calculada com base na maior área da secção do varão longitudinal sobreposto,  $A_{sL}$ ;

c) o espaçamento,  $s$ , das armaduras transversais na zona de sobreposição (em milímetros) não deve ser superior a:

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

em que  $h$  é a menor dimensão da secção transversal (em milímetros).

(4) A área necessária de armaduras transversais  $A_{st}$  na zona de sobreposição, seja das armaduras longitudinais dos pilares, emendadas numa mesma secção (definida na EN 1992-1-1:2004), seja das armaduras longitudinais dos elementos de extremidade de paredes, poderá ser calculada a partir da seguinte expressão:



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

em que:

$A_{st}$  área da secção de um ramo das armaduras transversais;

$d_{bl}$  diâmetro do varão emendado;

$s$  espaçamento das armaduras transversais;

$f_{yld}$  valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras longitudinais;

$f_{ywd}$  valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras transversais.

### 5.7 Disposições de projecto e construtivas relativas a elementos sísmicos secundários

(1)P A secção 5.7 aplica-se aos elementos designados como elementos sísmicos secundários, que estão sujeitos a deformações significativas na situação de projecto sísmica (por exemplo, as nervuras das lajes não estão sujeitas aos requisitos de 5.7). Esses elementos devem ser projectados e pormenorizados de forma a manterem a sua capacidade resistente às cargas gravíticas na situação de projecto sísmica, quando sujeitos às deformações máximas nessa situação.

(2)P As deformações máximas devidas à situação de projecto sísmica devem ser calculadas de acordo com 4.3.4 e ter em conta os efeitos P- $\Delta$  de acordo com 4.4.2.2(2) e (3). Devem ser calculadas a partir de uma análise da estrutura na situação de projecto sísmica, na qual seja desprezada a contribuição dos elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral e os elementos sísmicos primários sejam modelados considerando a sua rigidez fendilhada à flexão e ao esforço transversal.

(3) Considera-se que os elementos sísmicos secundários satisfazem os requisitos de (1)P da presente secção se os momentos flectores e os esforços transversos para eles calculados com base: a) nas deformações definidas em (2)P da presente secção; e b) na sua rigidez fendilhada à flexão e ao esforço transversal; não excederem, respectivamente, os valores de cálculo da sua resistência à flexão e ao esforço transversal  $M_{Rd}$  e  $V_{Rd}$ , determinados com base na EN 1992-1-1:2004.

### 5.8 Elementos de fundação de betão

#### 5.8.1 Objectivo e campo de aplicação

(1)P Os parágrafos seguintes aplicam-se ao projecto de elementos de fundação de betão, como, por exemplo, sapatas, vigas de travamento, vigas de fundação, lajes de fundação, paredes de fundação, encabeçamentos de estacas e estacas, assim como às ligações entre esses elementos ou entre eles e os elementos de betão verticais. O projecto desses elementos deve obedecer às regras indicadas na EN 1998-5:2004, 5.4.

(2)P Se os esforços de cálculo para o projecto de elementos de fundação de estruturas dissipativas forem determinados com base em considerações de cálculo pela capacidade real, de acordo com 4.4.2.6(2)P, não se prevê dissipação de energia nesses elementos na situação de projecto sísmica. O projecto desses elementos poderá obedecer às regras indicadas em 5.3.2(1)P.

(3)P Se os esforços de cálculo para os elementos de fundação de estruturas dissipativas forem determinados com base na análise para a situação de projecto sísmica sem considerações de cálculo pela capacidade real de acordo com 4.4.2.6(2)P, o projecto desses elementos deve obedecer às regras correspondentes aos elementos da superestrutura para a classe de ductilidade considerada. Para vigas de travamento e vigas de fundação, os

---

<sup>\*)</sup> A expressão correcta é:  $A_{st} = s (d_{bl}/50) (f_{yld}/f_{ywd})$  (nota nacional).

valores de cálculo do esforço transversal têm que ser determinados com base em considerações de cálculo pela capacidade real, de acordo com 5.4.2.2 em edifícios da classe DCM ou com 5.5.2.1(2)P e 5.5.2.1(3) em edifícios da classe DCH.

(4) No caso de os esforços de cálculo para os elementos de fundação terem sido determinados adoptando um valor do coeficiente de comportamento  $q$  igual ou inferior ao limite superior de  $q$  para o comportamento de baixa dissipação (1,5 nos edifícios de betão ou entre 1,5 e 2,0 nos edifícios de aço ou mistos aço-betão, de acordo com a Nota 1 do Quadro 6.1 ou com a Nota 1 do Quadro 7.1, respectivamente), o projecto desses elementos poderá obedecer às regras indicadas em 5.3.2(1)P (ver também 4.4.2.6(3)).

(5) Em caves do tipo caixão de estruturas dissipativas, que incluam: a) uma laje de betão actuando como diafragma rígido ao nível da cobertura da cave; b) uma laje de fundação ou uma grelha de vigas de travamento ou de vigas de fundação ao nível da fundação; e c) paredes de fundação periféricas e/ou interiores, projectadas de acordo com (2)P da presente secção; admite-se que os pilares e as vigas (incluindo as da cobertura da cave) se mantenham elásticos na situação de projecto sísmica, podendo ser projectados de acordo com 5.3.2(1)P. As paredes de contraventamento deverão ser projectadas admitindo a formação de rótulas plásticas ao nível da laje da cobertura da cave. Para este efeito, nas paredes que continuam com a mesma secção transversal acima da cobertura da cave, deverá considerar-se que a zona crítica se prolonga para baixo do nível da cobertura da cave numa altura de  $h_{cr}$  (ver 5.4.3.4.2(1) e 5.5.3.4.5(1)). Além disso, toda a altura livre dessas paredes na cave deverá ser calculada ao esforço transversal admitindo que a parede desenvolve a sua sobrerresistência em flexão  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$  (sendo  $\gamma_{Rd}=1,1$  para a classe DCM e  $\gamma_{Rd}=1,2$  para a classe DCH) ao nível da cobertura da cave e um momento nulo ao nível da fundação.

### 5.8.2 Vigas de travamento e vigas de fundação

(1)P Devem evitar-se pilares curtos entre o nível superior de uma sapata ou de um encabeçamento de estacas e a face inferior das vigas de travamento ou das lajes de fundação. Para este efeito, a face inferior das vigas de travamento ou das lajes de fundação deve ficar abaixo do nível superior da sapata ou do encabeçamento das estacas.

(2) No âmbito das verificações, deverá considerar-se que os esforços normais nas vigas de travamento ou nas zonas de amarração de lajes de fundação, conforme 5.4.1.2(6) e (7) da EN 1998-5, actuam simultaneamente com os esforços determinados de acordo com 4.4.2.6(2)P ou 4.4.2.6(3) para a situação de projecto sísmica, tendo em conta os efeitos de segunda ordem.

(3) A largura da secção transversal das vigas de travamento e das vigas de fundação deverá ser, pelo menos, igual a  $b_{w,min}$  e a altura da secção transversal igual a, pelo menos,  $h_{w,min}$ .

**NOTA:** Os valores a atribuir a  $b_{w,min}$  e a  $h_{w,min}$  para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são:  $b_{w,min} = 0,25$  m e  $h_{w,min} = 0,4$  m para edifícios até três pisos ou  $h_{w,min} = 0,5$  m para edifícios com quatro pisos ou mais acima da cave.

(4) As lajes de fundação projectadas de acordo com a EN 1998-5:2004, 5.4.1.2(2), para a ligação horizontal de sapatas separadas ou de encabeçamentos de estacas, deverão ter uma espessura, pelo menos, igual a  $t_{min}$  e uma percentagem de armadura, pelo menos, igual a  $\rho_{s,min}$  nas faces superior e inferior.

**NOTA:** Os valores a atribuir a  $t_{min}$  e  $\rho_{s,min}$  para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são:  $t_{min} = 0,2$  m e  $\rho_{s,min} = 0,2$  %.

(5) Ao longo de todo o seu comprimento, as vigas de travamento e as vigas de fundação deverão ter uma percentagem de armadura longitudinal, pelo menos, igual a  $\rho_{b,min}$  tanto na face superior como na inferior.

**NOTA:** O valor a atribuir a  $\rho_{b,min}$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional. O valor recomendado de  $\rho_{b,min}$  é 0,4 %.

### **5.8.3 Ligações de elementos verticais com vigas ou paredes de fundação**

- (1)P A zona comum (nó) de uma viga de fundação ou de uma parede de fundação e um elemento vertical deve obedecer às regras indicadas em 5.4.3.3 ou 5.5.3.3 como um nó viga-pilar.
- (2) Se uma viga de fundação ou uma parede de fundação de uma estrutura da classe DCH for projectada para os esforços determinados com base em considerações de cálculo pela capacidade real de acordo com 4.4.2.6(2)P, o esforço transversal horizontal  $V_{jhd}$  no nó é determinado com base nos resultados da análise de acordo com 4.4.2.6(2)P, (4), (5) e (6).
- (3) Se a viga de fundação ou a parede de fundação de uma estrutura da classe DCH não for projectada pelo método de cálculo em termos da capacidade real indicado em 4.4.2.6(4), (5) e (6) (ver 5.8.1(3)P), o esforço transversal horizontal  $V_{jhd}$  no nó é determinado de acordo com 5.5.2.3(2), expressões (5.22) e (5.23), para os nós viga-pilar.
- (4) Nas estruturas da classe DCM, a ligação das vigas de fundação ou das paredes de fundação com os elementos verticais poderá obedecer às regras de 5.4.3.3.
- (5) As dobras ou ganchos na base dos varões longitudinais de elementos verticais deverão ser orientados de forma a induzirem compressão na zona de ligação.

### **5.8.4 Estacas e encabeçamentos de estacas betonados no local**

- (1)P O topo da estaca numa distância da face inferior do seu encabeçamento igual ao dobro da dimensão da secção transversal da estaca,  $d$ , assim como as zonas com uma extensão de  $2d$  de cada lado da interface entre dois estratos de solo com rigidez de corte acentuadamente diferente (razão entre módulos de distorção superior a 6), devem ser pormenorizados como potenciais zonas de rótulas plásticas. Para esse efeito, devem ser adoptadas armaduras transversais e de confinamento de acordo com as regras relativas às zonas críticas dos pilares para a correspondente classe de ductilidade ou, pelo menos, para a classe DCM.
- (2)P Quando o prescrito em 5.8.1(3)P é aplicado no projecto de estacas de estruturas dissipativas, as estacas devem ser projectadas e pormenorizadas admitindo a potencial formação de rótulas plásticas na cabeça. Para este efeito, o comprimento ao longo do qual é necessário aumentar a armadura transversal e de confinamento no topo da estaca, de acordo com (1)P da presente secção, é aumentado em 50 %. Além disso, a verificação da estaca em relação ao estado limite último de esforço transversal deve utilizar um valor de cálculo do esforço transversal pelo menos igual ao calculado com base em 4.4.2.6(4) a (8).
- (3) As estacas previstas para resistirem a forças de tracção ou consideradas com encastramento no seu topo, deverão ser amarradas no encabeçamento de modo a mobilizar o valor de cálculo da resistência ao levantamento das estacas ou da resistência à tracção das armaduras das estacas, o que for menor. Se esta zona das estacas encastrada no encabeçamento for betonada antes do encabeçamento, deverão adoptar-se cavilhas na interface em que se efectua a ligação.

### **5.9 Efeitos locais devidos a enchimentos de alvenaria ou de betão**

- (1) Devido à particular vulnerabilidade das paredes de enchimento dos pisos térreos, uma irregularidade devida à acção dos sismos deverá ser aí prevista, pelo que se deverão adoptar disposições adequadas. Na falta de um método mais preciso, a altura total dos pilares do piso térreo deverá ser considerada como zona crítica e, em consequência, ser devidamente confinada.
- (2) Se a altura dos enchimentos for inferior à altura livre dos pilares adjacentes, deverão tomar-se as seguintes medidas:
- a) a altura total dos pilares é considerada como zona crítica, e deverá ser armada com cintas com a quantidade e a disposição exigidas para as zonas críticas;

b) as consequências de uma redução da razão de corte desses pilares deverá ser devidamente tida em conta. Para esse efeito, deverá aplicar-se o disposto em 5.4.2.3 e 5.5.2.2 ao cálculo do esforço transversal actuante, em função da classe de ductilidade. Neste cálculo, a altura livre do pilar,  $l_{cl}$ , deverá ser considerada igual à extensão do pilar que não está em contacto com os enchimentos e o momento  $M_{i,d}$  na secção do pilar no nível superior da parede de enchimento deverá ser considerado igual a  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$  com  $\gamma_{Rd} = 1,1$  para a classe DCM e igual a 1,3 para a classe DCH, sendo  $M_{Rc,i}$  o valor de cálculo do momento resistente do pilar;

c) as armaduras transversais para resistir a este esforço transversal deverão ser dispostas ao longo da altura do pilar que não está em contacto com os enchimentos e prolongadas de um comprimento  $h_c$  (dimensão da secção transversal do pilar no plano do enchimento) na zona do pilar em contacto com os enchimentos;

d) se o comprimento da zona do pilar que não está em contacto com os enchimentos for inferior a  $1,5h_c$ , o esforço transversal deverá ser resistido por armaduras diagonais.

(3) No caso em que os enchimentos se prolongam em toda a altura livre dos pilares adjacentes e em que só haja paredes de alvenaria de um lado do pilar (por exemplo, pilares de canto), a altura total do pilar deverá ser considerada como zona crítica, devendo ser armada com a quantidade e com a disposição de cintas exigidas para as zonas críticas.

(4) O comprimento,  $l_c$ , de pilares no qual se aplica a força da biela diagonal do enchimento, deverá ser verificado em relação ao menor dos dois esforços transversos seguintes: a) a componente horizontal da força da biela do enchimento, considerada igual à resistência ao esforço transversal horizontal do painel, calculada com base na resistência ao esforço transversal das juntas de assentamento; ou b) o esforço transversal calculado de acordo com 5.4.2.3 ou 5.5.2.2, em função da classe de ductilidade, admitindo que a capacidade de sobrerresistência à flexão do pilar,  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ , se desenvolve nas duas extremidades do comprimento de contacto,  $l_c$ . Deverá considerar-se que o comprimento de contacto é igual à largura vertical total da biela diagonal do enchimento. A menos que seja efectuado um cálculo mais preciso desta largura, tendo em conta as propriedades elásticas e a geometria do enchimento e do pilar, poderá considerar-se que a largura da biela é uma fracção fixa do comprimento da diagonal do painel.

## 5.10 Disposições para diafragmas de betão

(1) Poderá considerar-se que uma laje maciça de betão armado serve de diafragma se tiver uma espessura não inferior a 70 mm e se for armada nas duas direcções horizontais com, pelo menos, a armadura mínima indicada na EN 1992-1-1:2004.

(2) Uma lâmina de compressão betonada *in situ* num pavimento prefabricado ou numa cobertura poderá ser considerada como um diafragma se: a) satisfizer os requisitos de (1) da presente secção; b) for projectada para proporcionar, por si só, a rigidez e a resistência exigidas ao diafragma; e c) for betonada sobre um substrato rugoso limpo ou ligada a ele através de conectores.

(3) P O projecto para resistência aos sismos deve incluir a verificação ao estado limite último dos diafragmas de betão armado nas estruturas da classe DCH com as seguintes propriedades:

- geometrias irregulares ou com formas divididas em planta, diafragmas com abas e reentrâncias;
- aberturas no diafragma irregulares e de grandes dimensões;
- distribuição irregular de massas e/ou rigidezes (como, por exemplo, no caso de andares recuados);
- caves com paredes apenas numa parte do perímetro ou apenas numa parte da área de pisos térreos.

(4) Poderão calcular-se os esforços nos diafragmas de betão armado modelando o diafragma como uma viga-parede ou uma treliça plana ou como um modelo de escoras e tirantes, com apoios elásticos.

(5) Os valores de cálculo dos esforços deverão ser determinados considerando o disposto em 4.4.2.5.

(6) Os valores de cálculo das resistências deverão ser determinados de acordo com a EN 1992-1-1:2004.

(7) Nos casos de sistemas com núcleos ou com paredes da classe DCH, deverá verificar-se a transferência das forças horizontais dos diafragmas para os núcleos ou para as paredes. Para tal, aplicam-se as seguintes disposições:

a) para controlo da fendilhação, o valor de cálculo da tensão de corte na interface do diafragma com o núcleo ou com a parede deverá ser limitado a  $1,5f_{ctd}$ ;

b) deverá garantir-se uma resistência adequada em relação à rotura por deslizamento devida ao esforço transversal, admitindo que a inclinação da escora é de  $45^\circ$ . Deverão adoptar-se varões adicionais, que contribuam para a resistência ao esforço transversal da interface dos diafragmas com os núcleos ou com as paredes; a amarração destes varões deverá ser feita de acordo com o disposto em 5.6.

## **5.11 Estruturas prefabricadas de betão**

### **5.11.1 Generalidades**

#### **5.11.1.1 Objectivo e campo de aplicação e tipos estruturais**

(1)P A secção 5.11 refere-se ao projecto sísmico de estruturas de betão total ou parcialmente constituídas por elementos prefabricados.

(2)P Salvo indicação em contrário (ver 5.11.1.3.2(4)), aplica-se o disposto na secção 5 da presente Norma e na EN 1992-1-1:2004, secção 10.

(3) A secção 5.11 abrange os seguintes tipos estruturais, definidos em 5.1.2 e 5.2.2.1:

- sistemas porticados;
- sistemas de paredes;
- sistemas mistos (pórticos prefabricados associados a paredes prefabricadas ou monolíticas).

(4) Além disso, os seguintes sistemas estão também abrangidos:

- estruturas de painéis de paredes (estruturas com paredes cruzadas);
- estruturas celulares (sistemas prefabricados monolíticos de uma divisão).

#### **5.11.1.2 Avaliação das estruturas prefabricadas**

(1) Na modelação das estruturas prefabricadas deverão efectuar-se as seguintes verificações:

a) Identificação das diferentes funções dos elementos estruturais, entre os quais:

- elementos resistentes apenas às forças gravíticas; por exemplo, pilares articulados em torno de um núcleo de betão armado;
- elementos resistentes tanto a forças gravíticas como sísmicas; por exemplo, pórticos ou paredes;
- elementos de ligação entre os elementos estruturais; por exemplo, diafragmas de pisos ou de cobertura.

b) Capacidade para satisfazer as disposições relativas a resistência sísmica estipuladas em 5.1 a 5.10 como segue:

- sistemas prefabricados que satisfazem todas aquelas disposições;
- sistemas prefabricados que são associados a pilares ou a paredes betonados *in situ* a fim de satisfazer todas aquelas disposições;

– sistemas prefabricados que não cumprem todas aquelas disposições e que, por essa razão, requerem critérios de projecto adicionais e a que deverão ser atribuídos menores coeficientes de comportamento.

c) Identificação dos elementos não estruturais, que poderão ser:

- totalmente desligados da estrutura; ou
- contribuindo parcialmente para a resistência à deformação dos elementos estruturais.

d) Identificação do efeito das ligações na capacidade de dissipação de energia da estrutura:

- ligações localizadas claramente fora das zonas críticas (definidas em 5.1.2(1)), sem afectar a capacidade de dissipação de energia da estrutura (ver 5.11.2.1.1 e, por exemplo, a Figura 5.14.a);
- ligações localizadas dentro das zonas críticas mas sobredimensionadas em relação ao resto da estrutura, de tal forma que se mantêm elásticas na situação de projecto sísmica enquanto ocorrem respostas não elásticas noutras zonas críticas (ver 5.11.2.1.2 e, por exemplo, a Figura 5.14b);
- ligações localizadas dentro das zonas críticas com ductilidade considerável (ver 5.11.2.1.3 e, por exemplo, as Figuras 5.14.c) e 5.14 d)).

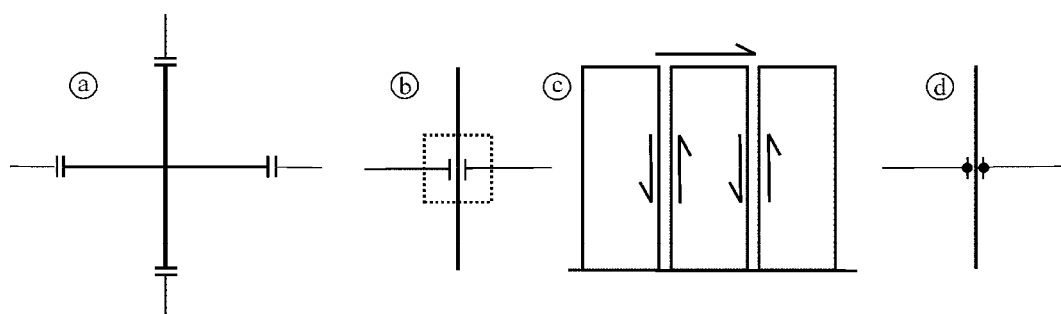


Figura 5.14 – a) ligação localizada fora das zonas críticas; b) ligação sobredimensionada com rótulas plásticas deslocadas para fora da ligação; c) ligações dúcteis ao esforço transversal em grandes painéis localizadas dentro das zonas críticas (por exemplo, no piso térreo); d) ligações dúcteis de continuidade localizadas dentro das zonas críticas de pórticos

### 5.11.1.3 Critérios de projecto

#### 5.11.1.3.1 Resistência local

(1) Nos elementos prefabricados e suas ligações, deverá ter-se em conta a possibilidade de degradação devida a deformações cíclicas pós-cedência. Normalmente, essa degradação é coberta pelos coeficientes parciais dos materiais relativos ao aço e ao betão (ver 5.2.4(1)P e 5.2.4(2)). Caso contrário, a resistência de cálculo das ligações prefabricadas sob carregamento monotónico deverá ser devidamente reduzida nas verificações para a situação de projecto sísmica.

#### 5.11.1.3.2 Dissipação da energia

(1) Nas estruturas prefabricadas de betão, o principal mecanismo de dissipação de energia deverá ser através de rotações plásticas dentro das zonas críticas.

(2) Além da dissipação de energia por rotações plásticas nas zonas críticas, as estruturas prefabricadas podem também dissipar energia através de mecanismos de corte plástico ao longo das ligações, desde que sejam satisfeitas as duas condições seguintes:

- a) não ocorre durante a acção sísmica uma degradação significativa da força de restituição; e
- b) as eventuais instabilidades são evitadas pela adopção de disposições apropriadas.

(3) As três classes de ductilidade previstas na secção 5 para as estruturas betonadas *in situ* aplicam-se igualmente aos sistemas prefabricados. Da secção 5, apenas 5.2.1(2) e 5.3 se aplicam ao projecto de edifícios prefabricados da classe de ductilidade L.

**NOTA:** A escolha da classe de ductilidade a utilizar nos vários tipos de sistemas prefabricados de betão, num país ou em partes desse país, poderá encontrar-se no Anexo Nacional. A classe de ductilidade L é recomendada apenas para o caso de baixa sismicidade. Para as estruturas de painéis de paredes recomenda-se a classe de ductilidade M.

(4) A capacidade de dissipação de energia por esforço transversal poderá ser considerada, particularmente nos sistemas de paredes prefabricados, tendo em conta, na escolha do coeficiente de comportamento global,  $q$ , os valores dos factores de ductilidade local,  $\mu_s$ , em relação ao deslizamento.

#### **5.11.1.3.3 Disposições específicas adicionais**

- (1) Apenas as estruturas prefabricadas regulares estão abrangidas pelo disposto em 5.11 (ver 4.2.3). No entanto, a verificação dos elementos prefabricados de estruturas irregulares poderá basear-se no disposto na presente secção.
- (2) Todos os elementos estruturais verticais deverão ser prolongados sem interrupção até ao nível da fundação.
- (3) As incertezas relacionadas com as resistências são tidas em conta como indicado em 5.2.3.7(2)P.
- (4) As incertezas relacionadas com a ductilidade são tidas em conta como indicado em 5.2.3.7(3)P.

#### **5.11.1.4 Coeficientes de comportamento**

(1) Para as estruturas prefabricadas que obedecem ao disposto em 5.11, o valor do coeficiente de comportamento  $q_p$  poderá ser calculado a partir da expressão seguinte, a não ser que outros valores sejam justificados por estudos especiais:

$$q_p = k_p \cdot q \quad (5.53)$$

em que:

$q$  coeficiente de comportamento determinado de acordo com a expressão (5.1);

$k_p$  factor de redução função da capacidade de dissipação de energia da estrutura prefabricada (ver (2) da presente secção).

**NOTA:** Os valores a atribuir a  $k_p$  para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são:

$$k_p = \begin{cases} 1,00 & \text{para estruturas com ligações em conformidade com 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 ou 5.11.2.1.3} \\ 0,5 & \text{para estruturas com outros tipos de ligações} \end{cases}$$

(2) Para as estruturas prefabricadas que não obedecem às disposições de cálculo estipuladas em 5.11, deverá adoptar-se um coeficiente de comportamento  $q_p$  não superior a 1,5.

#### **5.11.1.5 Análise de situações transitórias**

(1) Durante a montagem de uma estrutura, que deverá incluir contraventamento provisório, não é necessário considerar a acção sísmica como uma situação de projecto. No entanto, sempre que a ocorrência de um sismo

possa produzir o colapso de partes da estrutura com graves riscos para a vida humana, os contraventamentos provisórios deverão ser projectados para uma acção sísmica adequadamente reduzida.

(2) Na falta de estudos especiais, poderá considerar-se esta acção igual a uma fracção  $A_p$  da acção de cálculo, como definida na secção 3.

*NOTA:* O valor a atribuir a  $A_p$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional. O valor recomendado de  $A_p$  é 30 %.

### **5.11.2 Ligações dos elementos prefabricados**

#### **5.11.2.1 Disposições gerais**

##### **5.11.2.1.1 Ligações localizadas fora das zonas críticas**

(1) As ligações de elementos prefabricados consideradas afastadas de zonas críticas, deverão ficar localizadas a uma distância do limite da zona crítica mais próxima pelo menos igual à maior das dimensões da secção transversal do elemento no qual se situa a zona crítica.

(2) As ligações deste tipo deverão ser dimensionadas para: a) um esforço transversal determinado a partir da regra de cálculo pela capacidade real indicada em 5.4.2.2 e 5.4.2.3 com um coeficiente para ter em conta a sobrerresistência devida ao endurecimento do aço,  $\gamma_{kd}$ , igual a 1,1 para a classe DCM ou a 1,2 para a classe DCH; e b) um momento flector pelo menos igual ao momento actuante obtido na análise e a 50 % do momento resistente,  $M_{Rd}$ , da secção de extremidade da zona crítica mais próxima, multiplicado pelo coeficiente  $\gamma_{kd}$ .

##### **5.11.2.1.2 Ligações sobredimensionadas**

(1) Os esforços de cálculo nas ligações sobredimensionadas deverão ser determinados com base nas regras de cálculo pela capacidade real indicadas em 5.4.2.2 e 5.4.2.3, tendo em conta as sobrerresistências à flexão nas secções de extremidade das zonas críticas iguais a  $\gamma_{kd} M_{Rd}$ , considerando-se o coeficiente  $\gamma_{kd}$  igual a 1,20 para a classe DCM e a 1,35 para a classe DCH.

(2) Os varões da ligação sobredimensionada deverão ser totalmente amarrados antes das secções de extremidade da zona crítica.

(3) As armaduras da zona crítica deverão ser totalmente amarradas fora da ligação sobredimensionada.

##### **5.11.2.1.3 Ligações de dissipação de energia**

(1) Este tipo de ligações deverá obedecer aos critérios de ductilidade local indicados em 5.2.3.4 e nos parágrafos relevantes de 5.4.3 e 5.5.3.

(2) Em alternativa, deverá demonstrar-se, por ensaios cíclicos não elásticos de um número adequado de provetes representativos da ligação, que esta possui uma capacidade de deformação cíclica estável e de dissipação de energia pelo menos igual à de uma ligação monolítica com a mesma resistência e que respeita as disposições de ductilidade local indicadas em 5.4.3 ou 5.5.3.

(3) Deverão ser efectuados ensaios de provetes representativos com ciclos de deslocamentos adequados, incluindo pelo menos três ciclos completos com uma amplitude correspondente a  $q_p$ , segundo 5.2.3.4(3).

#### **5.11.2.2 Avaliação da resistência das ligações**

(1) A resistência de cálculo das ligações entre elementos prefabricados de betão deverá ser determinada de acordo com a EN 1992-1-1:2004, 6.2.5 e a EN 1992-1-1:2004, secção 10, utilizando os coeficientes parciais dos materiais indicados em 5.2.4(2) e (3). No caso de aquelas disposições não contemplarem de forma



apropriada a ligação considerada, a sua resistência deverá ser avaliada por meio de estudos experimentais adequados.

(2) Na avaliação da resistência de uma ligação em relação ao deslizamento, deverá desprezar-se a resistência de atrito sob a acção de tensões de compressão exteriores (por oposição às tensões internas devidas ao efeito de aperto das armaduras que atravessam a ligação).

(3) A soldadura de varões de aço em ligações de dissipação de energia poderá ser considerada na análise estrutural quando forem satisfeitas todas as condições seguintes:

a) apenas são utilizados aços soldáveis;

b) os materiais, as técnicas e a mão-de-obra utilizados para a soldadura permitem garantir uma perda de ductilidade local inferior a 10 % da ductilidade que seria obtida se a ligação fosse realizada sem soldadura.

(4) Deverá ser demonstrado analítica e experimentalmente que os elementos de aço (perfis ou varões) utilizados para ligações de elementos de betão e que contribuem para a resistência sísmica, resistem a um carregamento cíclico de deformações impostas, para o nível de ductilidade pretendido, como especificado em 5.11.2.1.3(2).

### **5.11.3 Elementos**

#### **5.11.3.1 Vigas**

(1)P Aplicam-se as disposições relevantes da EN 1992-1-1:2004, secção 10, e de 5.4.2.1, 5.4.3.1, 5.5.2.1 e 5.5.3.1 da presente Norma, além das regras de 5.11.

(2)P As vigas prefabricadas simplesmente apoiadas devem ser ligadas estruturalmente a pilares ou a paredes. A ligação deve assegurar a transmissão das forças horizontais na situação de projecto sísmica sem ter em conta efeitos de atrito.

(3) Além das disposições relevantes da EN 1992-1-1:2004, secção 10, as tolerâncias e as sobredimensões nos apoios relacionadas com o destacamento do betão deverão também ser suficientes para os deslocamentos previstos nos apoios (ver 4.3.4).

#### **5.11.3.2 Pilares**

(1) Aplicam-se as disposições relevantes de 5.4.3.2 e 5.5.3.2, além das regras de 5.11.

(2) As ligações pilar-pilar localizadas no interior de zonas críticas só são autorizadas para a classe DCM.

(3) Para os sistemas porticados prefabricados com ligações pilar-viga articuladas, os pilares deverão ser totalmente fixos na base com apoio em fundações de encaixe projectadas de acordo com 5.11.2.1.2.

#### **5.11.3.3 Ligações viga-pilar**

(1) As ligações viga-pilar monolíticas (ver a Figura 5.14a) deverão obedecer ao disposto em 5.4.3.3 e 5.5.3.3.

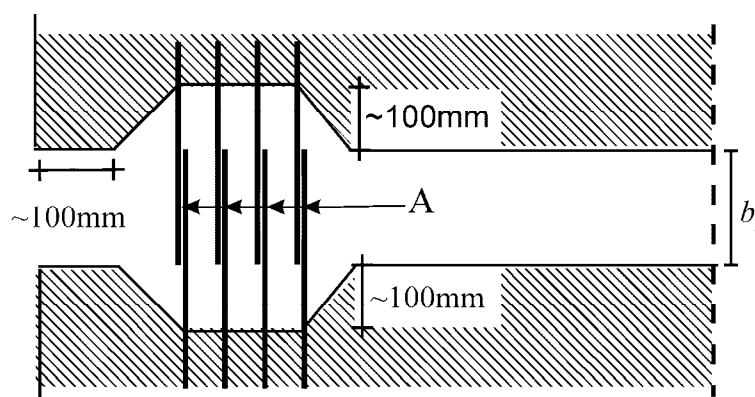
(2) As ligações das extremidades das vigas aos pilares (ver a Figura 5.14b) e d)) deverão ser especificamente verificadas no que se refere à sua resistência e à sua ductilidade, como especificado em 5.11.2.2.1.

#### **5.11.3.4 Paredes de painéis prefabricados de grandes dimensões**

(1) Aplica-se o disposto na EN 1992-1-1, secção 10, com as seguintes alterações:

a) a razão total mínima das armaduras verticais refere-se à área real da secção transversal de betão e deverá incluir os varões verticais de alma e os elementos de bordo;

- b) não é autorizada uma armadura constituída por um único painel de rede;
- c) deverá ser garantido um confinamento mínimo do betão próximo dos bordos de todos os painéis prefabricados, como especificado em 5.4.3.4.2 ou 5.5.3.4.5 para pilares, com uma secção quadrada de lado  $b_w$ , em que  $b_w$  é a espessura do painel.
- (2) A parte do painel situada entre uma junta vertical e uma abertura localizada a menos de  $2,5b_w$  da junta, deverá ser calculada e pormenorizada de acordo com 5.4.3.4.2 ou 5.5.3.4.5, em função da classe de ductilidade.
- (3) Deverá ser evitada a degradação da resistência das ligações.
- (4) Para este efeito, todas as juntas verticais deverão ser rugosas ou indentadas e verificadas em relação ao corte.
- (5) As juntas horizontais sob compressão ao longo da totalidade do seu comprimento poderão não ser indentadas. No entanto, caso estejam parcialmente em compressão e parcialmente em tracção, deverão ser indentadas ao longo de todo o comprimento.
- (6) Para a verificação das ligações horizontais de paredes constituídas por painéis prefabricados de grandes dimensões aplicam-se as seguintes regras adicionais:
- a) a força total de tracção produzida por esforço normal (relativamente à parede) deverá ser equilibrada por armaduras verticais dispostas ao longo da área traccionada do painel e totalmente amarradas nos painéis superior e inferior. A continuidade destas armaduras deverá ser assegurada por soldadura dúctil no interior da junta horizontal ou, de preferência, em indentações especificamente efectuadas para esse fim (ver a Figura 5.15);
- b) nas ligações horizontais que estão parcialmente comprimidas e parcialmente traccionadas (na situação de projecto sísmica), a verificação da resistência ao esforço transversal (ver 5.11.2.2) deverá ser feita apenas ao longo da parte comprimida. Neste caso, o valor do esforço normal  $N_{Ed}$  deverá ser substituído pelo valor da força de compressão total  $F_c$  que actua na área comprimida.



**Legenda:**

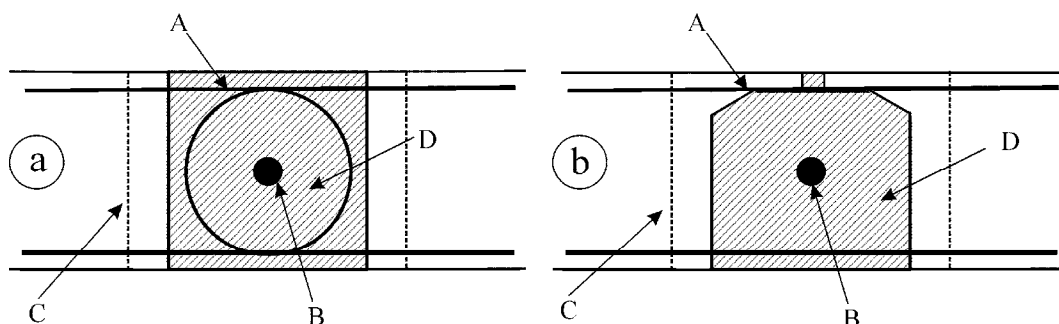
A sobreposição dos varões com soldadura

Figura 5.15 – Armaduras de tracção eventualmente necessárias nos bordos das paredes

- (7) Para melhorar a ductilidade local ao longo das ligações verticais dos painéis de grandes dimensões, deverão cumprir-se as seguintes regras de cálculo adicionais:

- a) deverá colocar-se uma armadura mínima que atravessa as ligações igual a 0,10 % no caso de ligações totalmente comprimidas e igual a 0,25 % no caso de ligações parcialmente comprimidas e parcialmente traccionadas;
- b) a quantidade de armaduras que atravessa as ligações deverá ser limitada para evitar uma perda brusca de rigidez após o pico da força actuante. Na ausência de justificação específica, a percentagem de armadura não deverá exceder 2 %;
- c) essa armadura deverá ser distribuída ao longo do comprimento total da ligação. Para a classe DCM, a armadura poderá ser concentrada em três bandas (superior, média e inferior);
- d) deverá ser garantida a continuidade das armaduras que atravessam as ligações entre painéis. Para este efeito, nas ligações verticais os varões deverão ser amarrados por laços ou (no caso de juntas com pelo menos uma face livre) unidos por soldadura na junta (ver a Figura 5.16);
- e) a fim de garantir a continuidade da junta após fendilhação, deverá colocar-se uma percentagem mínima de armaduras longitudinais de  $\rho_{c,min}$  na calda de enchimento da junta (ver a Figura 5.16).

**NOTA:** O valor a atribuir a  $\rho_{c,min}$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional. O valor recomendado é:  $\rho_{c,min} = 1 \%$ .



**Legenda:**

- A armaduras que atravessam a ligação
- B armaduras longitudinais da ligação
- C indentações
- D calda de enchimento entre painéis

Figura 5.16 – Secção transversal de ligações verticais entre painéis prefabricados de grandes dimensões;  
a) junta com as duas faces livres; b) junta com uma face livre

(8) Devido à capacidade de dissipação de energia ao longo das ligações verticais (e parcialmente ao longo das ligações horizontais) de painéis de grandes dimensões, as paredes constituídas por este tipo de painéis prefabricados não estão abrangidas pelas disposições de 5.4.3.4.2 e 5.5.3.4.5 no que se refere ao confinamento dos elementos de extremidade.

### 5.11.3.5 Diafragmas

- (1) Para além do disposto na EN 1992-1-1:2004, secção 10, relativo a lajes, e em 5.10, no caso de diafragmas de pisos constituídos por elementos prefabricados, aplicam-se também as seguintes regras de cálculo.
- (2) Quando a condição de diafragma rígido de acordo com 4.3.1(4) não é satisfeita, deverá ser considerada no modelo a deformabilidade do piso no seu plano assim como a das ligações com os elementos verticais.
- (3) O comportamento de diafragma rígido é melhorado se as juntas no diafragma estiverem localizadas apenas sobre os seus apoios. A betonagem *in situ* de uma lâmina de compressão adequada em betão armado

pode melhorar substancialmente a rigidez do diafragma. A espessura dessa lâmina de compressão não deverá ser inferior a 40 mm se o vão entre apoios for inferior a 8 m, nem a 50 mm para vãos maiores; as malhas de armadura deverão ser ligadas aos elementos resistentes verticais abaixo e acima do diafragma.

(4) Os esforços de tracção deverão ser equilibrados por cintas de aço colocadas pelo menos ao longo do perímetro do diafragma, assim como ao longo de algumas das juntas dos painéis de laje prefabricados. Caso se utilize uma lâmina de compressão betonada *in situ*, esta armadura complementar deverá ficar nela colocada.

(5) Em todos os casos, estas cintas deverão formar um sistema contínuo de armaduras em todo o diafragma e deverão ser devidamente ligadas a cada elemento de contraventamento.

(6) Os esforços transversos actuantes no plano ao longo das ligações entre lajes ou entre lajes e vigas deverão ser calculados com um factor de sobredimensionamento igual a 1,30. A resistência de cálculo deverá ser calculada conforme 5.11.2.2.

(7) Os elementos sísmicos primários, tanto acima como abaixo do diafragma, deverão ser devidamente ligados a ele. Para este efeito, as juntas horizontais deverão ser sempre devidamente armadas. Não deverão ser tidas em conta as forças de atrito devidas às forças exteriores de compressão.

## **6 Regras específicas para edifícios de aço**

### **6.1 Generalidades**

#### **6.1.1 Objectivo e campo de aplicação**

(1)P Para o projecto de edifícios com estrutura de aço aplica-se o disposto na EN 1993. As regras seguintes são adicionais às apresentadas na EN 1993.

(2)P Para os edifícios com estrutura mista aço-betão aplica-se o disposto na secção 7.

#### **6.1.2 Princípios de projecto**

(1)P Os edifícios de aço resistentes aos sismos devem ser projectados de acordo com um dos seguintes princípios (ver o Quadro 6.1):

- Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação;
- Princípio b) Comportamento estrutural dissipativo.

Quadro 6.1 – Princípios de projecto, classes de ductilidade da estrutura e limites superiores dos valores de referência dos coeficientes de comportamento

Princípio de projecto	Classe de ductilidade estrutural	Intervalo dos valores de referência do coeficiente de comportamento $q$
Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Princípio b) Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Média)	$\leq 4$ também limitado pelos valores do Quadro 6.2
	DCH (Alta)	unicamente limitado pelos valores do Quadro 6.2

**NOTA 1:** O valor a atribuir ao limite superior de  $q$  para o comportamento de baixa dissipação, no âmbito do Quadro 6.1, para utilização num determinado país, poderá ser apresentado no Anexo Nacional. O valor recomendado para o limite superior de  $q$  para o comportamento de baixa dissipação é 1,5.

**NOTA 2:** O Anexo Nacional de um determinado país poderá apresentar limitações à utilização dos princípios de projecto e às classes de ductilidade autorizadas nesse país.

(2)P No princípio a), os esforços poderão ser calculados com base numa análise global elástica sem considerar um comportamento não linear significativo do material. Quando se utiliza o espectro de cálculo definido em 3.2.2.5, o limite superior do valor de referência do coeficiente de comportamento  $q$  poderá ser considerado entre 1,5 e 2 (ver a Nota 1 de (1) da presente secção). No caso de irregularidade em altura, o coeficiente de comportamento  $q$  deverá ser corrigido como se indica em 4.2.3.1(7) mas não tem que ser considerado inferior a 1,5.

(3) No princípio a), se o limite superior do valor de referência  $q$  for considerado superior a 1,5, os elementos sísmicos primários da estrutura deverão ter secções transversais das classes 1, 2 ou 3.

(4) No princípio a), a resistência dos elementos e das ligações deverá ser avaliada de acordo com a EN 1993 sem quaisquer requisitos adicionais. Para os edifícios sem isolamento sísmico (ver a secção 10), o projecto segundo o princípio a) só é recomendado nos casos de baixa sismicidade (ver 3.2.1(4)).

(5)P No princípio b), é tida em conta a capacidade de partes da estrutura (zonas dissipativas) resistirem às acções sísmicas no domínio não elástico. Quando se utiliza o espectro de cálculo definido em 3.2.2.5, poderá considerar-se o valor de referência do coeficiente de comportamento  $q$  maior do que o valor limite superior indicado no Quadro 6.1 e na Nota 1 de (1) da presente secção para o comportamento estrutural de baixa dissipação. O limite superior de  $q$  depende da classe de ductilidade e do tipo estrutural (ver 6.3). Quando se adopta o princípio b), devem satisfazer-se os requisitos das secções 6.2 a 6.11.

(6)P As estruturas projectadas de acordo com o princípio b) devem pertencer às classes de ductilidade DCM ou DCH. Estas classes correspondem a uma capacidade acrescida da estrutura de dissipar energia por mecanismos plásticos. Em função da classe de ductilidade, devem satisfazer-se requisitos específicos num ou mais dos seguintes aspectos: classe dos perfis de aço e capacidade de rotação das ligações.

### 6.1.3 Verificações de segurança

(1)P Para as verificações do estado limite último, o coeficiente parcial do aço,  $\gamma_s = \gamma_M$ , deve ter em conta uma eventual degradação da resistência devida às deformações cíclicas.

**NOTA 1:** O Anexo Nacional poderá definir a escolha do valor de  $\gamma_s$ .

**NOTA 2:** Admitindo que, devido às disposições relativas à ductilidade local, a relação entre a resistência residual após degradação e a resistência inicial é aproximadamente igual à relação entre os valores de  $\gamma_A$  para as combinações de acções acidental e fundamental, recomenda-se a aplicação do coeficiente parcial  $\gamma_s$  adoptado para as situações de projecto persistentes e transitórias.

(2) Nas verificações de cálculo pela capacidade real especificadas em 6.5 a 6.8, deverá ser considerada a possibilidade de a tensão de cedência real do aço ser superior ao valor nominal da tensão de cedência, pela utilização de um coeficiente de sobrerresistência do material  $\gamma_{ov}$  (ver 6.2(3)).

## 6.2 Materiais

(1)P O aço da estrutura deve obedecer às normas referidas na EN 1993.

(2)P A distribuição das propriedades dos materiais na estrutura, tais como a tensão de cedência e a tenacidade, deve ser tal que a formação das zonas dissipativas ocorra nos locais previstos no projecto.

**NOTA:** As zonas dissipativas plastificam, normalmente, antes que as outras zonas saiam do domínio elástico durante o sismo.

(3) Poderá satisfazer-se o requisito de (2)P se a tensão de cedência do aço das zonas dissipativas e o projecto da estrutura obedecerem a uma das seguintes condições a), b) ou c):

a) O limite superior da tensão de cedência  $f_{y,max}$  do aço nas zonas dissipativas verifica a seguinte expressão:  
$$f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$$

em que:

$\gamma_{ov}$  coeficiente de sobrerresistência utilizado no projecto;

$f_y$  valor nominal da tensão de cedência especificada para a classe de aço.

**NOTA 1:** Para os aços da classe S 235 e com  $\gamma_{ov} = 1,25$ , este método conduz ao máximo  $f_{y,max} = 323 \text{ N/mm}^2$ .

**NOTA 2:** O valor a atribuir a  $\gamma_{ov}$  para utilização num determinado país para verificação da condição a) poderá ser apresentado no Anexo Nacional. O valor recomendado é  $\gamma_{ov} = 1,25$ .

b) O projecto da estrutura é feito com base numa única classe e num único valor nominal da tensão de cedência  $f_y$  para o aço das zonas dissipativas e não dissipativas; é especificado um limite superior  $f_{y,max}$  para o aço das zonas dissipativas; o valor nominal  $f_y$  do aço especificado para as zonas não dissipativas e para as ligações excede o valor do limite superior da tensão de cedência  $f_{y,max}$  das zonas dissipativas.

**NOTA:** Esta condição conduz, normalmente, à utilização de aços da classe S 355 para os elementos não dissipativos e para as ligações não dissipativas (calculados com base em  $f_y$  dos aços S 235) e à utilização de aços da classe S 235 para os elementos ou ligações dissipativos em que o valor superior da tensão de cedência dos aços da classe S 235 é limitado a  $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$ .

c) A tensão de cedência real  $f_{y,act}$  do aço de cada zona dissipativa é determinada a partir de medições e o coeficiente de sobrerresistência é calculado para cada zona dissipativa como  $\gamma_{ov,act} = f_{y,act}/f_y$ , sendo  $f_y$  o valor nominal da tensão de cedência do aço das zonas dissipativas.

**NOTA:** Esta condição aplica-se quando o aço é conhecido e retirado do armazém ou no âmbito da avaliação de edifícios existentes ou, ainda, nos casos em que as hipóteses do lado da segurança relativas à tensão de cedência, adoptadas no projecto, são confirmadas por medições antes da construção.

(4) Se as condições de (3)b) da presente secção forem satisfeitas, poderá considerar-se o coeficiente de sobrerresistência,  $\gamma_{ov}$ , igual a 1,00 nas verificações de projecto dos elementos estruturais definidas nas secções 6.5 a 6.8. Para a verificação da expressão (6.1) relativa às ligações, o valor a utilizar para o coeficiente de sobrerresistência  $\gamma_{ov}$  é o mesmo de (3)a).

(5) Se as condições de (3)c) da presente secção forem satisfeitas, deverá adoptar-se para coeficiente de sobrerresistência,  $\gamma_{ov}$ , o máximo entre os valores de  $\gamma_{ov,act}$  calculados nas verificações especificadas em 6.5 a 6.8.

(6)P Para as zonas dissipativas, o valor do limite superior da tensão de cedência  $f_{y,max}$  considerado para cumprimento das condições de (3) da presente secção deverá ser especificado e anotado nos desenhos.

(7) Os requisitos relativos à acção sísmica para a tenacidade dos aços e das soldaduras deverão ser satisfeitos para o valor quase-permanente da temperatura de serviço (ver a EN 1993-1-10).

**NOTA:** O Anexo Nacional poderá fornecer informações sobre o modo de utilização da EN 1993-1-10 na situação de projecto sísmica.

(8) A tenacidade do aço e das soldaduras, assim como a temperatura de serviço mínima adoptada na combinação com a acção sísmica, deverão ser definidas nas especificações do projecto.

(9) Nas ligações aparafusadas de elementos sísmicos primários de um edifício, deverão utilizar-se parafusos de alta resistência de classe 8.8 ou 10.9.

(10)P O controlo das propriedades dos materiais deve ser efectuado de acordo com 6.11.

### **6.3 Tipos de estrutura e coeficientes de comportamento**

#### **6.3.1 Tipos de estrutura**

(1)P Os edifícios de estrutura de aço devem ser classificados num dos seguintes tipos de estrutura em função do comportamento da sua estrutura sísmica primária sob as acções sísmicas (ver as Figuras 6.1 a 6.8):

a) Pórticos simples: estruturas nas quais a resistência às forças horizontais é principalmente assegurada por elementos predominantemente em flexão.

b) Pórticos com contraventamento centrado: estruturas nas quais a resistência às forças horizontais é principalmente assegurada por elementos sujeitos a esforços normais.

c) Pórticos com contraventamento excêntrico: estruturas nas quais a resistência às forças horizontais é principalmente assegurada por elementos sujeitos a cargas axiais, mas em que a excentricidade do sistema é tal que a energia pode ser dissipada nos ligadores sísmicos por flexão ou por corte cíclico.

d) Estruturas em pêndulo invertido: definidas em 5.1.2, são estruturas nas quais as zonas dissipativas se localizam na base das colunas.

e) Estruturas com núcleos de betão ou paredes de betão: estruturas nas quais a resistência às forças horizontais é principalmente assegurada por esses núcleos ou paredes.

f) Pórticos simples combinados com contraventamentos centrados.

g) Pórticos simples combinados com enchimentos.

(2) Nos pórticos simples, as zonas dissipativas deverão localizar-se principalmente nas rótulas plásticas das vigas ou das ligações viga-coluna para que a energia seja dissipada por flexão cíclica. As zonas dissipativas poderão estar também localizadas nas colunas:

– na base do pórtico;

– no topo das colunas do piso superior dos edifícios com vários pisos;

– no topo e na base das colunas dos edifícios de um só piso nos quais  $N_{Ed}$  nas colunas satisfaça a condição:  
 $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$ .

(3) Nos pórticos com contraventamentos centrados, as zonas dissipativas deverão localizar-se principalmente nas diagonais traccionadas.

Os contraventamentos poderão pertencer a uma das seguintes categorias:

- contraventamentos diagonais nos quais a resistência às forças horizontais é exclusivamente assegurada pelas diagonais traccionadas, desprezando-se a contribuição das diagonais comprimidas;
- contraventamentos em V, nos quais a resistência às forças horizontais pode ser assegurada quer pelas diagonais traccionadas quer pelas comprimidas. O ponto de intersecção destas diagonais localiza-se num elemento horizontal que deve ser contínuo.

Não poderão ser utilizados contraventamentos em K, nos quais a intersecção das diagonais se localiza numa coluna (ver a Figura 6.9).

(4) Para pórticos com contraventamentos excêntricos deverão utilizar-se configurações que garantem que todos os ligadores serão activos, como representado na Figura 6.4.

(5) As estruturas em pêndulo invertido poderão considerar-se como sendo pórticos simples desde que a estrutura resistente aos sismos tenha mais do que uma coluna em cada plano resistente e que a condição de limitação do esforço normal:  $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$  seja satisfeita em cada coluna.

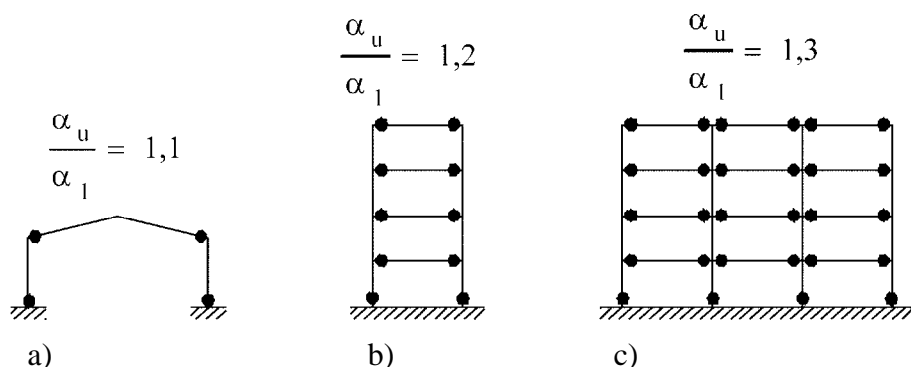


Figura 6.1 – Pórticos simples (zonas dissipativas nas vigas e na base das colunas).  
Valores por defeito para  $\alpha_u/\alpha_l$  (ver 6.3.2(3) e o Quadro 6.2)

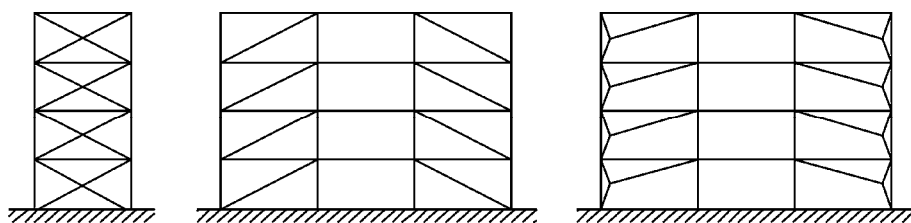


Figura 6.2 – Pórticos com contraventamentos diagonais centrados (zonas dissipativas unicamente nas diagonais traccionadas)

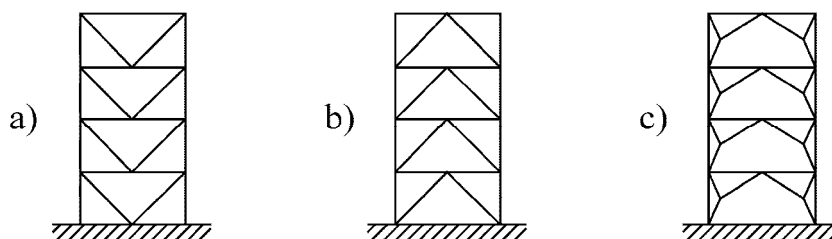


Figura 6.3 – Pórticos com contraventamentos em V centrados (zonas dissipativas nas diagonais traccionadas e comprimidas)



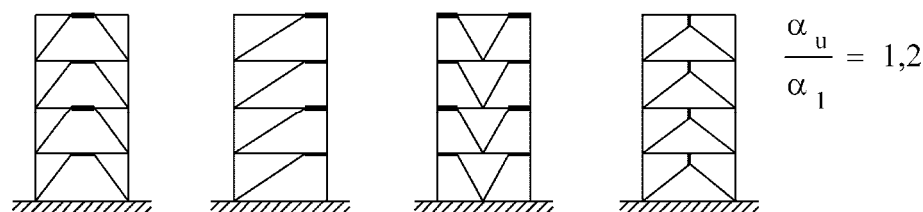


Figura 6.4 – Pórticos com contraventamentos excêntricos (zonas dissipativas nos ligadores de flexão ou de corte). Valores por defeito para  $\alpha_u/\alpha_1$  (ver 6.3.2(3) e o Quadro 6.2)

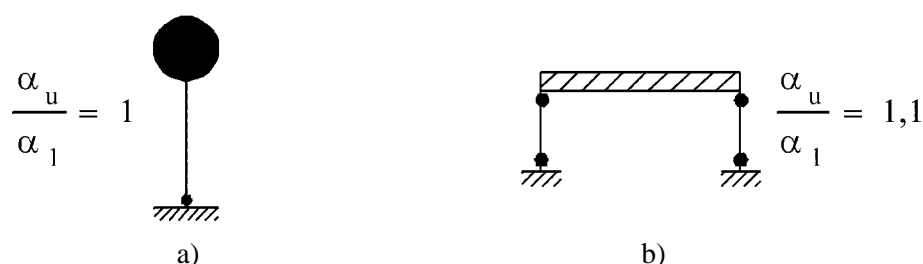


Figura 6.5 – Pêndulo invertido: a) zonas dissipativas na base das colunas; b) zonas dissipativas nas colunas ( $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ ). Valores por defeito para  $\alpha_u/\alpha_1$  (ver 6.3.2(3) e o Quadro 6.2)

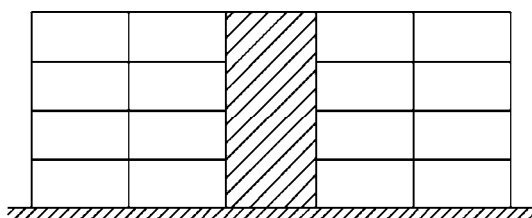


Figura 6.6 – Estruturas com núcleos ou paredes de betão

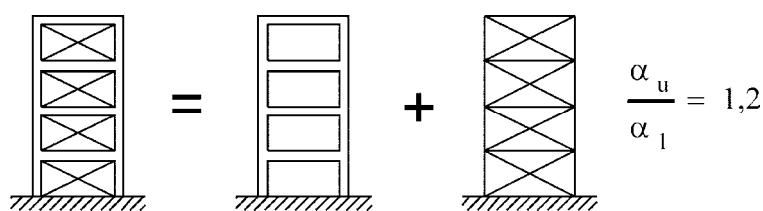


Figura 6.7 – Pórtico simples associado a contraventamento centrado (zonas dissipativas no pórtico e nas diagonais traccionadas). Valor por defeito para  $\alpha_u/\alpha_1$  (ver 6.3.2(3) e o Quadro 6.2)

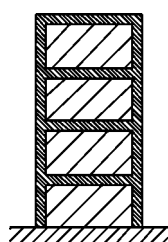


Figura 6.8 – Pórtico simples associado a enchimentos

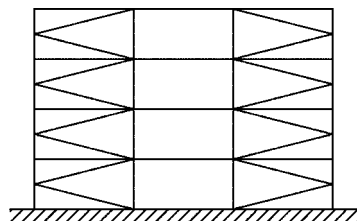


Figura 6.9 – Pórtico com contraventamentos em K (não autorizado)

### 6.3.2 Coeficientes de comportamento

(1) O coeficiente de comportamento  $q$ , introduzido em 3.2.2.5, tem em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura. Para sistemas estruturais regulares, deverá tomar-se o coeficiente de comportamento  $q$  com os valores limite superior para os valores de referência apresentados no Quadro 6.2, desde que sejam respeitadas as regras de 6.5 a 6.11.

Quadro 6.2 – Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura

Tipo de estrutura	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
a) Pórticos simples	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
b) Pórtico com contraventamentos centrados		
Contraventamentos diagonais	4	4
Contraventamentos em V	2	2,5
c) Pórtico com contraventamentos excêntricos	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
d) Pêndulo invertido	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
e) Estruturas com núcleos ou paredes de betão	Ver a secção 5	
f) Pórtico simples com contraventamento centrado	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
g) Pórticos simples com enchimentos		
Enchimentos de betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico	2	2
Enchimentos de betão armado ligados	Ver a secção 7	
Enchimentos isolados de pórticos simples (ver pórticos simples)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

(2) Se o edifício não for regular em altura (ver 4.2.3.3), os valores limites superiores de  $q$  indicados no Quadro 6.2 deverão ser reduzidos de 20 % (ver 4.2.3.1(7) e o Quadro 4.1).

(3) Para os edifícios regulares em planta, se não forem efectuados cálculos para a avaliação de  $\alpha_u/\alpha_1$ , poderão utilizar-se os valores por defeito aproximados da relação  $\alpha_u/\alpha_1$  apresentados nas Figuras 6.1 a 6.8. Os parâmetros  $\alpha_1$  e  $\alpha_u$  são definidos da seguinte forma:

$\alpha_1$  valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para se atingir pela primeira vez a resistência plástica em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras acções de cálculo;

$\alpha_u$  valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para se formarem rótulas plásticas num número suficiente de secções para que se desenvolva a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras acções de cálculo. O coeficiente  $\alpha_u$  poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear (*pushover*) global.

(4) Para os edifícios não regulares em planta (ver 4.2.3.2), o valor aproximado de  $\alpha_v/\alpha_1$  que poderá ser utilizado quando não são efectuados cálculos para a sua avaliação é igual à média de (a) 1,0 e de (b) o valor indicado nas Figuras 6.1 a 6.8.

(5) Permitem-se valores de  $\alpha_v/\alpha_1$  superiores aos indicados em (3) e (4) da presente secção, desde que sejam confirmados pelo cálculo de  $\alpha_v/\alpha_1$  por meio de uma análise estática não linear (*pushover*) global.

(6) O valor máximo de  $\alpha_v/\alpha_1$  que poderá ser utilizado para o projecto é 1,6, mesmo que da análise referida em (5) da presente secção resultem valores potencialmente mais elevados.

## **6.4 Análise estrutural**

(1) O projecto dos diafragmas constituídos pelos pisos deverá obedecer ao disposto em 4.4.2.5.

(2) Salvo indicação em contrário nesta secção 6 (por exemplo, pórticos com contraventamentos centrados, ver 6.7.2(1) e (2)), a análise da estrutura poderá ser efectuada admitindo que todos os elementos da estrutura resistente aos sismos são activos.

## **6.5 Critérios de projecto e disposições construtivas comuns a todos os tipos de estrutura com comportamento estrutural dissipativo**

### **6.5.1 Generalidades**

(1) Os critérios de projecto apresentados em 6.5.2 deverão aplicar-se às partes da estrutura resistente aos sismos projectadas de acordo com o princípio do comportamento estrutural dissipativo.

(2) Consideram-se satisfeitos os critérios de projecto apresentados em 6.5.2 se forem cumpridas as disposições construtivas apresentadas em 6.5.3 a 6.5.5.

### **6.5.2 Critérios de projecto para as estruturas dissipativas**

(1)P As estruturas com zonas dissipativas devem ser projectadas de modo a que a plastificação, a encurvadura local ou outros fenómenos devidos ao comportamento histerético não afectem a estabilidade de conjunto da estrutura.

**NOTA:** Os coeficientes  $q$  apresentados no Quadro 6.2 consideram-se conformes com este requisito (ver 2.2.2(2)).

(2)P As zonas dissipativas devem possuir ductilidade e resistência adequadas. A resistência deve ser verificada de acordo com a EN 1993.

(3) As zonas dissipativas poderão ficar localizadas nos elementos estruturais ou nas ligações.

(4)P No caso de as zonas dissipativas estarem localizadas nos elementos estruturais, as partes não dissipativas e as ligações das partes dissipativas à restante estrutura devem possuir uma sobrerresistência suficiente para permitir a plastificação cíclica das partes dissipativas.

(5)P No caso de as zonas dissipativas estarem localizadas nas ligações, os elementos ligados devem possuir uma sobrerresistência suficiente para permitir a plastificação cíclica das ligações.

### **6.5.3 Regras de cálculo para elementos dissipativos em compressão ou em flexão**

(1)P Deve ser assegurada uma ductilidade local suficiente aos elementos que dissipam energia em compressão ou em flexão limitando a relação largura-espessura  $b/t$  de acordo com as classes de secção transversal indicadas na EN 1993-1-1:2005, 5.5.

(2) Em função da classe de ductilidade e do coeficiente de comportamento  $q$  utilizados no projecto, os requisitos relativos às classes de secção transversal dos elementos de aço que dissipam energia são indicados no Quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Requisitos relativos à classe de secção transversal de elementos dissipativos em função da classe de ductilidade e do valor de referência do coeficiente de comportamento

Classe de ductilidade	Valor de referência do coeficiente de comportamento $q$	Classe de secção transversal necessária
DCM	$1,5 < q \leq 2$	classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	classe 1

#### 6.5.4 Regras de cálculo para partes ou elementos em tracção

(1) Para os elementos em tracção ou partes de elementos em tracção, deverá ser satisfeito o requisito de ductilidade da EN 1993-1-1:2005, 6.2.3(3).

#### 6.5.5 Regras de cálculo para as ligações em zonas dissipativas

(1)P O projecto das ligações deve ser tal que limite a concentração de extensões plásticas, assim como elevadas tensões residuais e previna a ocorrência de defeitos de fabrico.

(2) Poderá considerar-se que satisfazem o critério de sobrerresistência as ligações não dissipativas de elementos dissipativos realizadas por soldaduras de topo com penetração total.

(3) Para ligações por soldaduras de ângulo ou aparafusadas não dissipativas, a seguinte condição deverá ser satisfeita:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad (6.1)$$

em que:

$R_d$  resistência da ligação de acordo com a EN 1993;

$R_{fy}$  resistência plástica do elemento dissipativo ligado, com base no valor de cálculo da tensão de cedência do material definido na EN 1993;

$\gamma_{ov}$  coeficiente de sobrerresistência (ver 6.1.3(2) e 6.2).

(4) Deverão utilizar-se as categorias *B* e *C* para as ligações aparafusadas ao corte de acordo com a EN 1993-1-8:2005, 3.4.1 e a categoria *E* para as ligações aparafusadas à tracção de acordo com a EN 1993-1-8:2005, 3.4.2. São também autorizadas as ligações ao corte por parafusos ajustados. As superfícies de atrito deverão ser das classes A ou B como definido na EN 1090-2.

(5) Para as ligações aparafusadas ao corte, o valor de cálculo da resistência ao corte dos parafusos deverá ser superior a 1,2 vezes o valor de cálculo da resistência ao esmagamento.

(6) A adequação do projecto deverá ser justificada experimentalmente, devendo, igualmente, a resistência e a ductilidade dos elementos e das suas ligações serem objecto de ensaios sob cargas cíclicas, a fim de satisfazer os requisitos específicos definidos em 6.6 a 6.9 para cada tipo estrutural e para cada classe de ductilidade estrutural. Estas disposições aplicam-se às ligações de resistência parcial e total localizadas nas zonas dissipativas ou a elas adjacentes.

(7) As justificações experimentais poderão basear-se em dados existentes. Caso contrário, deverão efectuar-se ensaios.

**NOTA:** O Anexo Nacional poderá fazer referência a regras complementares de projecto de ligações aceitáveis.

## **6.6 Regras de cálculo e construtivas relativas a pórticos simples**

### **6.6.1 Critérios de projecto**

(1)P Os pórticos simples devem ser projectados de modo a que as rótulas plásticas se formem nas vigas ou nas ligações das vigas às colunas, e não nas colunas, de acordo com 4.4.2.3. Este requisito é derogado para a base do pórtico, o último piso dos edifícios com vários pisos e para os edifícios de um só piso.

(2)P Em função da localização das zonas dissipativas, aplica-se o disposto em 6.5.2(4)P ou em 6.5.2(5)P.

(3) A distribuição de formação das rótulas requerida deverá ser obtida cumprindo o disposto em 4.4.2.3, 6.6.2, 6.6.3 e 6.6.4.

### **6.6.2 Vigas**

(1) Deverá verificar-se que as vigas têm resistência suficiente à encurvadura por flexão e por torção, de acordo com o disposto na EN 1993, admitindo a formação de uma rótula plástica numa extremidade da viga. A extremidade da viga que deverá ser considerada é a extremidade mais solicitada na situação de projecto sísmica.

(2) Deverá verificar-se que o momento plástico total e a capacidade de rotação nas rótulas plásticas nas vigas não são reduzidos pelas forças de compressão e de corte. Para este efeito, para as secções pertencentes às classes de secção transversal 1 e 2, nos locais onde se prevê a formação de rótulas deverão verificar-se as seguintes condições:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.4)$$

em que:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}; \quad (6.5)$$

$N_{Ed}$  valor de cálculo do esforço normal;

$M_{Ed}$  valor de cálculo do momento flector;

$V_{Ed}$  valor de cálculo do esforço transversal;

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  resistências de cálculo de acordo com a EN 1993;

$V_{Ed,G}$  valor de cálculo do esforço transversal devido às acções não sísmicas;

$V_{Ed,M}$  valor de cálculo do esforço transversal devido à aplicação dos momentos plásticos  $M_{pl,Rd,A}$  e  $M_{pl,Rd,B}$  com sinais opostos nas secções de extremidade A e B da viga.

**NOTA:**  $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$  é a situação mais desfavorável, correspondente a uma viga com vão  $L$  e zonas dissipativas em ambas as extremidades.

(3) Para as secções pertencentes à classe de secção transversal 3, deverão verificar-se as expressões (6.2) a (6.5) substituindo  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  por  $N_{el,Rd}$ ,  $M_{el,Rd}$ ,  $V_{el,Rd}$ .

(4) Se não se verificar a condição da expressão (6.3), considera-se satisfeito o requisito de (2) da presente secção se for satisfeito o disposto na EN 1993-1-1:2004, 6.2.9.1.

### 6.6.3 Colunas

(1)P As colunas devem ser verificadas à compressão, considerando a combinação mais desfavorável do esforço normal e dos momentos flectores. Nas verificações,  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  deverão ser calculados como segue:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.6)$$

em que:

$N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) esforço de compressão (respectivamente, momento flector e esforço transversal) na coluna devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação de projecto sísmica;

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) esforço de compressão (respectivamente, momento flector e esforço transversal) na coluna devido à acção sísmica de cálculo;

$\gamma_{ov}$  coeficiente de sobrerresistência (ver 6.1.3(2) e 6.2(3));

$\Omega$  valor mínimo de  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$  de todas as vigas nas quais se situam zonas dissipativas;  $M_{Ed,i}$  é o valor de cálculo do momento flector na viga  $i$  na situação de projecto sísmica e  $M_{pl,Rd,i}$  é o momento plástico correspondente.

(2) Para as colunas em que há formação de rótulas plásticas tal como indicado em 6.6.1(1)P, deverá considerar-se na verificação que o momento actuante nessas rótulas plásticas é igual a  $M_{pl,Rd}$ .

(3) A verificação da resistência das colunas deverá ser efectuada de acordo com a EN 1993-1-1:2005, secção 6.

(4) O esforço transversal na coluna,  $V_{Ed}$ , resultante da análise estrutural deverá satisfazer a seguinte expressão:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.7)$$

(5) A transmissão de forças das vigas para as colunas deverá respeitar as regras de cálculo apresentadas na EN 1993-1-8:2005, secção 6.

(6) A resistência ao esforço transversal dos painéis de alma confinados das ligações viga-coluna (ver a Figura 6.10) deverá satisfazer a seguinte expressão:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.8)$$

em que:

- $V_{wp,Ed}$  valor de cálculo do esforço transversal no painel de alma devido ao efeito das acções, tendo em conta a resistência plástica das zonas dissipativas adjacentes nas vigas ou nas ligações;
- $V_{wp,Rd}$  resistência ao esforço transversal do painel de alma de acordo com a EN 1993-1-8:2005, 6.2.6.1. Não é necessário considerar o efeito das tensões devidas ao esforço normal e ao momento flector na resistência plástica ao esforço transversal.

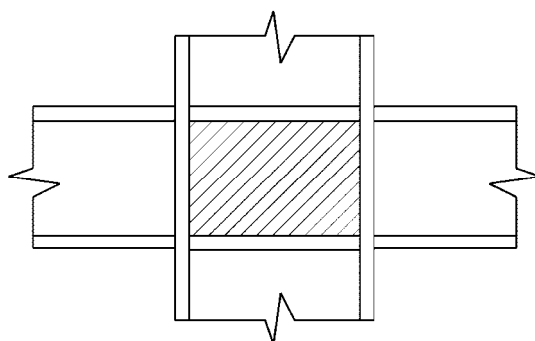


Figura 6.10 – Painel da alma confinado por banzos e esquadros de reforços

(7) A resistência à encurvadura por esforço transversal dos painéis de alma deverá também ser verificada para assegurar que está em conformidade com a EN 1993-1-5:2006, secção 5:

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

em que:

- $V_{wb,Rd}$  resistência à encurvadura por esforço transversal do painel de alma.

#### 6.6.4 Ligações viga-coluna

(1) Se a estrutura for projectada para dissipar energia nas vigas, as ligações das vigas às colunas deverão ser calculadas para o nível exigido de sobrerresistência (ver 6.5.5) considerando o momento resistente  $M_{pl,Rd}$  e o esforço transversal ( $V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ ) calculados em 6.6.2.

(2) São permitidas ligações dissipativas semi-rígidas e/ou de resistência parcial, desde que sejam satisfeitos todos os requisitos seguintes:

- a) as ligações têm uma capacidade de rotação consistente com as deformações globais;
- b) a estabilidade dos elementos unidos nas ligações é demonstrada para o estado limite último;
- c) o efeito da deformação da ligação no deslocamento lateral global é tido em conta por uma análise estática não linear (*pushover*) global ou por uma análise não linear no domínio do tempo.

(3) O projecto das ligações deverá ser tal que a capacidade de rotação da zona da rótula plástica  $\theta_p$  não seja inferior a 35 mrad para as estruturas da classe de ductilidade DCH e a 25 mrad para as estruturas da classe de ductilidade DCM com  $q > 2$ . A rotação  $\theta_p$  é definida como:

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

em que (ver a Figura 6.11):

$\delta$  flecha da viga a meio vão;

$L$  vão da viga.

A capacidade de rotação da zona da rótula plástica  $\theta_p$  deverá ser assegurada sob cargas cíclicas sem que haja uma degradação da resistência e da rigidez superior a 20 %. Este requisito é válido independentemente da localização prevista das zonas dissipativas.

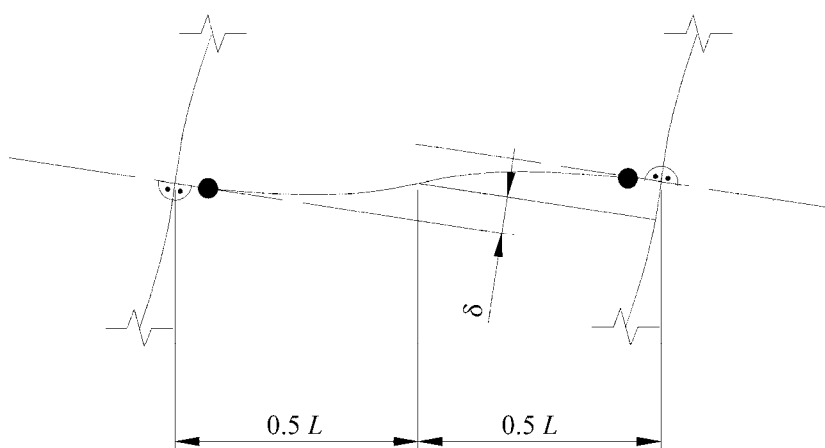


Figura 6.11 – Flecha da viga para o cálculo de  $\theta_p$

(4) Em ensaios para avaliar  $\theta_p$ , a resistência ao esforço transversal do painel de alma da coluna deverá estar de acordo com a expressão (6.8) e a deformação por esforço transversal do painel de alma da coluna não deverá contribuir em mais de 30 % para a capacidade de rotação plástica  $\theta_p$ .

(5) No cálculo de  $\theta_p$ , não deverá ser incluída a deformação elástica da coluna.

(6) Quando se utilizam ligações de resistência parcial, o cálculo pela capacidade real da coluna deverá ser efectuado a partir da capacidade plástica das ligações.

## 6.7 Regras de cálculo e construtivas para pórticos com contraventamento centrado

### 6.7.1 Critérios de projecto

(1)P Os pórticos com contraventamento centrado devem ser projectados de forma a que a plastificação das diagonais em tracção ocorra antes da rotura das ligações e antes da plastificação ou da encurvadura das vigas ou das colunas.

(2)P Os elementos diagonais dos contraventamentos devem ser dispostos de forma a que a estrutura apresente, sob inversão de esforços, relações carga-deslocamento semelhantes em cada piso e em ambos os sentidos opostos da mesma direcção de contraventamento.

(3) Para este efeito, é necessário que seja satisfeita a seguinte regra em todos os pisos:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (6.11)$$



em que  $A^+$  e  $A^-$  são as áreas das projecções horizontais das secções transversais das diagonais em tracção, quando as acções sísmicas horizontais têm, respectivamente, um sentido positivo e negativo (ver a Figura 6.12).

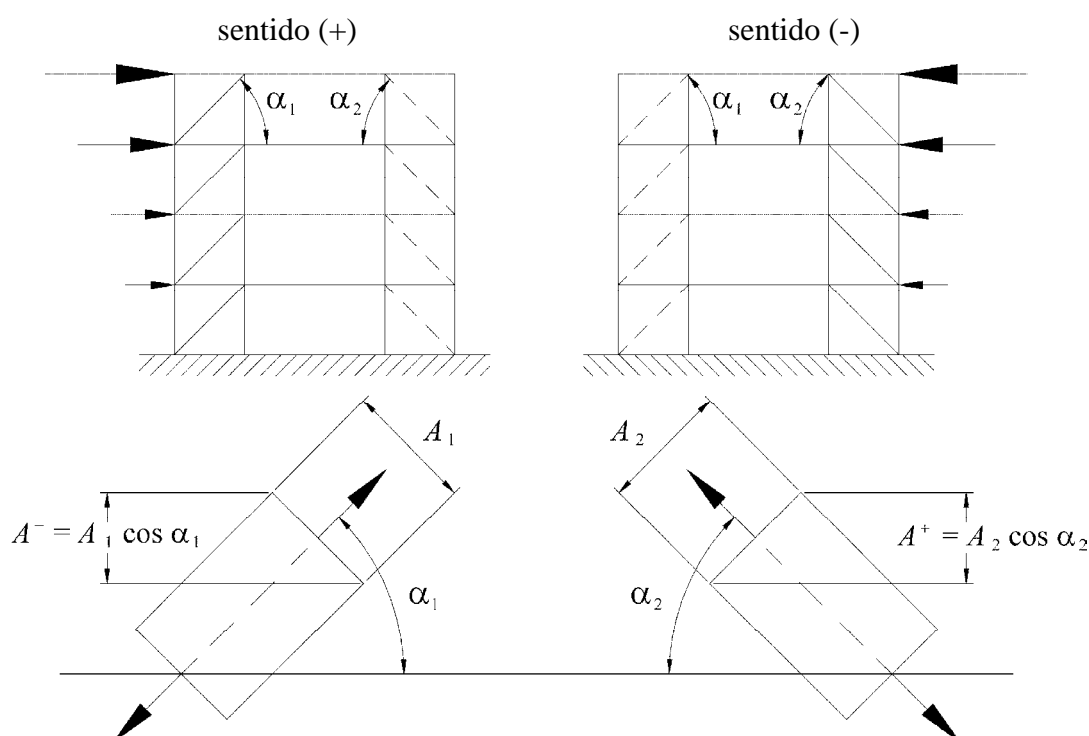


Figura 6.12 – Exemplo de aplicação de 6.7.1(3)

### 6.7.2 Análise

(1)P Nas condições de força gravítica, deve considerar-se que apenas as vigas e as colunas resistem a essas cargas, sem ter em conta os elementos de contraventamento.

(2)P As diagonais devem ser tidas em conta da seguinte forma numa análise elástica da estrutura sob a acção sísmica:

- nos pórticos com contraventamentos diagonais, devem considerar-se apenas as diagonais em tracção;
- nos pórticos com contraventamentos em V, devem considerar-se as diagonais quer em tracção quer em compressão.

(3) É permitido ter-se em conta, para qualquer tipo de contraventamento centrado, a contribuição simultânea das diagonais traccionadas e comprimidas desde que sejam satisfeitas todas as condições seguintes:

- a) é utilizada uma análise estática não linear (*pushover*) global ou uma análise não linear no domínio do tempo;
- b) são tidas em conta as situações pré-encurvadura e pós-encurvadura na modelação do comportamento das diagonais;
- c) é fornecida informação que justifique o modelo utilizado na representação do comportamento das diagonais.

### 6.7.3 Elementos diagonais

(1) Nos pórticos com contraventamentos diagonais em X, a esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}$  definida na EN 1993-1-1:2005 deverá ser limitada a:  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ .

**NOTA:** O limite de 1,3 é definido para evitar uma sobrecarga das colunas na fase pré-encurvadura (quando tanto as diagonais comprimidas como as traccionadas estão activas) para além dos esforços obtidos a partir de uma análise no estado último em que apenas a diagonal traccionada é considerada activa.

(2) Em pórticos com contraventamentos diagonais nos quais as diagonais não estão numa disposição em X (ver, por exemplo, a Figura 6.12), a esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}$  deverá ser inferior ou igual a 2,0.

(3) Nos pórticos com contraventamentos em V, a esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}$  deverá ser inferior ou igual a 2,0.

(4) Nas estruturas com o máximo de dois pisos, não se aplica qualquer limite a  $\bar{\lambda}$ .

(5) A resistência plástica  $N_{pl,Rd}$  da secção transversal bruta das diagonais deverá ser tal que  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ .

(6) Nos pórticos com contraventamentos em V, as diagonais comprimidas deverão ser verificadas em relação à compressão de acordo com a EN 1993.

(7) As ligações das diagonais a qualquer elemento deverão respeitar as regras de cálculo de 6.5.5.

(8) A fim de obter um comportamento dissipativo homogéneo das diagonais, deverá verificar-se que a sobrerresistência máxima  $\Omega$ , definida em 6.7.4(1), não difere em mais de 25 % do valor mínimo  $\Omega$ .

(9) São permitidas ligações dissipativas semi-rígidas e/ou de resistência parcial, desde que sejam satisfeitas todas as condições seguintes:

- a) as ligações têm uma capacidade de alongamento consistente com as deformações globais;
- b) o efeito da deformação das ligações no deslocamento lateral global é tido em conta através de uma análise estática não linear (*pushover*) global ou de uma análise não linear no domínio do tempo.

### 6.7.4 Vigas e colunas

(1) As vigas e as colunas sujeitas a esforços normais deverão respeitar a seguinte condição de resistência mínima:

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

em que:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  valor de cálculo da resistência à encurvadura da viga ou da coluna de acordo com a EN 1993, tendo em conta a interacção da resistência à encurvadura com o momento flector  $M_{Ed}$ , definido pelo seu valor de cálculo na situação de projecto sísmica;

$N_{Ed,G}$  esforço normal na viga ou na coluna devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação de projecto sísmica;

$N_{Ed,E}$  esforço normal na viga ou na coluna devido à acção sísmica de cálculo;

$\gamma_{ov}$  coeficiente de sobrerresistência (ver 6.1.3(2) e 6.2(3));

$\Omega$  valor mínimo de  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  em todas as diagonais do sistema de contraventamento em que:

$N_{pl,Rd,i}$  resistência de cálculo da diagonal  $i$ ;

$N_{Ed,i}$  valor de cálculo do esforço normal na mesma diagonal  $i$  na situação de projecto sísmica.

(2) Nos pórticos com contraventamentos em V, as vigas deverão ser projectadas para resistir:

- a todas as acções não sísmicas sem considerar o apoio intermédio proporcionado pelas diagonais;
- ao efeito da acção sísmica vertical não equilibrada aplicada à viga pelos elementos de contraventamento após a encurvadura da diagonal comprimida. Este efeito da acção é calculado utilizando  $N_{pl,Rd}$  para o elemento de contraventamento traccionado e  $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$  para o elemento de contraventamento comprimido.

**NOTA 1:** O coeficiente  $\gamma_{pb}$  é utilizado para a estimativa da resistência pós-encurvadura das diagonais comprimidas.

**NOTA 2:** O valor a atribuir a  $\gamma_{pb}$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional da presente Norma. O valor recomendado é 0,3.

(3)P Em pórticos com contraventamentos diagonais nos quais as diagonais traccionadas e comprimidas não se intersectam (por exemplo, as diagonais da Figura 6.12), o projecto deverá ter em conta as forças de tracção e de compressão que se desenvolvem nas colunas adjacentes às diagonais comprimidas correspondentes aos esforços de compressão iguais à resistência de cálculo à encurvadura dessas diagonais.

## **6.8 Regras de cálculo e construtivas para pórticos com contraventamento excêntrico**

### **6.8.1 Critérios de projecto**

(1)P Os pórticos com contraventamento excêntrico devem ser projectados de tal modo que elementos específicos ou as partes de elementos designados por ligadores sísmicos possam dissipar energia pela formação de mecanismos plásticos de flexão e/ou de corte.

(2)P O sistema estrutural deve ser projectado de forma a obter um comportamento dissipativo homogéneo de todo o conjunto de ligadores sísmicos.

**NOTA:** As regras indicadas a seguir destinam-se a assegurar que a plastificação, incluindo os efeitos de endurecimento nas rótulas plásticas ou nos painéis de corte, ocorre nos ligadores antes de qualquer plastificação ou rotura noutros locais.

(3) Os ligadores sísmicos poderão ser elementos horizontais ou verticais (ver a Figura 6.4).

### **6.8.2 Ligadores sísmicos**

(1) A alma de um ligador deverá ter uma espessura única, sem reforço com chapas de recobrimento e sem furos ou penetrações.

(2) Os ligadores sísmicos são classificados em 3 categorias de acordo com o tipo de mecanismo plástico desenvolvido:

- ligadores curtos, que dissipam energia principalmente por plastificação por corte;
- ligadores longos, que dissipam energia principalmente por plastificação por flexão;
- ligadores médios, nos quais o mecanismo plástico envolve a flexão e o corte.

(3) Para as secções em I, utilizam-se os seguintes valores para definir as resistências de cálculo e os limites das categorias:

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

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

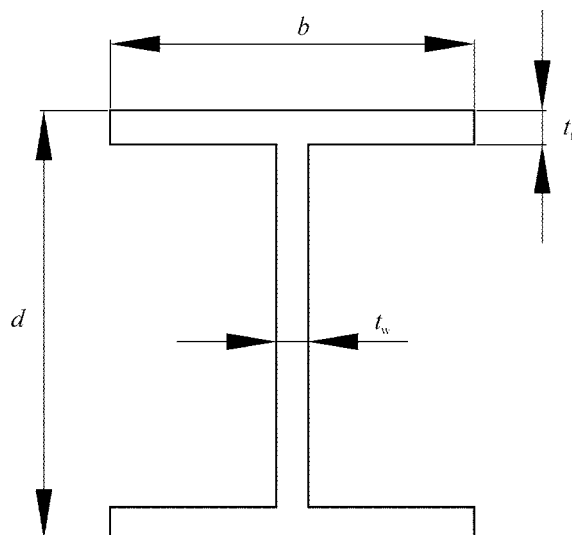


Figura 6.13 – Definição de símbolos para as secções de ligadores em I

(4) Se  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ , o valor de cálculo da resistência do ligador deverá satisfazer as duas relações seguintes nas duas extremidades do ligador:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (6.15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (6.16)$$

em que:

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  esforços de cálculo, respectivamente o esforço normal de cálculo, o momento flector de cálculo e o esforço transverso de cálculo, nas duas extremidades do ligador.

(5) Se  $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$ , as expressões (6.15) e (6.16) deverão ser satisfeitas utilizando os seguintes valores reduzidos  $V_{p,link,r}$  e  $M_{p,link,r}$  em vez de  $V_{p,link}$  e  $M_{p,link}$ :

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5} \quad (6.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right] \quad (6.18)$$

(6) Se  $N_{Ed}/N_{Rd} \geq 0,15$ , o comprimento do ligador  $e$  não deverá exceder:

$$e \leq 1,6 M_{p,link}/V_{p,link} \quad \text{quando } R < 0,3, \quad (6.19)$$

ou

$$e \leq (1,15 - 0,5 R) 1,6 M_{p,link}/V_{p,link} \quad \text{quando } R \geq 0,3 \quad (6.20)$$

em que  $R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f) / (V_{Ed} \cdot A)$ , sendo  $A$  a área da secção bruta do ligador.

(7) De forma a obter um comportamento dissipativo global da estrutura, deverá verificar-se que os valores individuais das relações  $\Omega_i$ , definidas em 6.8.3(1), não excedem em mais de 25 % o valor mínimo  $\Omega$  determinado por 6.8.3(1).

(8) Para os casos em que se formem simultaneamente momentos iguais nas duas extremidades do ligador (ver a Figura 6.14.a), os ligadores poderão ser classificados em função do seu comprimento  $e$ . Para as secções em I, as categorias são:

– ligadores curtos  $e < e_s = 1,6 M_{p,link}/V_{p,link}$  (6.21)

– ligadores longos  $e > e_L = 3,0 M_{p,link}/V_{p,link}$  (6.22)

– ligadores médios  $e_s < e < e_L$  (6.23)

(9) Para os casos em que apenas se forme uma única rótula plástica numa extremidade do ligador (ver a Figura 6.14.b), o valor do comprimento  $e$  define as categorias dos ligadores. Para as secções em I as categorias são:

– ligadores curtos  $e < e_s = 0,8 (1+\alpha) M_{p,link}/V_{p,link}$  (6.24)

– ligadores longos  $e > e_L = 1,5 (1+\alpha) M_{p,link}/V_{p,link}$  (6.25)

– ligadores médios  $e_s < e < e_L$  (6.26)

em que  $\alpha$  é a relação entre o menor momento flector  $M_{Ed,A}$  numa extremidade do ligador na situação de projecto sísmica e o maior momento flector  $M_{Ed,B}$  na extremidade onde se formaria a rótula plástica, sendo os dois momentos considerados em valor absoluto.

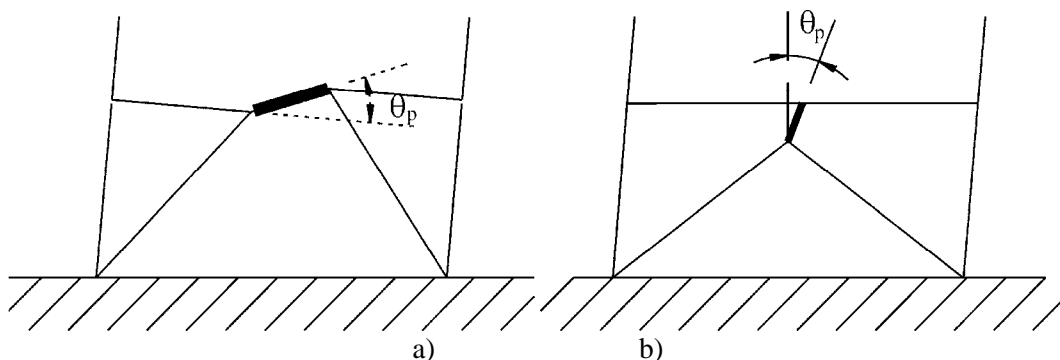


Figura 6.14 – a) momentos iguais nas extremidades do ligador; b) momentos desiguais nas extremidades do ligador

(10) O ângulo de rotação  $\theta_p$  entre o ligador e o elemento que lhe é exterior, definido em 6.6.4(3), deverá ser consistente com as deformações globais. Não deverá exceder os seguintes valores:

– ligadores curtos  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$  radianos (6.27)

– ligadores longos  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$  radianos (6.28)

– ligadores médios  $\theta_p \leq \theta_{pR} =$  valor determinado por interpolação linear entre os valores acima (6.29)

(11) Nas extremidades dos contraventamentos diagonais, deverão colocar-se reforços em toda a altura e em ambos os lados da alma do ligador. Esses reforços deverão ter uma largura total não inferior a  $(b_f - 2t_w)$  e uma espessura não inferior a  $0,75t_w$  nem a 10 mm, a que for maior.

(12) Na alma dos ligadores deverão ser colocados reforços de alma intermédios, definidos como segue:

a) os ligadores curtos deverão ter reforços de alma intermédios espaçados não mais de  $(30t_w - d/5)$  para um ângulo de rotação do ligador  $\theta_p$  de 0,08 radianos e não mais de  $(52t_w - d/5)$  para ângulos de rotação do ligador  $\theta_p$  iguais ou inferiores a 0,02 radianos. Deverá utilizar-se uma interpolação linear para valores de  $\theta_p$  entre 0,08 e 0,02 radianos;

b) os ligadores longos deverão ter um reforço de alma intermédio colocado a uma distância de  $1,5b$  de cada extremidade do ligador onde seja susceptível a formação de uma rótula plástica;

c) os ligadores médios deverão ter reforços de alma intermédios que satisfaçam os requisitos indicados em a) e b);

d) não são necessários reforços de alma intermédios em ligadores de comprimento  $e$  superior a  $5 M_p/V_p$ ;

e) os reforços de alma intermédios deverão ter a altura total da alma. Para os ligadores de altura  $d$  inferior a 600 mm, são necessários reforços num só lado da alma do ligador. A espessura dos reforços colocados num só lado da alma não deverá ser inferior ao maior dos valores  $t_w$  ou 10 mm e a sua largura não deverá ser inferior a  $(b/2) - t_w$ . Para os ligadores de altura igual ou superior a 600 mm, deverão colocar-se reforços intermédios semelhantes em ambos os lados da alma.

(13) As soldaduras de ângulo que ligam um reforço de um ligador à alma do ligador deverão possuir uma resistência de cálculo adequada para resistir a uma força de  $\gamma_{ov} f_y A_{st}$ , em que  $A_{st}$  é a área do reforço. O valor de cálculo da resistência das soldaduras de ângulo que fixam o reforço aos banzos deverá ser adequado para resistir a uma força de  $\gamma_{ov} A_{st} f_y / 4$ .

(14) Deverão colocar-se apoios laterais nas extremidades do ligador tanto no seu banzo superior como inferior. Os apoios laterais das extremidades dos ligadores deverão possuir uma resistência normal de cálculo suficiente para equilibrar uma força lateral não inferior a 6 % da resistência normal nominal prevista para o banzo do ligador calculada como igual a  $f_y b t_f$ .

(15) Em vigas com um ligador sísmico, a resistência à encurvadura por corte dos painéis da alma situados fora do ligador deverá ser verificada conforme o disposto na EN 1993-1-5:2006, secção 5.

### 6.8.3 Elementos não contendo ligadores sísmicos

(1) Os elementos que não contêm ligadores sísmicos, como as colunas e os elementos diagonais, quando se utilizam ligadores horizontais nas vigas, assim como os elementos das vigas, quando se utilizam ligadores verticais, deverão ser verificados em relação à compressão considerando a combinação mais desfavorável do esforço normal e dos momentos flectores:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (6.30)$$

em que:

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$  valor de cálculo da resistência em relação ao esforço normal da coluna ou do elemento diagonal de acordo com a EN 1993, tendo em conta a interacção com o momento flector  $M_{Ed}$  e com o esforço transversal  $V_{Ed}$  considerados com o seu valor de cálculo na situação sísmica;

$N_{Ed,G}$  força de compressão na coluna ou no elemento diagonal devida às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação de projecto sísmica;

$N_{Ed,E}$  força de compressão na coluna ou no elemento diagonal devida à acção sísmica de cálculo;

$\gamma_{ov}$  coeficiente de sobrerresistência (ver 6.1.3(2) e 6.2(3));

$\Omega$  coeficiente multiplicador que toma o menor dos seguintes valores:

valor mínimo de  $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$  de entre todos os ligadores curtos;

valor mínimo de  $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$  de entre todos os ligadores médios e longos;

em que:

$V_{Ed,i}$ ,  $M_{Ed,i}$  valores de cálculo do esforço transversal e do momento flector no ligador  $i$  na situação de projecto sísmica;

$V_{p,link,i}$ ,  $M_{p,link,i}$  valores de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal e à flexão do ligador  $i$  como definido em 6.8.2(3).

#### 6.8.4 Ligações dos ligadores sísmicos

(1) Se a estrutura for projectada para dissipar energia nos ligadores sísmicos, as ligações dos ligadores ou do elemento que contém os ligadores deverão ser calculadas para os esforços  $E_d$  determinados como segue:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega_l E_{d,E} \quad (6.31)$$

em que:

$E_{d,G}$  efeito da acção na ligação devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação de projecto sísmica;

$E_{d,E}$  efeito na ligação devido à acção sísmica de cálculo;

$\gamma_{ov}$  coeficiente de sobre-resistência (ver 6.1.3(2) e 6.2(3));

$\Omega_l$  coeficiente de sobre-resistência calculado para o ligador de acordo com 6.8.3(1).

(2) No caso de ligações semi-rígidas e/ou de resistência parcial, poderá considerar-se que a dissipação de energia tem origem apenas nas ligações. Tal é admissível desde que sejam satisfeitas todas as condições seguintes:

- a) as ligações têm uma capacidade de rotação suficiente para os correspondentes requisitos de deformação;
- b) é demonstrada a estabilidade dos elementos que se unem nas ligações no estado limite último;
- c) é tido em conta o efeito das deformações das ligações no deslocamento lateral global.

(3) Quando se utilizam ligações de resistência parcial para os ligadores sísmicos, o cálculo pela capacidade real dos outros elementos da estrutura deverá ser efectuado a partir da capacidade plástica das ligações dos ligadores.

#### 6.9 Regras de cálculo para estruturas em pêndulo invertido

(1) Nas estruturas em pêndulo invertido (definidas em 6.3.1(d)), as colunas deverão ser verificadas à compressão, considerando a combinação mais desfavorável do esforço normal e dos momentos flectores.

(2) Nas verificações,  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  deverão ser calculados como indicado em 6.6.3.

(3) A esbelteza normalizada das colunas deverá ser limitada a  $\bar{\lambda} \leq 1,5$ .

(4) O coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos  $\theta$ , definido em 4.4.2.2, deverá ser limitado a  $\theta \leq 0,20$ .

## **6.10 Regras de cálculo para estruturas de aço com núcleos de betão ou paredes de betão e para pórticos simples associados a contraventamentos centrados ou a enchimentos**

### **6.10.1 Estruturas com núcleos de betão ou paredes de betão**

(1)P Os elementos de aço devem ser verificados de acordo com o disposto nesta secção 6 e na EN 1993, enquanto os elementos de betão devem ser projectados de acordo com o disposto na secção 5.

(2)P Os elementos nos quais existe uma interacção entre o aço e o betão devem ser verificados de acordo com a secção 7.

### **6.10.2 Pórticos simples associados a contraventamentos centrados**

(1) As estruturas mistas de pórticos simples e de pórticos contraventados que actuam na mesma direcção, deverão ser projectadas utilizando um coeficiente  $q$  único. As forças horizontais deverão ser distribuídas entre os diferentes pórticos em função da sua rigidez elástica.

(2) Os pórticos simples e os pórticos contraventados deverão obedecer a 6.6, 6.7 e 6.8.

### **6.10.3 Pórticos simples associados a enchimentos**

(1)P Os pórticos simples nos quais os enchimentos de betão armado estão eficazmente ligados à estrutura de aço devem ser projectados de acordo com o disposto na secção 7.

(2)P Os pórticos simples nos quais os enchimentos estão estruturalmente desligados da estrutura de aço ao longo das suas faces laterais e superior, devem ser projectados como as estruturas de aço.

(3) Os pórticos simples nos quais os enchimentos estão em contacto com a estrutura de aço mas não lhe estão eficazmente ligados, deverão satisfazer as regras seguintes:

a) os enchimentos deverão ter uma distribuição uniforme em altura de forma a não aumentar os requisitos de ductilidade local dos elementos do pórtico. Se tal não se verificar, deverá considerar-se o edifício como sendo não regular em altura;

b) a interacção pórtico-enchimento deverá ser tomada em conta. Deverão ser considerados os esforços nas vigas e nas colunas devidos à acção da biela diagonal dos enchimentos. Para este efeito poderão utilizar-se as regras apresentadas em 5.9;

c) os pórticos de aço deverão ser verificados de acordo com as regras apresentadas nesta secção 6.10. Os enchimentos de betão armado ou de alvenaria deverão ser projectados de acordo com a EN 1992-1-1:2004 e de acordo com as secções 5 ou 9.

## **6.11 Controlo do projecto e da construção**

(1)P O controlo do projecto e da construção deve assegurar que a estrutura real corresponde à estrutura projectada.

(2) Para este efeito, além do disposto na EN 1993, deverão satisfazer-se os seguintes requisitos:

a) os desenhos de fabrico e de montagem deverão indicar os pormenores das ligações, as dimensões e as qualidades dos parafusos e das soldaduras assim como os tipos de aço dos elementos, assinalando o limite superior da tensão de cedência  $f_{y,max}$  do aço a utilizar pelo fabricante nas zonas dissipativas;

b) deverá verificar-se a conformidade dos materiais com as disposições de 6.2;

c) o controlo do aperto dos parafusos e da qualidade das soldaduras deverá obedecer às regras estipuladas na EN 1090-2;



d) durante a construção, deverá assegurar-se que a tensão de cedência do aço utilizado não exceda em mais de 10 % o valor de  $f_{y,max}$  especificado nos desenhos para as zonas dissipativas.

(3)P Sempre que uma das condições anteriores não seja satisfeita, devem apresentar-se correcções ou justificações para satisfazer os requisitos da presente Norma e garantir a segurança da estrutura.

## **7 Regras específicas para edifícios mistos aço-betão**

### **7.1 Generalidades**

#### **7.1.1 Objectivo e campo de aplicação**

(1)P Para o cálculo dos edifícios mistos aço-betão aplica-se a EN 1994-1-1:2004. As regras seguintes são adicionais às indicadas na EN 1994-1-1:2004.

(2) Excepto no caso de alteração introduzida pelo disposto nesta secção 7, aplica-se o disposto nas secções 5 e 6.

#### **7.1.2 Princípios de projecto**

(1)P Os edifícios mistos resistentes aos sismos devem ser projectados de acordo com um dos seguintes princípios de projecto (ver o Quadro 7.1):

- Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação;
- Princípio b) Comportamento estrutural dissipativo com zonas dissipativas mistas;
- Princípio c) Comportamento estrutural dissipativo com zonas dissipativas de aço.

Quadro 7.1 – Princípios de projecto, classes de ductilidade da estrutura e limites superiores dos valores de referência dos coeficientes de comportamento

Princípio de projecto	Classe de ductilidade estrutural	Intervalo dos valores de referência do coeficiente de comportamento $q$
Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Princípios b) ou c) Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Média)	$\leq 4$ também limitada pelos valores do Quadro 7.2
	DCH (Alta)	unicamente limitada pelos valores do Quadro 7.2

**NOTA 1:** O valor a atribuir ao limite superior de  $q$  para o comportamento de baixa dissipação, no âmbito do Quadro 7.1, para utilização num determinado país, poderá ser apresentado no Anexo Nacional. O valor recomendado para o limite superior de  $q$  para o comportamento de baixa dissipação é 1,5.

**NOTA 2:** O Anexo Nacional de um determinado país poderá apresentar limitações à utilização dos princípios de projecto e às classes de ductilidade autorizadas nesse país.

(2)P No princípio a), os esforços poderão ser calculados recorrendo a uma análise elástica sem considerar o comportamento não linear dos materiais, mas considerando a redução do momento de inércia devida à fendilhação do betão em partes dos vãos das vigas, de acordo com as regras gerais da análise estrutural definidas em 7.4 e com as regras específicas definidas em 7.7 a 7.11 relativas a cada tipo de estrutura. Quando se utiliza o espectro de cálculo definido em 3.2.2.5, considera-se o limite superior do valor de

referência do coeficiente de comportamento  $q$  compreendido entre 1,5 e 2 (ver a Nota 1 de (1) da presente secção). No caso de irregularidade em altura, o limite superior do valor do coeficiente de comportamento  $q$  deverá ser corrigido como se indica em 4.2.3.1(7) sem ter que ser considerado inferior a 1,5.

(3) No princípio a), a resistência dos elementos e das ligações deverá ser avaliada de acordo com a EN 1993 e com a EN 1994 sem quaisquer requisitos adicionais. Para os edifícios sem isolamento de base (ver a secção 10), o projecto de acordo com o princípio a) é unicamente recomendado para os casos de baixa sismicidade (ver 3.2.1(4)).

(4) Nos princípios b) e c), é tida em conta a capacidade de partes da estrutura (zonas dissipativas) de resistir às acções sísmicas por comportamento não elástico. Quando se utiliza o espectro de resposta de cálculo definido em 3.2.2.5, o limite superior do valor de referência do coeficiente de comportamento  $q$  é considerado com um valor superior ao indicado no Quadro 7.1 e na Nota 1 de (1) da presente secção para o comportamento estrutural de baixa dissipação. O limite superior do valor de  $q$  depende da classe de ductilidade e do tipo de estrutura (ver 7.3). Quando se adoptam os princípios b) ou c), deverão satisfazer-se os requisitos apresentados em 7.2 a 7.12.

(5)P No princípio c), as estruturas não se destinam a aproveitar o efeito favorável do comportamento misto nas zonas dissipativas; a aplicação do princípio c) é condicionada pelo rigoroso cumprimento das medidas tomadas para impedir a participação do betão na resistência das zonas dissipativas. No princípio c), a estrutura mista é projectada de acordo com a EN 1994-1-1:2004 para as acções não sísmicas e de acordo com a secção 6 para a acção sísmica. As medidas para impedir a participação do betão são apresentadas em 7.7.5.

(6)P As regras de cálculo para as estruturas mistas dissipativas (princípio b)) destinam-se a permitir o desenvolvimento na estrutura de mecanismos plásticos locais fiáveis (zonas dissipativas) e de um mecanismo plástico global fiável que dissipe tanta energia quanto possível sob a acção sísmica de cálculo. Para cada elemento estrutural ou cada tipo de estrutura considerado nesta secção 7, apresentam-se em 7.5 a 7.11 regras que permitem satisfazer este objectivo geral de cálculo remetendo para os denominados critérios específicos. Estes critérios destinam-se a permitir o desenvolvimento de um comportamento mecânico global para o qual podem ser apresentadas disposições de projecto.

(7)P As estruturas projectadas de acordo com o princípio b) devem pertencer às classes de ductilidade DCM ou DCH. Estas classes correspondem a uma capacidade acrescida da estrutura em dissipar energia por mecanismos plásticos. Uma estrutura pertencente a uma dada classe de ductilidade deve satisfazer requisitos específicos relativos a um ou mais dos seguintes aspectos: classe das secções de aço, capacidade de rotação das ligações e disposições construtivas.

### **7.1.3 Verificações de segurança**

(1)P Aplicam-se 5.2.4(1)P e 6.1.3(1)P e as respectivas Notas.

(2) Aplica-se 5.2.4(2).

(3) Aplica-se 5.2.4(3).

(4) Nas verificações de cálculo pela capacidade real das partes de estrutura de aço, aplica-se 6.2(3) e as respectivas Notas.

## **7.2 Materiais**

### **7.2.1 Betão**

(1) Nas zonas dissipativas, a classe de betão especificada não deverá ser inferior a C20/25. Se a classe de betão for superior a C40/50, o projecto sai fora do âmbito da presente Norma.

### **7.2.2 Aço para betão armado**

(1)P Para a classe de ductilidade DCM, o aço para betão armado considerado na resistência plástica das zonas dissipativas deve ser da classe B ou C de acordo com o Quadro C.1 da EN 1992-1-1:2004. Para a classe de ductilidade DCH, o aço para betão armado considerado na resistência plástica das zonas dissipativas deve ser da classe C de acordo com o mesmo Quadro.

(2)P Deve utilizar-se aço das classes B ou C (EN 1992-1-1:2004, ver o Quadro C.1) em zonas sujeitas a tensões elevadas de estruturas não dissipativas. Este requisito aplica-se tanto a varões como a redes electrossoldadas.

(3)P Com excepção dos estribos fechados ou dos ganchos, nas zonas sujeitas a tensões elevadas só é permitido o uso de varões nervurados.

(4) As redes electrossoldadas que não obedecem aos requisitos de ductilidade de (1)P da presente secção não deverão ser utilizadas nas zonas dissipativas. Se forem utilizadas, deverá adoptar-se uma armadura dúctil que duplique a rede e ter em conta a sua capacidade resistente na análise de capacidade.

### **7.2.3 Aço estrutural**

(1)P Os requisitos são os especificados em 6.2.

## **7.3 Tipos de estrutura e coeficientes de comportamento**

### **7.3.1 Tipos de estrutura**

(1)P Deve considerar-se que as estruturas mistas aço-betão pertencem a um dos seguintes tipos de estrutura em função do comportamento da sua estrutura resistente primária sob as acções sísmicas:

a) Pórticos mistos: estruturas que têm a mesma definição e as mesmas limitações das indicadas em 6.3.1(1)a, mas nas quais as vigas e as colunas poderão ser de aço ou mistas aço-betão (ver a Figura 6.1);

b) Pórticos mistos com contraventamento centrado: estruturas que têm a mesma definição e as mesmas limitações das indicadas em 6.3.1(1)b e nas Figuras 6.2 e 6.3. As colunas e as vigas poderão ser de aço ou mistas aço-betão. Os elementos de contraventamento devem ser de aço;

c) Pórticos mistos com contraventamento excêntrico: estruturas que têm a mesma definição e as mesmas configurações das indicadas em 6.3.1(1)c e na Figura 6.4. Os elementos que não contêm os ligadores poderão ser de aço ou mistos aço-betão. Excepto na laje, os ligadores devem ser de aço. A dissipação de energia deve ocorrer apenas por plastificação por flexão ou por corte desses ligadores;

d) Estruturas em pêndulo invertido: estruturas que têm a mesma definição e as mesmas limitações das indicadas em 6.3.1(1)d (ver a Figura 6.5);

e) Sistemas estruturais mistos: estruturas que se comportam essencialmente como paredes de betão armado. Os sistemas mistos poderão pertencer a um dos seguintes tipos:

- o tipo 1 corresponde a um pórtico de aço ou misto que trabalha em conjunto com os painéis de enchimento de betão ligados à estrutura de aço (ver a Figura 7.1a);
- o tipo 2 é uma parede de betão armado na qual perfis de aço revestidos ligados à estrutura de betão são utilizados como armadura vertical de bordo (ver a Figura 7.1b);
- no tipo 3, vigas de aço ou mistas são utilizadas para acoplar duas ou mais paredes de betão armado ou mistas (ver a Figura 7.2);

f) Paredes resistentes mistas de chapa de aço: estruturas constituídas por uma chapa de aço vertical contínua ao longo de toda a altura do edifício com um revestimento de betão armado numa ou nas duas faces da chapa e com elementos de extremidade de aço ou mistos.

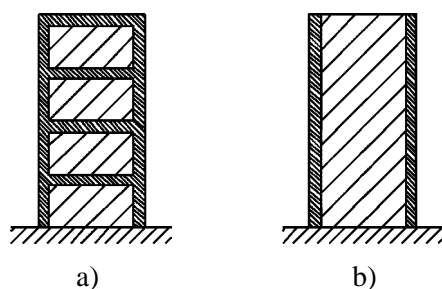


Figura 7.1 – Sistemas estruturais mistos. Paredes mistas: a) Tipo 1 – pórtico de aço ou misto ligado a painéis de enchimento de betão; b) Tipo 2 – paredes mistas reforçadas com perfis ligados de aço verticais revestidos

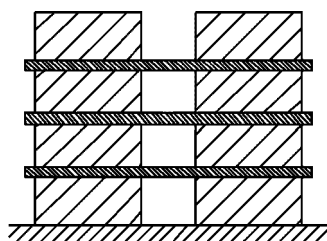


Figura 7.2 – Sistemas estruturais mistos. Tipo 3 – paredes mistas ou de betão acopladas por vigas de aço ou mistas

(2) Em todos os tipos de sistemas estruturais mistos, a dissipação de energia ocorre nos perfis de aço verticais e nas armaduras verticais das paredes. Nos sistemas estruturais mistos do tipo 3, a dissipação de energia também poderá ocorrer nas vigas de acoplamento.

(3) Se, nos sistemas estruturais mistos, os elementos de parede não estão ligados à estrutura de aço, aplica-se o disposto nas secções 5 e 6.

### 7.3.2 Coeficientes de comportamento

(1) O coeficiente de comportamento  $q$ , introduzido em 3.2.2.5, tem em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura. Para os sistemas estruturais regulares, deverá tomar-se o coeficiente de comportamento  $q$  com os valores limite superior para os valores de referência apresentados no Quadro 6.2 ou no Quadro 7.2, desde que sejam respeitadas as regras de 7.5 a 7.11.

Quadro 7.2 – Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura

Tipo de estrutura	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
a), b), c) e d)	Ver o Quadro 6.2	
e) Sistemas estruturais mistos		
Paredes mistas (Tipo 1 e Tipo 2)	$3\alpha_w/\alpha_1$	$4\alpha_w/\alpha_1$
Paredes mistas ou de betão acopladas por vigas de aço ou mistas (Tipo 3)	$3\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
f) Paredes de contraventamento mistas com chapa de aço	$3\alpha_w/\alpha_1$	$4\alpha_w/\alpha_1$

(2) Se o edifício não for regular em altura (ver 4.2.3.3), os valores de  $q$  indicados no Quadro 6.2 e no Quadro 7.2 deverão ser reduzidos de 20 % (ver 4.2.3.1(7) e o Quadro 4.1).

(3) Para os edifícios regulares em planta, se não forem efectuados cálculos para uma avaliação de  $\alpha_w/\alpha_1$  (ver 6.3.2(3)), poderão utilizar-se os valores por defeito aproximados da relação  $\alpha_w/\alpha_1$  apresentados nas Figuras 6.1 a 6.8. Para os sistemas estruturais mistos, o valor por defeito poderá ser considerado igual a  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$ . Para as paredes de contraventamento mistas com chapa de aço, o valor por defeito poderá ser considerado igual a  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$ .

(4) Para os edifícios não regulares em planta (ver 4.2.3.2), o valor aproximado de  $\alpha_w/\alpha_1$  que poderá ser utilizado, quando não são efectuados cálculos para a sua avaliação, é igual à média de (a) 1,0 e de (b) valor fornecido em (3) da presente secção.

(5) Valores de  $\alpha_w/\alpha_1$  superiores aos especificados em (3) e (4) da presente secção são permitidos, desde que sejam confirmados pelo cálculo de  $\alpha_w/\alpha_1$  com uma análise estática não linear (*pushover*) global.

(6) O valor máximo de  $\alpha_w/\alpha_1$  que poderá ser utilizado no cálculo é igual a 1,6, mesmo que a análise referida em (5) da presente secção indique valores potencialmente mais elevados.

## 7.4 Análise estrutural

### 7.4.1 Objectivo e campo de aplicação

(1) As regras seguintes aplicam-se à análise da estrutura sob a acção sísmica pelo método de análise das forças laterais e pelo método de análise modal com espectro de resposta.

### 7.4.2 Rigidez das secções

(1) A rigidez das secções mistas nas quais o betão se encontra em compressão deverá ser calculada utilizando um coeficiente de homogeneização  $n$ :

$$n = E_a / E_{cm} = 7 \quad (7.1)$$

(2) Para as vigas mistas com laje comprimida, o momento de inércia da secção, designado por  $I_1$ , deverá ser calculado tendo em conta a largura efectiva da laje definida em 7.6.3.

(3) A rigidez das secções mistas nas quais o betão está traccionado deverá ser calculada admitindo que o betão está fendilhado e que apenas estão activas as partes de aço da secção.

(4) Para as vigas mistas com laje traccionada, o momento de inércia da secção, designado por  $I_2$ , deverá ser calculado tendo em conta a largura efectiva da laje definida em 7.6.3.

(5) A estrutura deverá ser analisada considerando a presença de betão comprimido em certas zonas e de betão traccionado noutras; a distribuição das zonas é indicada em 7.7 a 7.11 para os vários tipos estruturais.

## **7.5 Critérios de projecto e disposições construtivas comuns a todos os tipos de estrutura com comportamento estrutural dissipativo**

### **7.5.1 Generalidades**

(1) Os critérios de projecto apresentados em 7.5.2 deverão aplicar-se às partes das estruturas resistentes aos sismos projectadas segundo o princípio de um comportamento estrutural dissipativo.

(2) Consideram-se satisfeitos os critérios de projecto apresentados em 7.5.2 se forem cumpridas as regras de 7.5.3, 7.5.4 e 7.6 a 7.11.

### **7.5.2 Critérios de projecto para as estruturas dissipativas**

(1)P As estruturas com zonas dissipativas devem ser projectadas de modo a que a plastificação ou a encurvadura local ou outros fenómenos devidos ao comportamento hysterético nessas zonas não afectem a estabilidade de conjunto da estrutura.

*NOTA:* Considera-se que os coeficientes  $q$  apresentados no Quadro 7.2 satisfazem este requisito (ver 2.2.2(2)).

(2)P As zonas dissipativas devem ter ductilidade e resistência adequadas. A resistência deve ser determinada de acordo com o disposto na EN 1993 e na secção 6 em relação ao princípio c) (ver 7.1.2) e na EN 1994-1-1:2004 e na secção 7 em relação ao princípio b) (ver 7.1.2). A ductilidade é obtida pela conformidade com as regras construtivas.

(3) As zonas dissipativas poderão estar localizadas nos elementos estruturais ou nas ligações.

(4)P No caso de as zonas dissipativas estarem localizadas nos elementos estruturais, as partes não dissipativas, assim como as ligações ao resto da estrutura das partes dissipativas, devem ter uma sobrerresistência suficiente para permitir a plastificação cíclica das partes dissipativas.

(5)P No caso de as zonas dissipativas estarem localizadas nas ligações, os elementos ligados devem ter uma sobrerresistência suficiente para permitir a plastificação cíclica nas ligações.

### **7.5.3 Resistência plástica das zonas dissipativas**

(1)P No projecto de estruturas mistas aço-betão são utilizadas duas resistências plásticas das zonas dissipativas: uma resistência plástica limite inferior (índice:  $pl,Rd$ ) e uma resistência plástica limite superior (índice:  $U,Rd$ ).

(2)P A resistência plástica limite inferior das zonas dissipativas é a considerada nas verificações de cálculo relativas às secções de elementos dissipativos; por exemplo,  $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$ . A resistência plástica limite inferior das zonas dissipativas é calculada tendo em conta o betão da secção e unicamente as componentes de aço da secção classificadas como dúcteis.

(3)P A resistência plástica limite superior das zonas dissipativas é a utilizada no cálculo pela capacidade real dos elementos adjacentes à zona dissipativa; por exemplo, na verificação de cálculo pela capacidade real de 4.4.2.3(4), os valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas são as resistências plásticas limites superiores,  $M_{U,Rd,b}$ , enquanto as das colunas são as limites inferiores,  $M_{pl,Rd,c}$ .

(4)P A resistência plástica limite superior é calculada tendo em conta o betão da secção e todas as componentes de aço da secção, incluindo as não classificadas como dúcteis.

(5)P Os esforços, directamente relacionados com a resistência das zonas dissipativas, devem ser determinados com base na resistência limite superior das secções dissipativas mistas; por exemplo, o valor de cálculo do esforço transversal na extremidade de uma viga mista dissipativa deve ser determinado com base no momento plástico limite superior da secção mista.

#### **7.5.4 Regras construtivas para ligações mistas nas zonas dissipativas**

(1)P O projecto deve limitar a concentração das extensões plásticas e o nível das tensões residuais e evitar a ocorrência de defeitos de fabrico.

(2)P A integridade do betão comprimido deve manter-se durante o sismo e a plastificação deve limitar-se às secções de aço.

(3) A plastificação dos varões de armadura numa laje só deverá ser admitida se as vigas forem projectadas em conformidade com 7.6.2(8).

(4) Para o cálculo das soldaduras e dos parafusos aplica-se 6.5.

(5) O cálculo local dos varões de armadura necessários no betão da zona de ligação deverá ser justificado por modelos que satisfaçam o equilíbrio (por exemplo, o Anexo C para as lajes).

(6) Aplica-se 6.5.5(6), 6.5.5(7) e a Nota 1 de 6.5.5.

(7) Nos painéis de alma totalmente revestidos e confinados das ligações viga-coluna, a resistência da zona dos painéis poderá ser calculada como a soma das contribuições do betão e do painel de aço, se forem satisfeitas todas as condições seguintes:

a) a esbelteza  $h_b/h_c$  da zona do painel é:

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

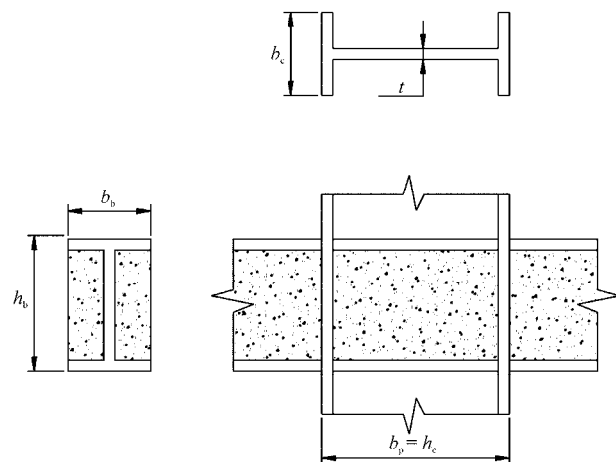
b) 
$$V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd} \quad (7.3)$$

em que:

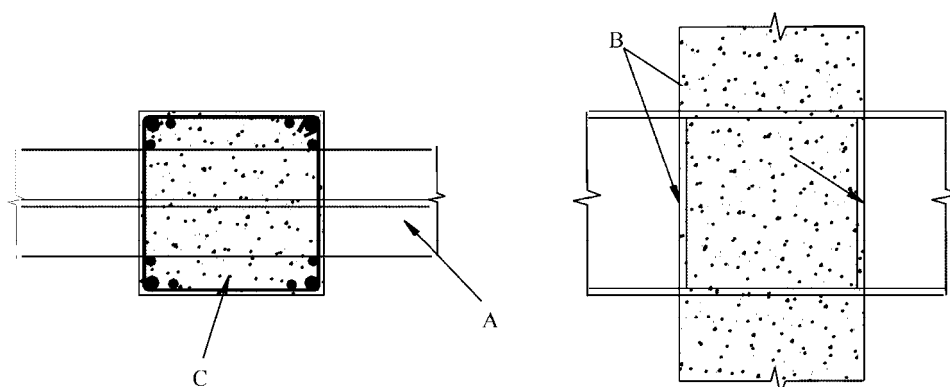
$V_{wp,Ed}$  valor de cálculo do esforço transversal no painel da alma devido aos esforços, tendo em conta a resistência plástica das zonas mistas dissipativas adjacentes nas vigas ou nas ligações;

$V_{wp,Rd}$  resistência ao esforço transversal do painel de alma misto aço-betão de acordo com a EN 1994-1-1:2004;

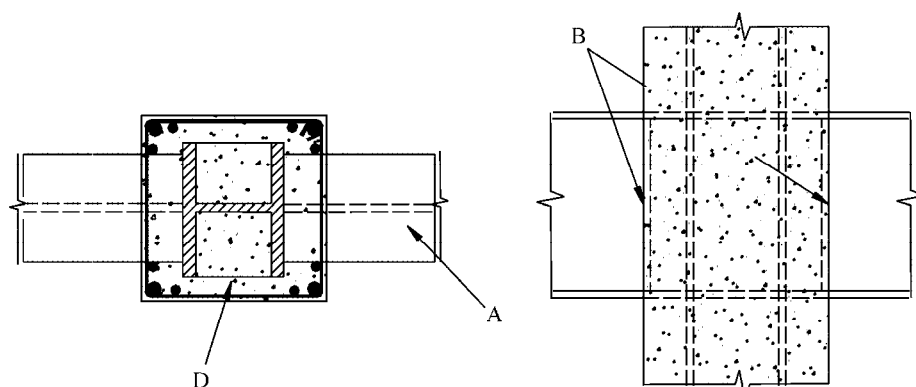
$h_b, h_c$  como definidos na Figura 7.3a).



a)



b)



c)

**Legenda:**

- A viga de aço
- B chapas laterais de apoio
- C coluna de betão armado
- D coluna mista revestida

Figura 7.3 – Ligações viga-coluna



(8) Nos painéis de alma reforçados parcialmente revestidos, admite-se uma avaliação semelhante à indicada em (7) da presente secção se, para além dos requisitos de (9), for satisfeita uma das seguintes condições:

a) no painel de alma reforçado parcialmente revestido, são colocados ligadores rectos do tipo definido em 7.6.5(4), obedecendo a 7.6.5(5) e (6) e com um espaçamento máximo  $s_1 = c$ ; estes ligadores estão orientados perpendicularmente ao lado mais comprido do painel de alma da coluna e não é necessária nenhuma outra armadura para o painel; ou

b) não existe nenhuma armadura, desde que  $h_b/b_b < 1,2$  e  $h_c/b_c < 1,2$ , em que  $h_b$ ,  $b_b$ ,  $b_c$  e  $h_c$  são definidos na Figura 7.3a).

(9) Quando uma viga dissipativa de aço ou mista é ligada a uma coluna de betão armado como representado na Figura 7.3b), deverão colocar-se armaduras verticais na coluna com uma resistência normal de cálculo pelo menos igual à resistência ao esforço transversal da viga junto do reforço ou da chapa lateral de apoio adjacente à zona dissipativa. É permitido considerar-se como fazendo parte da armadura vertical necessária as armaduras verticais aí colocadas para outros fins. É requerida a presença de chapas laterais de apoio; deverão constituir reforços com a altura total da viga e uma largura total não inferior a  $(b_b - 2t)$ ; a sua espessura não deverá ser inferior a 0,75  $t$  ou 8 mm sendo  $b_b$  e  $t$ , respectivamente, a largura do banzo da viga e a espessura do painel de alma (ver a Figura 7.3).

(10) Quando uma viga dissipativa de aço ou mista é ligada a uma coluna mista totalmente revestida como representado na Figura 7.3c), a ligação viga-coluna poderá ser calculada quer como uma ligação viga-coluna de aço, quer como uma ligação viga-coluna mista. No segundo caso, as armaduras verticais da coluna poderão ser calculadas ou como se indica em (9) da presente secção, ou distribuindo a resistência ao esforço transversal da viga entre a secção de aço da coluna e as armaduras da coluna. Em ambos os casos, é necessária a presença de chapas laterais de apoio, como descritas em (9).

(11) As armaduras verticais da coluna especificadas em (9) e (10) da presente secção deverão ser confinadas por armaduras transversais que satisfaçam os requisitos relativos aos elementos definidos em 7.6.

## **7.6 Regras relativas aos elementos**

### **7.6.1 Generalidades**

(1)P Os elementos mistos, que sejam elementos sísmicos primários, devem obedecer ao disposto na EN 1994-1-1:2004 e às regras adicionais definidas nesta secção 7.

(2)P A estrutura sismo-resistente é projectada segundo um mecanismo plástico global envolvendo zonas dissipativas locais; este mecanismo global identifica os elementos nos quais se situam as zonas dissipativas e, indirectamente, os elementos sem zonas dissipativas.

(3) Para os elementos traccionados ou partes dos elementos traccionados, deverá ser satisfeito o requisito de ductilidade da EN 1993-1-1:2005, 6.2.3(3).

(4) Deverá ser assegurada uma ductilidade local suficiente nos elementos que dissipam energia em compressão e/ou em flexão, limitando as relações largura-espessura das suas paredes. As zonas dissipativas de aço e as partes de aço não envolvidas de elementos mistos deverão satisfazer os requisitos de 6.5.3(1) e do Quadro 6.3. As zonas dissipativas de elementos mistos envolvidos deverão satisfazer os requisitos do Quadro 7.3. Os limites definidos para as partes balanceadas dos banzos de elementos parcial ou totalmente envolvidos, poderão ser reduzidos se forem tomadas disposições especiais como indicado em 7.6.4(9) e 7.6.5(4) a (6).

Quadro 7.3 – Relação entre o coeficiente de comportamento e os limites de esbelteza das paredes

Classe de ductilidade da estrutura	DCM		DCH
Valor de referência do coeficiente de comportamento ( $q$ )	$q \leq 1,5 - 2$	$1,5 - 2 < q < 4$	$q > 4$
Secção em H ou I parcialmente revestida Secção em H ou I totalmente revestida limites das partes balançadas do banzo $c/t_f$ :	$20 \varepsilon$	$14 \varepsilon$	$9 \varepsilon$
Secção rectangular tubular com enchimento limites $h/t$ :	$52 \varepsilon$	$38 \varepsilon$	$24 \varepsilon$
Secção circular tubular com enchimento limites $d/t$ :	$90 \varepsilon^2$	$85 \varepsilon^2$	$80 \varepsilon^2$

em que:

$$\varepsilon = (f_y/235)^{0,5}$$

$c/t_f$  como definido na Figura 7.8;

$d/t$  e  $h/t$  relações entre a dimensão exterior máxima do perfil de aço e a espessura da parede.

(5) Em 7.6.2, 7.6.4, 7.6.5 e 7.6.6 são indicadas regras construtivas mais específicas para os elementos dissipativos mistos.

(6) No projecto de todos os tipos de colunas mistas, poderá considerar-se apenas a resistência da secção de aço ou as resistências combinadas da secção de aço e do revestimento ou do enchimento de betão.

(7) O projecto de colunas nas quais se considera que a resistência dos elementos é apenas a da secção de aço, poderá ser efectuado de acordo com o disposto na secção 6. No caso de colunas dissipativas, deverão satisfazer-se as regras de cálculo pela capacidade real apresentadas em 7.5.2(4) e (5) e em 7.5.3(3).

(8) Para as colunas totalmente revestidas com um comportamento misto, as dimensões mínimas da secção transversal  $b$ ,  $h$  ou  $d$  não deverão ser inferiores a 250 mm.

(9) A resistência, incluindo a resistência ao esforço transversal, das colunas mistas não dissipativas deverá ser determinada de acordo com as regras da EN 1994-1-1:2004.

(10) Para as colunas, quando se admite que o revestimento ou o enchimento de betão contribuem para a resistência ao esforço normal e/ou para a resistência à flexão, aplicam-se as regras de cálculo indicadas nas secções 7.6.4 a 7.6.6. Essas regras permitem assegurar a transferência total do esforço de corte entre as partes de betão e de aço da secção e proteger as zonas dissipativas de uma rotura não elástica prematura.

(11) Para o projecto para resistência aos sismos, as resistências ao esforço transversal de cálculo apresentadas na EN 1994-1-1:2004, Quadro 6.6, deverão ser multiplicadas por um coeficiente de redução de 0,5.

(12) Quando, para efeitos de cálculo pela capacidade real, se considera a resistência mista total de uma coluna, deverá assegurar-se uma transferência total do esforço de corte entre as partes de aço e as de betão armado. No caso da transferência do esforço de corte por aderência e atrito ser insuficiente, deverão colocar-se conectores de modo a assegurar uma interacção mista total.

(13) Sempre que uma coluna mista é sujeita predominantemente a esforços normais, deverá prever-se uma transferência do esforço de corte suficiente para assegurar que as partes de aço e de betão partilham as cargas aplicadas à coluna ao nível das ligações às vigas e aos elementos de contraventamento.

(14) Excepto na base de certos tipos estruturais, as colunas não são geralmente projectadas para serem dissipativas. No entanto, devido a incertezas de comportamento, são necessárias armaduras de confinamento nas zonas designadas por “zonas críticas”, como especificado em 7.6.4.

(15) O disposto em 5.6.2.1 e 5.6.3 no que respeita à amarração e às emendas no projecto de pilares de betão armado, aplica-se igualmente às armaduras de colunas mistas.

### 7.6.2 Vigas de aço mistas com laje

(1)P O objectivo de projecto da presente secção é o de preservar a integridade da laje de betão durante o sismo, enquanto ocorre a plastificação na parte inferior da secção de aço e/ou dos varões de armadura da laje.

(2)P Caso não se pretenda aproveitar o efeito favorável da natureza mista da secção da viga para a dissipação de energia, deve aplicar-se o disposto em 7.7.5.

(3) As vigas destinadas a comportarem-se como elementos mistos nas zonas dissipativas da estrutura sismo-resistente poderão ser projectadas com uma ligação de corte total ou parcial de acordo com a EN 1994-1-1:2004. O grau mínimo de conexão  $\eta$  tal como definido na EN 1994-1-1:2004, 6.6.1.2, não deverá ser inferior a 0,8 e a resistência total dos conectores em qualquer zona de momentos negativos não deverá ser inferior à resistência plástica das armaduras.

(4) O valor de cálculo da resistência dos conectores nas zonas dissipativas obtém-se a partir do valor de cálculo da resistência indicado na EN 1994-1-1:2004, multiplicado por um coeficiente de redução de 0,75.

(5) Uma ligação de corte total é necessária quando são utilizados conectores não dúcteis.

(6) Quando se utilizam chapas perfiladas com nervuras transversais em relação às vigas de apoio, o factor de redução  $k_t$  do valor de cálculo da resistência ao corte dos conectores, indicado na EN 1994-1-1, deverá ser ainda mais reduzido multiplicando-o pelo coeficiente de eficácia de forma das nervuras  $k_f$  apresentado na Figura 7.4.

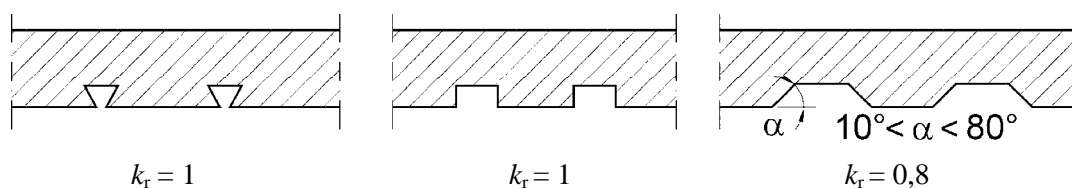


Figura 7.4 – Valores do coeficiente de eficácia de forma das nervuras

(7) Para obter ductilidade nas rótulas plásticas, a relação  $x/d$  da distância  $x$  entre a fibra comprimida superior de betão e o eixo neutro plástico e da altura  $d$  da secção mista, deverá obedecer à seguinte expressão:

$$x/d < \epsilon_{cu2} / (\epsilon_{cu2} + \epsilon_a) \quad (7.4)$$

em que:

$\epsilon_{cu2}$  extensão de compressão última do betão (ver a EN 1992-1-1:2004);

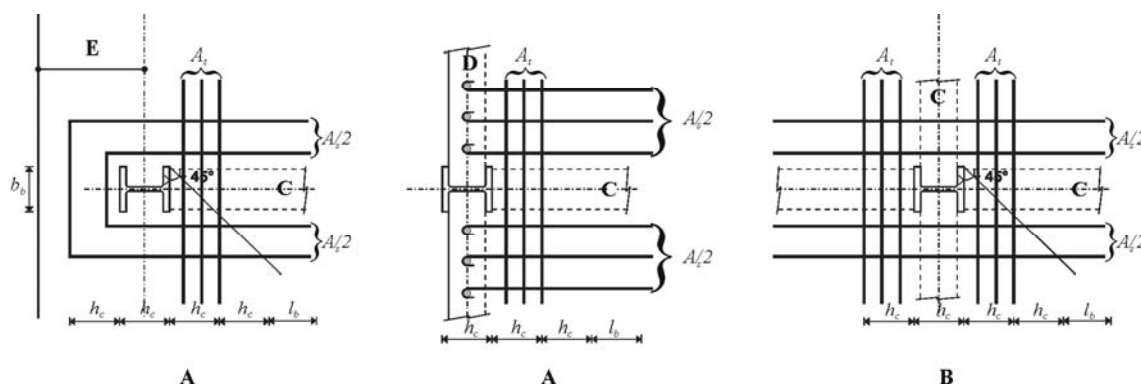
$\epsilon_a$  extensão total do aço no estado limite último.

(8) Considera-se satisfeita a regra indicada em (7) da presente secção quando a relação  $x/d$  de uma secção é inferior aos limites apresentados no Quadro 7.4.

Quadro 7.4 – Valores limites de  $x/d$  para ductilidade de vigas com laje

Classe de ductilidade	$q$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Limite superior de $x/d$
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) Nas zonas dissipativas das vigas deverão existir, na zona de ligação da viga e da coluna, armaduras dúcteis específicas de laje, designadas “varões sísmicos” (ver a Figura 7.5). O seu cálculo e os símbolos utilizados na Figura 7.5 são especificados no Anexo C.



**Legenda:**

- A nó exterior
- B nó interior
- C viga de aço
- D viga de aço de fachada
- E faixas de bordo em consola em betão armado

Figura 7.5 – Disposição dos “varões sísmicos”

**7.6.3 Largura efectiva de laje**

(1) A largura efectiva total  $b_{eff}$  do banzo de betão associado a cada alma de aço deverá ser considerada como a soma das larguras efectivas parciais,  $b_{e1}$  e  $b_{e2}$ , da porção de banzo de cada lado do eixo da alma de aço (ver a Figura 7.6). A largura efectiva parcial de cada lado deverá ser considerada com o valor  $b_e$  indicado no Quadro 7.5, mas não deverá ser superior às larguras reais,  $b_1$  e  $b_2$ , definidas em (2) da presente secção.

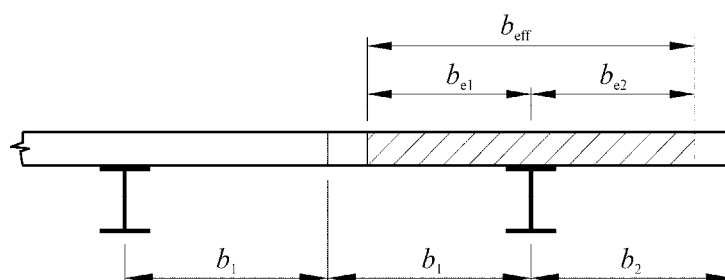
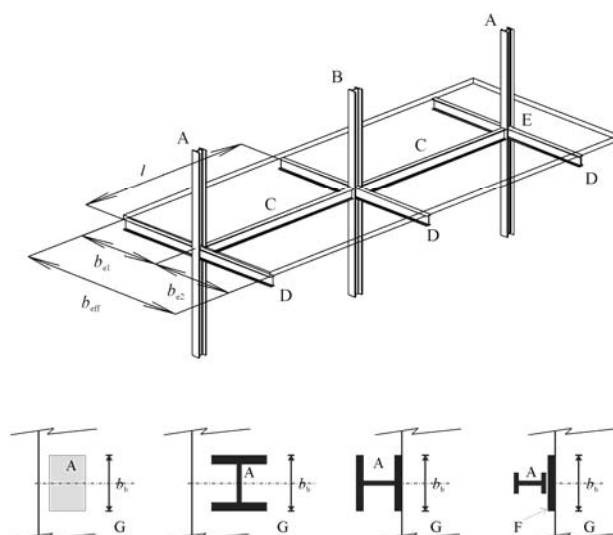


Figura 7.6 – Definição da largura efectiva  $b_e$  e  $b_{eff}$

(2) A largura real  $b$  de cada porção de banzo deverá ser considerada igual a metade da distância da alma à alma adjacente, excepto no caso de um bordo livre, sendo, então, a largura real a distância entre a alma e o bordo livre.

(3) As larguras efectivas parciais  $b_e$  de laje a utilizar na determinação das propriedades elásticas e plásticas das secções mistas em T constituídas por uma secção de aço ligada a uma laje são definidas no Quadro 7.5 e na Figura 7.7. Estes valores são válidos para vigas posicionadas como as vigas C na Figura 7.5 e se o cálculo das armaduras da laje e da ligação da laje às vigas e às colunas de aço estiver de acordo com o Anexo C. No Quadro 7.5, os momentos que induzem compressão na laje são considerados positivos e os que induzem tracção na laje são considerados negativos. Os símbolos  $b_b$ ,  $h_c$ ,  $b_e$ ,  $b_{eff}$  e  $l$  utilizados nos Quadros 7.5 I e 7.5 II são definidos nas Figuras 7.5, 7.6 e 7.7.  $b_b$  é a largura de apoio do betão da laje na coluna na direcção horizontal perpendicular ao eixo da viga para a qual é calculada a largura efectiva; essa largura de apoio inclui, eventualmente, chapas adicionais ou dispositivos permitindo obter uma maior capacidade de apoio.



#### Legenda:

- A coluna exterior
- B coluna interior
- C viga longitudinal
- D viga transversal ou viga de fachada em aço
- E faixa de bordo em consola em betão
- F capacidade de apoio aumentada
- G laje de betão

Figura 7.7 – Definição dos elementos nas estruturas em pórtico

Quadro 7.5 I – Largura efectiva parcial  $b_e$  de laje para a análise elástica da estrutura

$b_e$	Elemento transversal	$b_e$ para I (elástico)
Na coluna interior	Presente ou não	Para $M$ negativo: $0,05 l$
Na coluna exterior	Presente	Para $M$ positivo: $0,0375 l$
Na coluna exterior	Não presente, ou armaduras não amarradas	Para $M$ negativo: 0 Para $M$ positivo: $0,025 l$

Quadro 7.5 II – Largura efectiva parcial  $b_e$  de laje para a avaliação do momento plástico

Sinal do momento flector $M$	Localização	Elemento transversal	$b_e$ para $M_{Rd}$ (plástico)
$M$ negativo	Coluna interior	Varões sísmicos	$0,1 l$
$M$ negativo	Coluna exterior	Todas as situações com armaduras amarradas à viga de fachada ou à faixa de bordo em consola em betão	$0,1 l$
$M$ negativo	Coluna exterior	Todas as situações com armaduras não amarradas à viga de fachada ou à faixa de bordo em consola em betão	$0,0$
$M$ positivo	Coluna interior	Varões sísmicos	$0,075 l$
$M$ positivo	Coluna exterior	Viga transversal de aço com conectores. Laje de betão até à face exterior de uma coluna de secção em H com o eixo de maior resistência orientado como na Figura 7.5 ou estendendo-se mais além (faixa de bordo de betão). Varões sísmicos	$0,075 l$
$M$ positivo	Coluna exterior	Sem viga transversal de aço ou com viga transversal de aço sem conectores. Laje de betão até à face exterior de uma coluna de secção em H com o eixo de maior resistência orientado como na Figura 7.5 ou estendendo-se mais além (faixa de bordo). Varões sísmicos	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$
$M$ positivo	Coluna exterior	Todas as outras situações. Varões sísmicos	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05 l$

#### 7.6.4 Colunas mistas totalmente revestidas

(1) Nas estruturas dissipativas existem zonas críticas nas duas extremidades de todos os comprimentos livres das colunas nas estruturas em pórtico, e na parte das colunas adjacentes aos ligadores, nas estruturas em pórtico com contraventamentos excêntricos. Os comprimentos  $l_{cr}$  dessas zonas críticas (em metros) são apresentados pela expressão (5.14) para a classe de ductilidade M, ou pela expressão (5.30) para a classe de ductilidade H, representando  $h_c$  nestas expressões a altura da secção mista (em metros).

(2) Para satisfazer os requisitos de rotação plástica e compensar a perda de resistência por destacamento do recobrimento, a seguinte condição deverá ser satisfeita nas zonas críticas acima definidas:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (7.5)$$

na qual as variáveis são as definidas em 5.4.3.2.2(8) e o esforço normal reduzido de cálculo  $\nu_d$  é definido por:

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

em que:

$A_a$  área da secção do perfil de aço;

$A_c$  área de betão;

$A_s$  área da secção transversal das armaduras;

$f_{yd}$  valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

$f_{cd}$  valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

$f_{sd}$  valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras.

(3) O espaçamento,  $s$ , (em milímetros) das armaduras de confinamento nas zonas críticas não deverá ser superior a:

$$s = \min(b_o/2, 260, 9d_{bL}) \text{ para a classe de ductilidade DCM;} \quad (7.7)$$

$$s = \min(b_o/2, 175, 8d_{bL}) \text{ para a classe de ductilidade DCH;} \quad (7.8)$$

ou na parte inferior do primeiro piso, na classe de ductilidade DCH:

$$s = \min(b_o/2, 150, 6d_{bL}) \quad (7.9)$$

em que:

$b_o$  dimensão mínima do núcleo de betão (medida ao eixo das armaduras de confinamento, em milímetros);

$d_{bL}$  diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros).

(4) O diâmetro das armaduras de confinamento,  $d_{bw}$ , (em milímetros) deverá ser pelo menos igual a:

$$d_{bw} = 6 \text{ para a classe de ductilidade DCM;} \quad (7.10)$$

$$d_{bw} = \max(0,35 d_{bL,max} [f_{ydL}/f_{ydw}]^{0,5}, 6) \text{ para a classe de ductilidade DCH;} \quad (7.11)$$

em que:

$d_{bL,max}$  diâmetro máximo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros).

(5) Nas zonas críticas, a distância entre varões longitudinais consecutivos fixos por cotovelos ou ganchos não deverá exceder 250 mm para a classe de ductilidade DCM nem 200 mm para a classe de ductilidade DCH.

(6) Nos dois primeiros pisos de um edifício, deverão colocar-se armaduras de confinamento, de acordo com o disposto em (3), (4) e (5), fora das zonas críticas numa extensão adicional igual a metade do comprimento dessas zonas.

(7) Nas colunas mistas dissipativas, a resistência ao esforço transversal deverá ser determinada considerando apenas a secção de aço.

(8) A relação entre a classe de ductilidade da estrutura e a esbelteza admissível ( $c/t_f$ ) da parte balançada do banzo nas zonas dissipativas é indicada no Quadro 7.3.

(9) As armaduras de confinamento podem retardar a ocorrência da encurvadura local nas zonas dissipativas. Os limites apresentados no Quadro 7.3 para a esbelteza do banzo poderão ser aumentados se as armaduras de confinamento tiverem um espaçamento longitudinal,  $s$ , inferior à parte balançada do banzo:  $s/c < 1,0$ . Para  $s/c < 0,5$ , os limites apresentados no Quadro 7.3 poderão ser aumentados até 50 %. Para valores de  $0,5 < s/c < 1,0$ , é permitida uma interpolação linear.

(10) O diâmetro  $d_{bw}$  das armaduras de confinamento utilizadas para impedir a encurvadura do banzo não deverá ser inferior a:

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

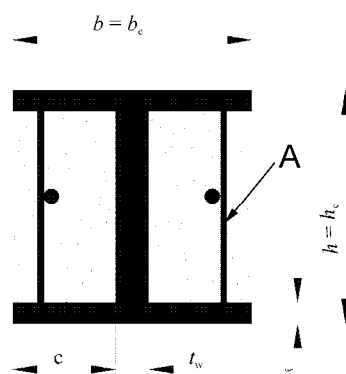
expressão na qual  $b$  e  $t_f$  são, respectivamente, a largura e a espessura do banzo e  $f_{ydf}$  e  $f_{ydw}$  são, respectivamente, os valores de cálculo da tensão de cedência do banzo e da armadura.

### 7.6.5 Elementos parcialmente revestidos

(1) Nas zonas dissipativas em que a energia é dissipada por flexão plástica de uma secção mista, o espaçamento longitudinal da armadura transversal,  $s$ , deverá satisfazer os requisitos de 7.6.4(3) ao longo de um comprimento igual ou superior a  $l_{cr}$  para as zonas dissipativas situadas na extremidade de um elemento e a  $2l_{cr}$  para as zonas dissipativas no elemento.

(2) Nos elementos dissipativos, a resistência ao esforço transversal deverá ser determinada considerando apenas a secção de aço, a não ser que sejam tomadas disposições especiais para mobilizar a resistência ao esforço transversal do revestimento de betão.

(3) A relação entre a classe de ductilidade da estrutura e a esbelteza admissível ( $c/t$ ) da parte balançada do banzo nas zonas dissipativas é indicada no Quadro 7.3.



#### Legenda:

A varões rectos adicionais (ligadores)

Figura 7.8 – Pormenor da armadura transversal, com os varões rectos adicionais (ligadores) soldados aos banzos

(4) Ligadores rectos soldados ao interior dos banzos, como representado na Figura 7.8, adicionais às armaduras requeridas na EN 1994-1-1, podem retardar a ocorrência da encurvadura local nas zonas dissipativas. Neste caso, os limites apresentados no Quadro 7.3 para a esbelteza do banzo poderão ser aumentados se esses varões tiverem um espaçamento longitudinal,  $s_1$ , inferior à parte balançada do banzo:  $s_1/c < 1,0$ . Para  $s_1/c < 0,5$ , os limites apresentados no Quadro 7.3 poderão ser aumentados até 50 %. Para valores de  $0,5 < s_1/c < 1,0$ , é permitida uma interpolação linear.

Os ligadores rectos adicionais deverão também obedecer aos requisitos de (5) e (6) da presente secção.

(5) O diâmetro,  $d_{bw}$ , dos ligadores rectos adicionais referidos em (4) da presente secção deverá ser, pelo menos, de 6 mm. Quando se utilizam ligadores transversais para retardar a ocorrência da encurvadura local do banzo, como descrito em (4),  $d_{bw}$  não deverá ser inferior ao valor fornecido pela expressão (7.12).

(6) Os ligadores rectos adicionais referidos em (4) deverão ser soldados aos banzos em ambas as extremidades, e a resistência das soldaduras não deverá ser inferior à tensão de cedência à tracção dos



ligadores rectos. Nestes ligadores deverá assegurar-se um recobrimento livre de betão pelo menos igual a 20 mm, mas não superior a 40 mm.

(7) O projecto de elementos mistos parcialmente revestidos poderá considerar unicamente a resistência da secção de aço ou as resistências combinadas da secção de aço e do revestimento de betão.

(8) O projecto de elementos parcialmente revestidos nos quais se considera que unicamente a secção de aço contribui para a resistência dos elementos, poderá ser efectuado de acordo com o disposto na secção 6, mas deverão ser aplicadas as disposições de cálculo pela capacidade real de 7.5.2(4) e (5) e de 7.5.3(3).

#### **7.6.6 Colunas mistas com enchimento**

(1) A relação entre a classe de ductilidade da estrutura e a esbelteza admissível  $d/t$  ou  $h/t$  é apresentada no Quadro 7.3.

(2) A resistência ao esforço transversal de colunas dissipativas deverá ser determinada com base na secção de aço ou com base na secção de betão armado, considerando a secção tubular de aço apenas como armadura de esforço transversal.

(3) Nos elementos não dissipativos, a resistência ao esforço transversal da coluna deverá ser determinada de acordo com a EN 1994-1-1.

### **7.7 Regras de cálculo e construtivas para pórticos simples**

#### **7.7.1 Critérios específicos**

(1)P Aplica-se 6.6.1(1)P.

(2)P As vigas mistas devem ser dimensionadas de modo a garantir a sua ductilidade e a preservar a integridade do betão.

(3) Em função da localização das zonas dissipativas, aplica-se 7.5.2(4) ou 7.5.2(5).

(4) A configuração requerida para a formação de rótulas deverá ser obtida cumprindo as regras apresentadas em 4.4.2.3, 7.7.3, 7.7.4 e 7.7.5.

#### **7.7.2 Análise**

(1)P A análise da estrutura deve ser efectuada considerando as propriedades das secções definidas em 7.4.

(2) Nas vigas, deverão considerar-se duas rigidezes à flexão diferentes:  $EI_1$  para a parte do vão sujeita a momentos positivos (secção não fendilhada) e  $EI_2$  para a parte do vão sujeita a momentos negativos (secção fendilhada).

(3) Em alternativa, a análise poderá ser efectuada considerando para toda a viga um momento de inércia equivalente  $I_{eq}$ , constante em todo o vão:

$$I_{eq} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2 \quad (7.13)$$

(4) Para colunas mistas, a rigidez à flexão é fornecida por:

$$(EI)_c = 0,9( EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s ) \quad (7.14)$$

em que:

$E$  e  $E_{cm}$  módulos de elasticidade do aço e do betão, respectivamente;

$r$  coeficiente de redução função do tipo de secção transversal da coluna;

$I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$  momentos de inércia da secção de aço, da secção de betão e das armaduras, respectivamente.

*NOTA:* O valor a atribuir a  $r$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional. O valor recomendado é  $r = 0,5$ .

### **7.7.3 Regras para vigas e colunas**

(1)P O projecto de vigas mistas em T deve obedecer a 7.6.2. As vigas parcialmente envolvidas devem obedecer a 7.6.5.

(2)P Deve efectuar-se a verificação das vigas em relação à encurvadura por flexão e por torção de acordo com o disposto na EN 1994-1-1, admitindo a formação de um momento plástico negativo numa das extremidades da viga.

(3) Aplica-se 6.6.2(2).

(4) As vigas treliçadas mistas não deverão ser utilizadas como vigas dissipativas.

(5)P Aplica-se 6.6.3(1)P.

(6) Nas colunas em que há formação de rótulas plásticas como indicado em 7.7.1(1), a verificação deverá considerar que nessas rótulas plásticas se atinge  $M_{pl,Rd}$ .

(7) Deverá verificar-se a condição seguinte em todas as colunas mistas:

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

(8) As verificações de resistência das colunas deverão ser efectuadas de acordo com a EN 1994-1-1:2004, 4.8.

(9) O esforço transversal da coluna  $V_{Ed}$  (obtido da análise) deverá ser limitado de acordo com a expressão (6.4).

### **7.7.4 Ligações viga-coluna**

(1) Aplica-se 6.6.4.

### **7.7.5 Condição para ignorar a natureza mista das vigas com laje**

(1)P A resistência plástica de uma secção de viga mista com laje (limite inferior ou superior da resistência plástica das zonas dissipativas) poderá ser calculada considerando apenas a secção de aço (projecto de acordo com o princípio c) definido em 7.1.2) se a laje estiver totalmente desligada da estrutura de aço numa zona circular de diâmetro  $2b_{eff}$  em torno de uma coluna, sendo  $b_{eff}$  a maior das larguras efectivas das vigas ligadas a essa coluna.

(2) Para efeitos de (1)P, "totalmente desligada" significa que não há nenhum contacto entre a laje e qualquer face vertical de um elemento de aço (por exemplo, colunas, conectores de corte, chapas de ligação, alma nervurada, chapa de aço pregada ao banzo de uma secção de aço).

(3) Nas vigas parcialmente revestidas, deverá considerar-se a contribuição do betão entre os banzos da secção de aço.

## **7.8 Regras de projecto e construtivas para pórticos mistos com contraventamento centrado**

### **7.8.1 Critérios específicos**

(1)P Aplica-se 6.7.1(1)P.

(2)P As colunas e as vigas devem ser de aço ou mistas.

(3)P Os elementos de contraventamento devem ser de aço.

(4) Aplica-se 6.7.1(2)P.

### **7.8.2 Análise**

(1) Aplica-se 6.7.2.

### **7.8.3 Elementos diagonais**

(1) Aplica-se 6.7.3.

### **7.8.4 Vigas e colunas**

(1) Aplica-se 6.7.4.

## **7.9 Regras de projecto e construtivas para pórticos mistos com contraventamento excêntrico**

### **7.9.1 Critérios específicos**

(1)P Os pórticos mistos com contraventamento excêntrico devem ser projectados de forma a que a dissipação de energia ocorra essencialmente por plastificação dos ligadores, por flexão ou por corte. Todos os outros elementos devem manter-se elásticos e deve ser evitada a rotura das ligações.

(2)P As colunas, as vigas e os elementos de contraventamento devem ser de aço ou mistos.

(3)P Os elementos de contraventamento, as colunas e as partes de vigas situadas fora da zona dos ligadores devem ser projectados para permanecerem elásticos sob a acção das forças máximas que podem ser geradas pelos ligadores no estado de plastificação total e com endurecimento cíclico.

(4)P Aplica-se 6.8.1(2)P.

### **7.9.2 Análise**

(1)P A análise da estrutura baseia-se nas propriedades das secções definidas em 7.4.2.

(2) Nas vigas, consideram-se duas rigidezes à flexão diferentes:  $EI_1$  para a parte do vão sujeita a momentos positivos (secção não fendilhada) e  $EI_2$  para a parte do vão sujeita a momentos negativos (secção fendilhada).

### **7.9.3 Ligadores**

(1)P Os ligadores devem ser constituídos por perfis de aço, eventualmente associados a lajes. Poderão não ser revestidos.

(2) Aplicam-se as regras relativas a ligadores sísmicos e aos seus reforços apresentadas em 6.8.2. Os ligadores deverão ser de comprimento reduzido ou médio, com um comprimento máximo  $e$ :

– nas estruturas em que se formem duas rótulas plásticas nas extremidades do ligador:

$$e = 2M_{p,link} / V_{p,link} \quad (7.16)$$

– nas estruturas em que se forme uma rótula plástica numa das extremidades do ligador:

$$e < M_{p,link} / V_{p,link} \quad (7.17)$$

As definições de  $M_{p,link}$  e  $V_{p,link}$  são apresentadas em 6.8.2(3). Para  $M_{p,link}$ , apenas as componentes de aço da secção do ligador são consideradas na avaliação, sendo ignorada a laje de betão.

(3) Quando o ligador sísmico é fixo a um pilar de betão armado ou a uma coluna revestida, deverão ser colocadas chapas laterais de apoio em ambos os lados do ligador, à face do pilar e na secção extrema do ligador. Essas chapas de apoio deverão satisfazer o disposto em 7.5.4.

(4) O projecto das ligações viga-coluna adjacentes a ligadores dissipativos deverá satisfazer o disposto em 7.5.4.

(5) As ligações deverão satisfazer os requisitos das ligações de pórticos de aço com contraventamento excêntrico, apresentadas em 6.8.4.

#### **7.9.4 Elementos não contendo ligadores sísmicos**

(1) Os elementos que não contêm ligadores sísmicos deverão respeitar as regras apresentadas em 6.8.3, tendo em conta a resistência combinada do aço e do betão no caso de elementos mistos e as regras relativas aos elementos apresentadas em 7.6 e na EN 1994-1-1:2004.

(2) No caso em que um ligador é adjacente a uma coluna mista totalmente revestida, deverá colocar-se, acima e abaixo da sua ligação, uma armadura transversal que satisfaça os requisitos de 7.6.4.

(3) No caso de um elemento de contraventamento misto traccionado, apenas a secção de aço deverá ser considerada na avaliação da resistência do elemento de contraventamento.

### **7.10 Regras de projecto e construtivas para sistemas estruturais constituídos por paredes de contraventamento de betão armado associadas a elementos de aço**

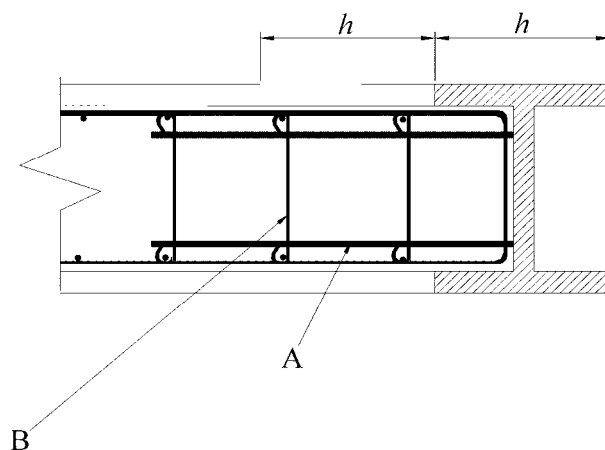
#### **7.10.1 Critérios específicos**

(1)P O disposto na presente secção aplica-se aos sistemas estruturais mistos pertencentes a um dos três tipos definidos em 7.3.1e).

(2)P Os sistemas estruturais dos tipos 1 e 2 devem ser projectados para se comportarem como paredes de contraventamento e para dissiparem energia nos perfis de aço verticais e nas armaduras verticais. Os elementos de enchimento devem ser ligados aos elementos de bordo para impedir a sua separação.

(3)P Nos sistemas estruturais do tipo 1, os esforços transversos devem ser equilibrados, ao nível dos pisos, por corte horizontal na parede e na interface entre a parede e as vigas.

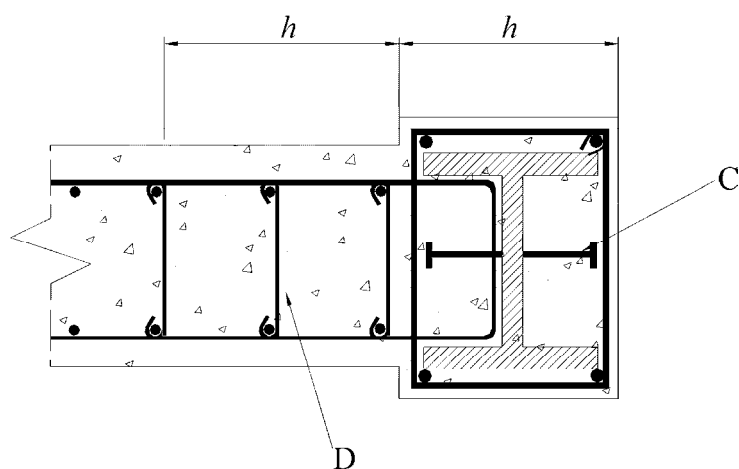
(4)P Os sistemas estruturais do tipo 3 devem ser projectados para dissipar energia nas paredes de contraventamento e nas vigas de acoplamento.



**Legenda:**

- A varões soldados à coluna
- B armadura transversal

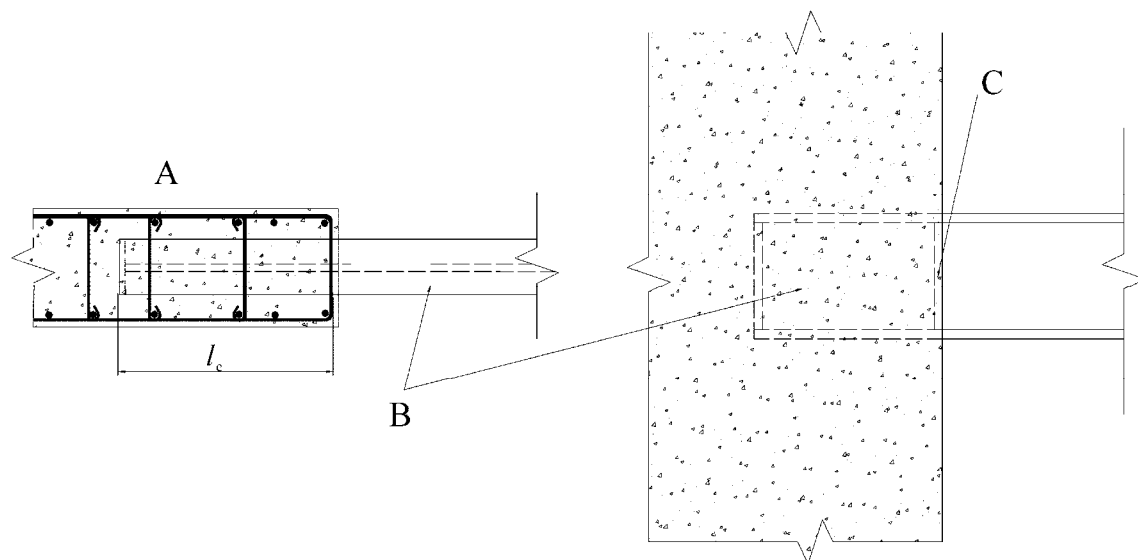
Figura 7.9a – Disposições construtivas de elementos de bordo mistos parcialmente revestidos (pormenorização das armaduras transversais para a classe de ductilidade DCH)



**Legenda:**

- C conectores
- D gancho

Figura 7.9b – Disposições construtivas de elementos de bordo mistos totalmente revestidos (pormenorização das armaduras transversais para a classe de ductilidade DCH)



**Legenda:**

- A armadura adicional na parede no encastramento da viga de aço
- B viga de acoplamento de aço
- C chapa lateral de apoio

Figura 7.10 – Pormenores de uma viga de acoplamento encastrada numa parede  
(pormenorização para a classe de ductilidade DCH)

**7.10.2 Análise**

- (1)P A análise da estrutura deve basear-se nas propriedades das secções definidas na secção 5 para as paredes de betão e em 7.4.2 para as vigas mistas.
- (2)P Nos sistemas estruturais do tipo 1 ou do tipo 2, quando os perfis verticais de aço, total ou parcialmente revestidos, actuam como elementos de bordo de painéis de betão armado, a análise deve ser efectuada admitindo que os esforços sísmicos nestes elementos verticais de bordo são unicamente esforços normais.
- (3) Estes esforços normais deverão ser determinados admitindo que os esforços transversos são equilibrados pela parede de betão armado e que a totalidade das forças gravíticas e de derrubamento são equilibradas pela parede de contraventamento em acção conjunta com os elementos verticais de extremidade.
- (4) Nos sistemas estruturais do tipo 3, se forem utilizadas vigas de acoplamento mistas, aplica-se o disposto em 7.7.2(2) e (3).

**7.10.3 Regras construtivas para paredes mistas da classe de ductilidade DCM**

- (1)P Os painéis de enchimento de betão armado no tipo 1 e as paredes de betão armado nos tipos 2 e 3 devem satisfazer os requisitos da secção 5 para paredes dúcteis da classe de ductilidade DCM.
- (2)P Os perfis de aço parcialmente revestidos com betão, utilizados como elementos de bordo de painéis de betão armado, devem ser da classe de secção transversal relacionada com o coeficiente de comportamento da estrutura, como indicado no Quadro 7.3.
- (3)P Os perfis de aço totalmente revestidos utilizados como elementos de bordo de painéis de betão armado devem ser projectados de acordo com 7.6.4.
- (4)P Os perfis de aço parcialmente revestidos utilizados como elementos de bordo de painéis de betão armado devem ser projectados de acordo com 7.6.5.

(5) Deverão colocar-se pernos com cabeça ou armaduras de ligação (soldadas, amarradas através de furos nos elementos de aço ou amarradas em torno do elemento de aço) para transferir os esforços transversos verticais e horizontais entre o perfil de aço dos elementos de bordo e o betão armado.

#### **7.10.4 Regras construtivas para vigas de acoplamento da classe de ductilidade DCM**

(1)P As vigas de acoplamento devem ter um comprimento de encastramento na parede de betão armado suficiente para resistir à combinação mais desfavorável dos momentos e dos esforços transversos gerados pela resistência à flexão e ao esforço transversal da viga de acoplamento. Deve considerar-se que o comprimento de encastramento  $l_e$  tem início no interior da primeira camada das armaduras de confinamento no elemento de extremidade da parede (ver a Figura 7.10). O comprimento de encastramento  $l_e$  não deve ser inferior a 1,5 vezes a altura da viga de acoplamento.

(2)P O projecto das ligações viga-parede deve satisfazer o disposto em 7.5.4.

(3) As armaduras verticais da parede, definidas em 7.5.4(9) e (10), com uma resistência normal de cálculo igual à resistência ao esforço transversal da viga de acoplamento, deverão ser dispostas ao longo do comprimento de encastramento da viga com dois terços da secção de aço na primeira metade do comprimento de encastramento. Estas armaduras da parede deverão prolongar-se, pelo menos, numa extensão de um comprimento de amarração, acima e abaixo dos banzos da viga de acoplamento. Como parte da armadura vertical necessária, poderão considerar-se armaduras verticais adoptadas para outros fins como, por exemplo, para os elementos de extremidade verticais. As armaduras transversais deverão obedecer ao disposto em 7.6.

#### **7.10.5 Regras construtivas adicionais para a classe de ductilidade DCH**

(1)P Para o confinamento dos elementos de extremidade mistos, total ou parcialmente revestidos, devem adoptar-se armaduras transversais. As armaduras devem prolongar-se no interior das paredes de betão numa extensão de  $2h$ , em que  $h$  é a dimensão em planta do elemento de extremidade da parede (ver a Figura 7.9a) e b)).

(2)P Os requisitos relativos aos ligadores nos pórticos com contraventamento excêntrico aplicam-se às vigas de acoplamento.

### **7.11 Regras de projecto e construtivas para paredes de contraventamento mistas com chapa de aço**

#### **7.11.1 Critérios específicos**

(1)P As paredes de contraventamento mistas com chapa de aço devem ser projectadas para plastificar por corte da chapa de aço.

(2) A chapa de aço deve ser rigidificada por meio de um revestimento de betão numa ou nas duas faces e com ligação ao revestimento de betão armado de forma a impedir a encurvadura da chapa de aço.

#### **7.11.2 Análise**

(1) A análise da estrutura deverá basear-se nas propriedades dos materiais e das secções definidas em 7.4.2 e 7.6.

#### **7.11.3 Regras construtivas**

(1)P Deve verificar-se que:

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad (7.18)$$

sendo a resistência ao esforço transversal obtida por:

$$V_{Rd} = A_{pl} \times f_{yd} / \sqrt{3} \quad (7.19)$$

em que:

$f_{yd}$  valor de cálculo da tensão de cedência da chapa;

$A_{pl}$  área da secção horizontal da chapa.

(2)P As ligações entre a chapa e os elementos de bordo (colunas e vigas), assim como as ligações entre a chapa e o revestimento de betão, devem ser dimensionadas de forma a permitir o desenvolvimento total da tensão de cedência da chapa.

(3)P A chapa de aço deve ser ligada de forma contínua em todos os bordos a uma estrutura de aço de confinamento e a elementos de bordo por meio de soldaduras e/ou parafusos de forma a desenvolver a tensão de cedência da chapa em corte.

(4)P Os elementos de bordo devem ser dimensionados de modo a satisfazer os requisitos de 7.10.

(5) A espessura de betão não deverá ser inferior a 200 mm quando este é colocado unicamente num lado e a 100 mm de cada lado quando é colocado nos dois lados.

(6) A percentagem de armadura mínima em cada uma das duas direcções não deve ser inferior a 0,25 %.

(7) As aberturas na chapa de aço devem ser rigidificadas de acordo com os requisitos resultantes da análise.

## **7.12 Controlo do projecto e da construção**

(1) Para o controlo do projecto e da construção aplica-se 6.11.

# **8 Regras específicas para edifícios de madeira**

## **8.1 Generalidades**

### **8.1.1 Objectivo e campo de aplicação**

(1)P Para o projecto de edifícios de madeira aplica-se o disposto na EN 1995. As regras seguintes são adicionais às aí indicadas.

### **8.1.2 Definições**

(1)P Nesta secção 8 utiliza-se a seguinte terminologia:

#### **ductilidade estática**

Relação entre a deformação última e a deformação no limite do comportamento elástico avaliada em ensaios cíclicos quase-estáticos (ver 8.3(3)P).

#### **ligações semi-rígidas**

Ligações com flexibilidade significativa cuja influência terá de ser considerada na análise estrutural de acordo com o disposto na EN 1995 (por exemplo, ligações com ligadores do tipo "cavilha").

#### **ligações rígidas**

Ligações com flexibilidade desprezável de acordo com a EN 1995 (por exemplo, ligações coladas de madeira maciça).



### **ligações com ligadores do tipo cavilha**

Ligações com ligadores metálicos do tipo cavilha (pregos, agramos, parafusos de enroscar, cavilhas, parafusos de porca, etc.) solicitadas perpendicularmente ao seu eixo.

### **ligações tradicionais com entalhes (*carpenter joints*)**

Ligações em que as forças são transferidas por intermédio de áreas de contacto e sem ligadores metálicos (por exemplo, entalhe, respiga, meia-madeira).

## **8.1.3 Princípios de projecto**

(1)P Os edifícios de madeira com estrutura resistente aos sismos devem ser projectados de acordo com um dos seguintes princípios:

- a) comportamento estrutural dissipativo;
- b) comportamento estrutural de baixa dissipação.

(2) No princípio a), considera-se a capacidade de partes da estrutura (zonas dissipativas) de resistir às acções sísmicas em regime não elástico. Quando se utiliza o espectro de cálculo definido em 3.2.2.5, poderá considerar-se o coeficiente de comportamento  $q$  com um valor superior a 1,5. O valor de  $q$  depende da classe de ductilidade (ver 8.3).

(3)P As estruturas projectadas de acordo com o princípio a) devem pertencer às classes de ductilidade estrutural DCM ou DCH. Uma estrutura pertencente a uma dada classe de ductilidade deve satisfazer requisitos específicos relativos a um ou mais dos seguintes aspectos: tipo estrutural, tipo e capacidade de rotação dúctil das ligações.

(4)P As zonas dissipativas devem estar localizadas nas ligações, enquanto que os elementos de madeira devem ser considerados como tendo um comportamento elástico.

(5) As propriedades das zonas dissipativas deverão ser determinadas por ensaios realizados em ligações isoladas, em estruturas completas ou em partes de estrutura, de acordo com o disposto na EN 12512.

(6) No princípio b), os esforços são calculados com base numa análise global elástica, sem ter em conta o comportamento não linear dos materiais. Quando se utiliza o espectro de cálculo definido em 3.2.2.5, não se deverá considerar o coeficiente de comportamento  $q$  com um valor superior a 1,5. A resistência dos elementos e das ligações deverá ser calculada de acordo com a EN 1995-1-1:2004 sem requisitos adicionais. Este princípio corresponde à classe de ductilidade DCL (baixa) e é adequado unicamente para certos tipos estruturais (ver o Quadro 8.1).

## **8.2 Materiais e propriedades das zonas dissipativas**

(1)P Aplicam-se as disposições pertinentes da EN 1995. Relativamente às propriedades dos elementos de aço aplica-se o disposto na EN 1993.

(2)P Quando se utiliza o princípio do comportamento estrutural dissipativo aplicam-se as seguintes disposições:

- a) nas ligações consideradas como zonas dissipativas só poderão ser utilizados materiais e ligadores que assegurem um comportamento apropriado à fadiga oligocíclica (*low cycle fatigue*);
- b) as ligações coladas devem considerar-se como zonas não dissipativas;
- c) as ligações tradicionais com entalhes só poderão ser usadas se proporcionarem uma capacidade de dissipação de energia suficiente, sem riscos de rotura frágil por corte ou por tracção perpendicular ao fio. A sua utilização deve ser subordinada a resultados de ensaios adequados.

(3) Considera-se satisfeito (2)P a) da presente secção se se cumprir 8.3(3)P.

(4) Para os revestimentos de paredes de contraventamento e de diafragmas, considera-se satisfeito (2)P a) se se cumprirem as seguintes condições:

- a) as placas de aglomerado de partículas têm uma massa volúmica de, pelo menos,  $650 \text{ kg/m}^3$ ;
- b) as placas de contraplacado têm uma espessura de, pelo menos, 9 mm;
- c) as placas de aglomerado de partículas e de aglomerado de fibras têm uma espessura de, pelo menos, 13 mm.

(5)P O aço dos ligadores deve obedecer às seguintes condições:

- a) todos os elementos de ligação de aço devem cumprir os requisitos relevantes da EN 1993;
- b) as propriedades de ductilidade das ligações nas asnas e entre o revestimento e a estrutura de madeira, para as estruturas de classe de ductilidade DCM ou DCH (ver (8.3)), devem ser ensaiadas para verificação da conformidade com o disposto em 8.3(3)P através de ensaios cíclicos da associação apropriada entre as partes ligadas e os ligadores.

### 8.3 Classes de ductilidade e coeficientes de comportamento

(1)P Em função do seu comportamento dúctil e da sua capacidade de dissipação de energia sob acções sísmicas, os edifícios de madeira devem ser classificados numa das três classes de ductilidade DCL, DCM ou DCH indicadas no Quadro 8.1, no qual são também apresentados os correspondentes valores limites superiores dos coeficientes de comportamento.

**NOTA:** As limitações geográficas na utilização das classes de ductilidade DCM e DCH poderão ser apresentadas no Anexo Nacional.

Quadro 8.1 – Princípio de projecto, tipos estruturais e valores limites superiores dos coeficientes de comportamento para as três classes de ductilidade

Princípio de projecto e classe de ductilidade	$q$	Exemplos de estruturas
Baixa capacidade de dissipação de energia – DCL	1,5	Consolas; vigas; arcos com duas ou três ligações rotuladas; asnas com ligações por ligadores em anel, em placa circular ou em placa denteada
Média capacidade de dissipação de energia – DCM	2	Painéis de parede colados com diafragmas colados, ligados por pregos e parafusos de porca; asnas com ligações com parafusos de porca e com cavilhas; estruturas mistas constituídas por uma estrutura de madeira (resistente às forças horizontais) e por um enchimento não resistente
	2,5	Pórticos hiperestáticos com ligações com parafusos de porca e com cavilhas (ver 8.1.3(3)P)
Alta capacidade de dissipação de energia – DCH	3	Painéis de parede pregados com diafragmas colados, ligados por pregos e parafusos de porca; asnas com ligações pregadas
	4	Pórticos hiperestáticos com ligações com parafusos de porca e com cavilhas (ver 8.1.3(3)P)
	5	Painéis de parede pregados com diafragmas pregados, ligados por pregos e parafusos de porca

(2) Se o edifício não for regular em altura (ver 4.2.3.3), os valores de  $q$  indicados no Quadro 8.1 deverão ser reduzidos de 20 %, sem terem que ser considerados inferiores a  $q = 1,5$  (ver 4.2.3.1(7) e o Quadro 4.1).

(3)P Para que os valores apresentados para o coeficiente de comportamento possam ser utilizados, as zonas dissipativas devem ser capazes de se deformarem plasticamente sem que a sua resistência sofra uma redução superior a 20 % durante, pelo menos, três ciclos completos com inversão de sentido, com uma relação de ductilidade estática de 4 para as estruturas da classe de ductilidade DCM e de 6 para as estruturas da classe de ductilidade DCH.

(4) Se as seguintes disposições forem cumpridas, poderão considerar-se satisfeitas as disposições de (3)P da presente secção e de 8.2(2) a) e 8.2(5) b) nas zonas dissipativas de todos os tipos estruturais:

a) nas ligações madeira-madeira e aço-madeira pregadas, aparafusadas e de cavilha, a espessura mínima dos elementos ligados é de  $10d$  e o diâmetro  $d$  do ligador não excede 12 mm;

b) nas paredes de contraventamento e nos diafragmas, o material de revestimento é um derivado de madeira com uma espessura mínima de  $4d$ , em que o diâmetro  $d$  do prego não excede 3,1 mm.

Se os requisitos anteriores não forem satisfeitos, mas for assegurada uma espessura mínima dos elementos de  $8d$  e  $3d$  para o caso a) e para o caso b), respectivamente, deverão utilizar-se valores limites superiores reduzidos para o coeficiente de comportamento  $q$ , indicados no Quadro 8.2.

Quadro 8.2 – Tipos estruturais e limites superiores reduzidos dos coeficientes de comportamento

Tipos estruturais	Coeficiente de comportamento $q$
Pórticos hiperestáticos com ligações com parafusos de porca e com cavilhas	2,5
Painéis de parede pregados com diafragmas pregados	4,0

(5) Para as estruturas com propriedades diferentes e independentes nas duas direcções horizontais, os coeficientes  $q$  a utilizar para o cálculo dos esforços sísmicos em cada direcção principal deverão corresponder às propriedades do sistema estrutural nessa direcção, podendo ser diferentes nas duas direcções.

#### 8.4 Análise estrutural

(1)P O deslizamento nas ligações da estrutura deve ser considerado na análise.

(2)P Deve utilizar-se o valor do módulo de elasticidade  $E_0$  para acções instantâneas (10 % mais elevado do que o de curta duração).

(3) No modelo estrutural poderão considerar-se como rígidos os diafragmas dos pavimentos, sem recurso a verificações adicionais, desde que sejam satisfeitas as duas condições seguintes:

a) são respeitadas as regras construtivas para diafragmas horizontais apresentadas em 8.5.3; e

b) as suas aberturas não afectam de modo significativo a rigidez dos pisos.

## **8.5 Regras construtivas**

### **8.5.1 Generalidades**

(1)P As regras construtivas apresentadas em 8.5.2 e 8.5.3 aplicam-se às partes resistentes aos sismos das estruturas, projectadas de acordo com o princípio de comportamento estrutural dissipativo (classes de ductilidade DCM e DCH).

(2)P As estruturas com zonas dissipativas devem ser projectadas de forma a que estas zonas se situem principalmente nas partes da estrutura onde a plastificação, a encurvadura local ou outros fenómenos devidos ao comportamento histerético não afectem a estabilidade de conjunto da estrutura.

### **8.5.2 Regras construtivas para as ligações**

(1)P Os elementos comprimidos e as suas ligações (por exemplo, ligações tradicionais com entalhes), que possam romper devido a deformações causadas pela inversão de cargas, devem ser concebidos de modo a impedir a sua separação e a garantir que se mantêm na sua posição original.

(2)P Os parafusos de porca e as cavilhas devem ser apertados e as suas furações ajustadas. Em ligações madeira-madeira e aço-madeira não se devem utilizar parafusos e cavilhas de grande dimensão ( $d > 16$  mm), excepto se forem associados a ligadores em anel, em placa circular ou em placa denteada.

(3) Não se deverão utilizar cavilhas, pregos lisos e agrafos sem dispositivos adicionais que se oponham ao seu arrancamento.

(4) No caso da tracção perpendicular ao fio, deverão ser utilizadas disposições adicionais que evitem o fendimento (por exemplo, chapas pregadas de aço ou de contraplacado).

### **8.5.3 Regras construtivas para os diafragmas horizontais**

(1)P Para os diafragmas horizontais sujeitos a acções sísmicas, aplica-se a EN 1995-1-1:2004 com as seguintes alterações:

a) o coeficiente de majoração 1,2 para a resistência dos ligadores localizados nos bordos das placas não deve ser utilizado;

b) quando as placas estão dispostas em quincôncio, o coeficiente de majoração de 1,5 para o espaçamento dos pregos ao longo dos bordos descontínuos das placas não deve ser utilizado;

c) a distribuição dos esforços transversos nos diafragmas deve ser avaliada considerando a posição em planta dos elementos verticais resistentes às forças laterais.

(2)P Todos os bordos das placas de revestimento que não sejam fixos a elementos estruturais devem ser apoiados e ligados a travessas, colocadas entre as vigas de madeira. Devem também colocar-se travessas nos diafragmas horizontais, por cima dos elementos verticais resistentes às forças laterais (por exemplo, paredes).

(3)P Deve ser assegurada a continuidade das vigas, assim como a das vigas que delimitam as áreas em que o diafragma é afectado por aberturas.

(4)P Na ausência de travessas intermédias com a mesma altura da viga, a relação altura-largura ( $h/b$ ) das vigas de madeira deverá ser inferior a 4.

(5)P Se  $a_g S \geq 0,2g$ , o espaçamento dos ligadores nas zonas de descontinuidade deve ser reduzido de 25 %, mas sem que o espaçamento resulte inferior ao mínimo indicado na EN 1995-1-1:2004.

(6)P Quando, para efeitos de análise estrutural, os pavimentos são considerados rígidos no seu plano, não deve haver mudança de direcção do vão das vigas sobre os apoios em que as forças horizontais são transferidas aos elementos verticais (por exemplo, paredes de contraventamento).

## **8.6 Verificações de segurança**

(1)P Os valores da resistência do material madeira devem ser determinados tendo em conta os valores de  $k_{mod}$  para acções instantâneas, de acordo com a EN 1995-1-1:2004.

(2)P Para as verificações no estado limite último das estruturas projectadas de acordo com o princípio de comportamento estrutural de baixa dissipação (classe de ductilidade DCL), aplicam-se os coeficientes parciais das propriedades dos materiais  $\gamma_M$  relativos às combinações de acções fundamentais, indicados na EN 1995-1-1:2004.

(3)P Para as verificações no estado limite último das estruturas projectadas de acordo com o princípio de comportamento estrutural dissipativo (classes de ductilidade DCM ou DCH), aplicam-se os coeficientes parciais das propriedades dos materiais  $\gamma_M$  relativos às combinações de acções acidentais, indicados na EN 1995-1-1:2004.

(4)P Para permitir a plastificação cíclica nas zonas dissipativas, todos os outros elementos e ligações estruturais devem ser projectados com uma sobrerresistência suficiente. Este requisito de sobrerresistência aplica-se em particular a:

- tirantes de amarração e quaisquer ligações a elementos maciços;
- ligações entre diafragmas horizontais e elementos verticais resistentes às cargas laterais.

(5) As ligações tradicionais com entalhes não apresentam riscos de rotura frágil se a verificação da tensão de corte de acordo com a EN 1995 for efectuada com um coeficiente parcial suplementar igual a 1,3.

## **8.7 Controlo do projecto e da construção**

(1)P Aplica-se o disposto na EN 1995.

(2)P Os seguintes elementos estruturais devem ser identificados nos desenhos do projecto e devem ser indicados os requisitos de controlo da sua construção:

- tirantes de amarração e quaisquer ligações a elementos da fundação;
- diagonais traccionadas de aço utilizadas para contraventamento;
- ligações entre diafragmas horizontais e elementos verticais resistentes às cargas laterais;
- ligações entre as placas de revestimento e a estrutura de madeira nos diafragmas horizontais e verticais.

(3)P O controlo específico da construção deve incidir especialmente nas propriedades dos materiais e no rigor da execução.

# **9 Regras específicas para edifícios de alvenaria**

## **9.1 Objectivo e campo de aplicação**

(1)P Esta secção 9 aplica-se ao projecto em zonas sísmicas de edifícios de alvenaria simples, confinada e armada.

(2)P Para o projecto de edifícios de alvenaria aplica-se o disposto na EN 1996. As regras seguintes são adicionais às apresentadas na EN 1996.

## **9.2 Materiais e tipos de assentamento**

### **9.2.1 Tipos de unidades para alvenaria**

(1) As unidades para alvenaria deverão possuir uma robustez suficiente para evitar roturas locais frágeis.

*NOTA:* O Anexo Nacional poderá seleccionar os tipos de unidades para alvenaria da EN 1996-1-1:2005, Quadro 3.1, que satisfazem o disposto em (1).

### **9.2.2 Resistência mínima das unidades para alvenaria**

(1) Excepto nos casos de baixa sismicidade, a resistência à compressão das unidades para alvenaria, determinada de acordo com o disposto na EN 772-1, não deverá ser inferior aos seguintes valores mínimos:

– perpendicularmente às juntas de assentamento:  $f_{b,min}$ ;

– paralelamente às juntas de assentamento no plano da parede:  $f_{bh,min}$ .

*NOTA:* Os valores a atribuir a  $f_{b,min}$  e  $f_{bh,min}$ \*) para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são  $f_{b,min} = 5 \text{ N/mm}^2$  e  $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$ .

### **9.2.3 Argamassa**

(1) É requerida uma resistência mínima,  $f_{m,min}$ , para a argamassa que, em geral, excede o mínimo especificado na EN 1996.

*NOTA:* O valor a atribuir a  $f_{m,min}$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional. O valor recomendado é  $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$  para alvenaria simples ou confinada e  $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$  para alvenaria armada.

### **9.2.4 Assentamento da alvenaria**

(1) Existem três classes alternativas de juntas verticais entre unidades para alvenaria:

a) juntas totalmente preenchidas com argamassa;

b) juntas secas;

c) juntas secas com encaixe mecânico entre unidades.

*NOTA:* O Anexo Nacional poderá especificar quais das três classes acima referidas poderão ser utilizadas num determinado país ou em zonas desse país.

## **9.3 Tipos de construção e coeficientes de comportamento**

(1) Em função do tipo de alvenaria utilizado nos elementos resistentes aos sismos, os edifícios de alvenaria deverão ser classificados num dos seguintes tipos de construção:

a) construções de alvenaria simples;

b) construções de alvenaria confinada;

c) construções de alvenaria armada.

*NOTA 1:* As construções que incluem sistemas de alvenaria que melhoram a ductilidade da estrutura estão igualmente incluídas (ver a Nota 2 do Quadro 9.1).

*NOTA 2:* Esta secção não abrange as construções em pórtico com enchimentos de alvenaria.

(2) Dada a sua baixa resistência à tracção e sua baixa ductilidade, considera-se que a alvenaria simples que obedeça unicamente ao disposto na EN 1996 oferece uma baixa capacidade de dissipação (DCL) e que a sua

---

\*) Deve ler-se  $f_{b,min}$  e  $f_{bh,min}$  (nota nacional).

utilização deverá ser limitada, sendo que a espessura efectiva das paredes,  $t_{ef}$ , não deverá ser inferior a um valor mínimo,  $t_{ef,min}$ .

**NOTA 1:** As condições nas quais a alvenaria simples que obedece unicamente ao disposto na EN 1996 poderá ser utilizada num determinado país poderão ser apresentadas no Anexo Nacional. A sua utilização é recomendada apenas nos casos de baixa sismicidade (ver 3.2.1(4)).

**NOTA 2:** O valor a atribuir a  $t_{ef,min}$  para utilização, num determinado país, de alvenaria simples, de acordo unicamente com o disposto na EN 1996, poderá ser apresentado no Anexo Nacional. Os valores recomendados de  $t_{ef,min}$  são os apresentados na 2ª coluna, 2ª e 3ª linhas do Quadro 9.2.

(3) Pelas razões expostas em (2) da presente secção, uma alvenaria simples conforme ao disposto na presente Norma não poderá ser utilizada se o valor de  $a_{g,urm}$  exceder um determinado limite,  $a_{g,urm}$ .

**NOTA:** O valor a atribuir a  $a_{g,urm}$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional. Esse valor não deverá ser inferior ao correspondente ao valor de fronteira dos casos de baixa sismicidade. O valor a atribuir a  $a_{g,urm}$  deverá ser coerente com os valores adoptados para a resistência mínima das unidades para alvenaria,  $f_{b,min}$ ,  $f_{bh,min}$  e da argamassa,  $f_{m,min}$ . Para os valores recomendados nas Notas de 9.2.2 e 9.2.3, o valor recomendado de  $a_{g,urm}$  é 0,20 g.

(4) Para os tipos a) a c), os domínios dos valores admissíveis do limite superior do coeficiente de comportamento  $q$  são indicados no Quadro 9.1.

Quadro 9.1 – Tipos de construção e limite superior do coeficiente de comportamento

Tipo de construção	Coeficiente de comportamento $q$
Alvenaria simples, conforme unicamente à EN 1996 (unicamente recomendada para os casos de baixa sismicidade)	1,5
Alvenaria simples, conforme a presente Norma	1,5 - 2,5
Alvenaria confinada	2,0 - 3,0
Alvenaria armada	2,5 - 3,0

**NOTA 1:** Os valores limites superiores a atribuir a  $q$  para utilização num determinado país (nos intervalos indicados no Quadro 9.1) poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são os limites inferiores dos intervalos indicados no Quadro 9.1.

**NOTA 2:** Para os edifícios construídos com sistemas de alvenaria que conferem à estrutura uma ductilidade acrescida, poderão utilizar-se valores específicos do coeficiente de comportamento  $q$ , desde que o sistema e os valores de  $q$  a ele associados sejam verificados experimentalmente. Os valores a atribuir a  $q$  para utilização nesses edifícios num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional.

(5) Se o edifício não for regular em altura (ver 4.2.3.3), os valores de  $q$  apresentados no Quadro 9.1 deverão ser reduzidos de 20 %, sem terem que ser considerados inferiores a  $q = 1,5$  (ver 4.2.3.1(7) e o Quadro 4.1).

## 9.4 Análise estrutural

(1)P O modelo estrutural para a análise do edifício deve ser representativo das características de rigidez de todo o sistema.

(2)P A rigidez dos elementos estruturais deve ser avaliada tendo em conta a sua deformabilidade à flexão e ao esforço transversal e, se relevante, a sua deformabilidade axial. Poderá utilizar-se na análise a rigidez elástica não fendilhada ou, de preferência e de forma mais realista, a rigidez fendilhada, a fim de ter em conta a influência da fendilhação nas deformações e de avaliar melhor a rigidez no primeiro ramo do modelo bilinear força-deformação para o elemento estrutural.

(3) Na ausência de uma avaliação precisa das propriedades de rigidez, fundamentada numa análise rigorosa, poderá considerar-se a rigidez fendilhada em flexão e ao esforço transversal como metade da rigidez elástica não fendilhada da secção bruta.

(4) No modelo estrutural, os elementos de verga em alvenaria poderão considerar-se como vigas de acoplamento entre dois elementos de parede, desde que estejam ligados de modo regular às paredes adjacentes e ligados quer às cintas de pavimento quer ao seu lintel inferior.

(5) Se o modelo estrutural tiver em conta as vigas de acoplamento, poderá utilizar-se uma análise em pórtico para determinar os esforços nos elementos verticais e horizontais da estrutura.

(6) A distribuição do esforço transversal na base das várias paredes, obtida pela análise linear descrita na secção 4, poderá ser modificada, desde que:

- a) seja satisfeito o equilíbrio global (isto é, sejam obtidos o mesmo esforço transversal total na base e a mesma posição da força resultante);
- b) o esforço transversal em qualquer parede não é reduzido em mais de 25 % nem aumentado em mais de 33 %; e
- c) sejam tidas em conta as consequências da redistribuição nos diafragmas.

## **9.5 Critérios de projecto e regras de construção**

### **9.5.1 Generalidades**

(1)P Os edifícios de alvenaria devem ser constituídos por pavimentos e paredes, ligados em duas direcções horizontais ortogonais e na direcção vertical.

(2)P A ligação entre os pavimentos e as paredes deve ser realizada por tirantes de aço ou por cintas de betão armado.

(3) Poderá utilizar-se qualquer tipo de pavimento, desde que sejam satisfeitos os requisitos gerais relativos à continuidade e à efectiva função de diafragma.

(4)P Devem prever-se paredes de contraventamento, pelo menos, em duas direcções ortogonais.

(5) As paredes de contraventamento deverão obedecer a certos requisitos geométricos, nomeadamente:

- a) a espessura efectiva das paredes de contraventamento,  $t_{ef}$ , não poderá ser inferior a um valor mínimo,  $t_{ef,min}$ ;
- b) a relação  $h_{ef}/t_{ef}$  entre a altura efectiva da parede (ver a EN 1996-1-1:2005) e a sua espessura efectiva não poderá exceder um valor máximo,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ ; e
- c) a relação entre o comprimento da parede,  $l$ , e a maior altura livre,  $h$ , das aberturas adjacentes à parede, não poderá ser inferior a um valor mínimo,  $(l/h)_{min}$ .

**NOTA:** Os valores a atribuir a  $t_{ef,min}$ ,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$  e  $(l/h)_{min}$ , para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados de  $t_{ef,min}$ ,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$  e  $(l/h)_{min}$  são apresentados no Quadro 9.2.



*Quadro 9.2 – Requisitos geométricos recomendados para as paredes de contraventamento*

<i>Tipo de alvenaria</i>	$t_{ef,min} \text{ (mm)}$	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
<i>Alvenaria simples, com unidades de pedra natural</i>	350	9	0,5
<i>Alvenaria simples, com qualquer outro tipo de unidades</i>	240	12	0,4
<i>Alvenaria simples, com qualquer outro tipo de unidades, nos casos de baixa sismicidade</i>	170	15	0,35
<i>Alvenaria confinada</i>	240	15	0,3
<i>Alvenaria armada</i>	240	15	<i>Sem restrição</i>
<i>Os símbolos utilizados têm o seguinte significado:</i> $t_{ef}$ espessura efectiva da parede (ver a EN 1996-1-1:2005); $h_{ef}$ altura efectiva da parede (ver a EN 1996-1-1:2005); $h$ maior altura livre das aberturas adjacentes à parede; $l$ comprimento da parede.			

(6) As paredes de contraventamento que não cumpram os requisitos geométricos mínimos de (5) da presente secção poderão ser consideradas como elementos sísmicos secundários. Deverão obedecer ao disposto em 9.5.2(1) e (2).

### **9.5.2 Requisitos adicionais para alvenaria simples de acordo com a EN 1998-1**

(1) Cintas de betão ou, em alternativa, tirantes de aço, deverão ser colocados no plano da parede em cada piso e, em todos os casos, com um afastamento vertical não superior a 4 m. Essas cintas ou tirantes deverão formar elementos contínuos de ligação fisicamente interligados entre si.

**NOTA:** É essencial dispor em toda a periferia lintéis ou tirantes contínuos.

(2) As cintas de betão deverão ter uma armadura longitudinal com uma secção transversal não inferior a 200 mm<sup>2</sup>.

### **9.5.3 Requisitos adicionais para alvenaria confinada**

(1)P As cintas e os montantes devem ser ligados entre si e amarrados aos elementos do sistema estrutural principal.

(2)P Para obter uma ligação eficaz entre as cintas e os montantes, e a alvenaria, a betonagem das cintas e dos montantes deve ser efectuada depois da construção da alvenaria.

(3) As dimensões da secção transversal das cintas e dos montantes não poderão ser inferiores a 150 mm. Nas paredes de pano duplo, a largura das cintas e dos montantes deverá assegurar a ligação dos dois panos e o seu efectivo confinamento.

(4) Deverão colocar-se montantes:

- nas extremidades livres de cada elemento de parede da estrutura;
- em cada lado de qualquer abertura na parede com uma área superior a 1,5 m<sup>2</sup>;
- no interior da parede, se necessário, para que o afastamento entre montantes não exceda 5 m;
- nas intersecções das paredes da estrutura, sempre que os montantes impostos pelas regras anteriores distem mais de 1,5 m.

(5) Devem colocar-se cintas no plano da parede, ao nível de cada piso, e em nenhum caso com um afastamento vertical superior a 4 m.

(6) A secção transversal da armadura longitudinal das cintas e montantes não poderá ser inferior a  $300 \text{ mm}^2$ , nem a 1 % da secção transversal do elemento.

(7) Deverão ser colocados estribos com um diâmetro não inferior a 5 mm e um espaçamento não superior a 150 mm, em torno da armadura longitudinal.

(8) O aço das armaduras deverá ser da Classe B ou C de acordo com a EN 1992-1-1:2004, Quadro C.1.

(9) As emendas por sobreposição não poderão ter um comprimento inferior a 60 diâmetros.

#### **9.5.4 Requisitos adicionais para alvenaria armada**

(1) Deverão colocar-se armaduras horizontais nas juntas de assentamento ou em furos apropriados existentes nas unidades, com um afastamento vertical não superior a 600 mm.

(2) As unidades para alvenaria deverão ter furações adequadas ao alojamento das armaduras necessárias em lintéis e parapeitos.

(3) Deverão utilizar-se varões com um diâmetro não inferior a 4 mm dobrados em torno dos varões verticais nas extremidades das paredes,

(4) A percentagem mínima de armadura horizontal nas paredes, referida à área bruta da secção, não deverá ser inferior a 0,05 %.

(5)P Devem evitar-se percentagens elevadas de armadura horizontal que possam conduzir à rotura por compressão das unidades antes da cedência das armaduras.

(6) A percentagem de armadura vertical nas paredes, referida à área da secção bruta horizontal da parede, não deverá ser inferior a 0,08 %.

(7) A armadura vertical deverá ficar localizada em alvéolos, cavidades ou furos existentes nas unidades, para esse efeito.

(8) Deverá colocar-se armadura vertical com uma secção transversal não inferior a  $200 \text{ mm}^2$ :

– em ambos os bordos livres de todos os elementos da parede;

– em todas as intersecções de paredes;

– no interior da parede, se necessário, para que não seja excedido um afastamento entre armaduras de 5 m.

(9) Aplica-se 9.5.3(7), (8) e (9).

(10)P Os parapeitos e lintéis devem ser ligados de modo regular às paredes adjacentes por armaduras horizontais.

#### **9.6 Verificação de segurança**

(1)P A verificação da segurança dos edifícios em relação ao colapso deve ser explicitamente efectuada, excepto no caso de edifícios que satisfaçam as regras relativas aos "edifícios simples de alvenaria" indicadas em 9.7.2.

(2)P Para a verificação da segurança em relação ao colapso, o valor de cálculo da resistência de cada elemento da estrutura deve ser avaliado de acordo com a EN 1996-1-1:2005.

(3) Nas verificações do estado limite último na situação de projecto sísmica, deverão utilizar-se os coeficientes parciais  $\gamma_m$  para as propriedades da alvenaria e  $\gamma_s$  para o aço para betão armado.

**NOTA:** Os valores a atribuir aos coeficientes parciais dos materiais,  $\gamma_m$  e  $\gamma_s$ , para utilização num determinado país na situação de projecto sísmica poderão ser apresentados no Anexo Nacional. O valor recomendado para  $\gamma_m$  é 2/3 do valor especificado no Anexo Nacional da EN 1996-1-1:2005, mas não inferior a 1,5. O valor recomendado para  $\gamma_s$  é 1,0.

## 9.7 Regras para “edifícios simples de alvenaria”

### 9.7.1 Generalidades

- (1) Os edifícios pertencentes às classes de importância I ou II e que obedecem às disposições de 9.2, 9.5 e 9.7.2 poderão ser classificados como “edifícios simples de alvenaria”.
- (2) Para estes edifícios não é obrigatória uma verificação explícita da segurança de acordo com 9.6.

### 9.7.2 Regras

- (1) Em função do produto  $a_g \cdot S$  no local e do tipo de construção, deverá ser limitado o número permitido de pisos acima do terreno,  $n$ , devendo ser dispostas paredes em duas direcções ortogonais com uma área total mínima da secção transversal  $A_{\min}$ , em cada direcção. A área mínima da secção transversal é expressa como uma percentagem mínima,  $p_{A,\min}$ , da área total de pavimento por piso.

**NOTA:** Os valores a atribuir a  $n$  e  $p_{A,\min}$  para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados estão indicados no Quadro 9.3. Estes valores, que dependem também de um coeficiente de correcção  $k$ , baseiam-se numa resistência mínima das unidades para alvenaria de 12 N/mm<sup>2</sup> para a alvenaria simples e de 5 N/mm<sup>2</sup> para a alvenaria confinada e a alvenaria armada, respectivamente. Para os edifícios em que pelo menos 70 % das paredes de contraventamento consideradas têm mais de 2 m de comprimento, o coeficiente  $k$  é obtido por  $k = 1 + (l_{av} - 2)/4 \leq 2$  em que  $l_{av}$  é o comprimento médio, expresso em m, das paredes de contraventamento consideradas. Para os outros casos  $k = 1$ . Independentemente do valor de  $k$ , deverá respeitar-se a limitação de utilização de alvenaria simples especificada em 9.3(3). Outras indicações relativas a resistências diferentes das unidades para alvenaria, a tipos de construção e à utilização de  $k$  poderão ser apresentadas no Anexo Nacional.

Quadro 9.3 – Número permitido recomendado de pisos acima do terreno e área mínima de paredes de contraventamento de “edifícios simples de alvenaria”

Aceleração no 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 construção	Número de pisos ( $n$ )**)	Soma mínima das áreas das secções transversais de paredes de contraventamento horizontal em cada direcção, em percentagem da área total de pavimento por piso ( $p_{A,\min}$ )			
Alvenaria simples	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
Alvenaria 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
Alvenaria 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 “não aceitável”.

\*\*) O espaço da cobertura (sótão) acima dos pisos completos não é incluído no número de pisos.

- (2) A configuração em planta do edifício deverá respeitar as condições seguintes:

- a) a planta deverá ser aproximadamente rectangular;

b) a relação, em planta, entre o comprimento do lado menor e o comprimento do lado maior não deverá ser inferior a um valor mínimo,  $\lambda_{\min}$ ;

*NOTA:* O valor a atribuir a  $\lambda_{\min}$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional. O valor recomendado para  $\lambda_{\min}$  é 0,25.

c) a área das saliências ou reentrâncias, em relação à forma rectangular, não deverá ser superior a uma percentagem  $p_{\max}$  da área total do pavimento acima do nível considerado.

*NOTA:* O valor a atribuir a  $p_{\max}$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional. O valor recomendado é 15 %.

(3) As paredes de contraventamento do edifício deverão respeitar todas as condições seguintes:

a) o edifício deverá conter paredes de contraventamento, dispostas de modo quase simétrico em planta em duas direcções ortogonais;

b) deverão ser dispostas, pelo menos, duas paredes paralelas em cada uma das duas direcções ortogonais, sendo o comprimento de cada parede superior a 30 % do comprimento do edifício na direcção considerada;

c) numa dada direcção, a distância entre as paredes deverá ser superior a 75 % do comprimento do edifício na outra direcção;

d) pelo menos 75 % das cargas verticais deverão ser suportadas pelas paredes de contraventamento;

e) as paredes de contraventamento deverão ser contínuas desde o topo até à base do edifício.

(4) Nas zonas de baixa sismicidade (ver 3.2.1(4)), o comprimento da parede especificado em (3)b da presente secção poderá ser constituído pelo comprimento acumulado, segundo uma direcção, das paredes de contraventamento (ver 9.5.1(5)) entre aberturas. Neste caso, pelo menos uma parede de contraventamento em cada direcção deverá ter um comprimento,  $l$ , não inferior ao correspondente a duas vezes o valor mínimo de  $l/h$  definido em 9.5.1(5)c.

(5) Em cada direcção horizontal ortogonal, as diferenças, entre dois pisos, da massa e da área das secções transversais horizontais das paredes de contraventamento deverão ser limitadas a valores máximos respectivamente de  $\Delta_{m,\max}$  e  $\Delta_{A,\max}$ .

*NOTA:* Os valores a atribuir a  $\Delta_{m,\max}$  e a  $\Delta_{A,\max}$  para utilização num determinado país poderão ser apresentados no Anexo Nacional. Os valores recomendados são  $\Delta_{m,\max} = 20 \%$  e  $\Delta_{A,\max} = 20 \%$ .

(6) Para os edifícios de alvenaria simples, as paredes numa direcção deverão ser ligadas às paredes na direcção ortogonal, com um afastamento máximo de 7 m.

## **10 Isolamento de base**

### **10.1 Objectivo e campo de aplicação**

(1)P Esta secção abrange o projecto de estruturas com isolamento sísmico nas quais o sistema de isolamento, localizado abaixo da massa principal da estrutura, é destinado a reduzir a resposta sísmica do sistema de contraventamento.

(2) A redução da resposta sísmica do sistema de contraventamento poderá ser obtida aumentando o período fundamental da estrutura com isolamento sísmico, modificando a configuração do modo de vibração fundamental e aumentando o amortecimento, ou através de uma combinação destes efeitos. O sistema de isolamento poderá ser constituído por molas e/ou por amortecedores lineares ou não lineares.

(3) Nesta secção são apresentadas regras específicas relativas ao isolamento de base dos edifícios.

(4) Esta secção não abrange os sistemas passivos de dissipação de energia que não estejam dispostos numa única interface, mas que estão distribuídos por vários pisos ou níveis da estrutura.

## **10.2 Definições**

(1)P Os termos seguintes são utilizados nesta secção 10 com os significados seguintes:

### **sistema de isolamento**

Conjunto de elementos utilizados para conferir isolamento sísmico, dispostos acima da interface de isolamento.

*NOTA:* Localizam-se, geralmente, abaixo da massa principal da estrutura.

### **interface de isolamento**

Superfície que separa a subestrutura da superestrutura e onde se localiza o sistema de isolamento.

*NOTA:* A localização da interface de isolamento na base da estrutura é habitual em edifícios, reservatórios e silos. Nas pontes, o sistema de isolamento é, em geral, combinado com os aparelhos de apoio e a interface de isolamento fica situada entre o tabuleiro e os pilares ou os encontros.

### **isoladores**

Elementos que constituem o sistema de isolamento.

Os dispositivos considerados nesta secção 10 consistem em apoios elastoméricos laminados, dispositivos elastoplásticos, amortecedores viscosos ou de atrito, pêndulos e outros dispositivos cujo comportamento obedece ao disposto em 10.1(2). Cada unidade confere uma ou uma combinação das seguintes funções:

- capacidade resistente a cargas verticais combinada com uma flexibilidade lateral acrescida e uma rigidez vertical elevada;
- dissipação de energia, histerética ou viscosa;
- capacidade de recentragem;
- resistência lateral (rigidez elástica suficiente) às cargas laterais de serviço não sísmicas.

### **subestrutura**

Parte da estrutura que se encontra sob a interface de isolamento, incluindo as fundações.

*NOTA:* A flexibilidade lateral da(s) subestrutura(s) é, em geral, desprezável em comparação com a do sistema de isolamento, mas nem sempre é o caso (por exemplo, nas pontes).

### **superestrutura**

Parte da estrutura que está isolada e que se encontra acima da interface de isolamento.

### **isolamento total**

Considera-se que a superestrutura está totalmente isolada se, na situação de projecto sísmica, permanece no domínio elástico. Caso contrário, a superestrutura está parcialmente isolada.

### **centro de rigidez efectivo**

Centro de rigidez calculado na face superior da interface de isolamento, ou seja, incluindo a flexibilidade dos isoladores e da(s) subestrutura(s).

*NOTA:* Em edifícios, reservatórios e estruturas semelhantes, a flexibilidade da subestrutura poderá ser ignorada na determinação deste ponto, que coincide então com o centro de rigidez dos isoladores.

### **valor de cálculo do deslocamento (do sistema de isolamento numa direcção principal)**

Deslocamento horizontal máximo do centro de rigidez efectivo entre o nível superior da subestrutura e o nível inferior da superestrutura, que ocorre sob o efeito da acção sísmica de cálculo.

### **valor de cálculo do deslocamento total (de um isolador numa direcção principal)**

Deslocamento horizontal máximo na posição do isolador, incluindo o devido ao deslocamento de cálculo e o devido à rotação global de torção em torno do eixo vertical.

**rigidez efectiva (do sistema de isolamento numa direcção principal)**

Relação entre o valor da força horizontal total transmitida através da interface de isolamento quando o deslocamento de cálculo ocorre na mesma direcção e o valor absoluto desse deslocamento de cálculo (rigidez secante).

*NOTA:* A rigidez efectiva é em geral obtida através de uma análise dinâmica iterativa.

**período efectivo**

Período fundamental, na direcção considerada, de um sistema com um único grau de liberdade com a massa da superestrutura e uma rigidez igual à rigidez efectiva do sistema de isolamento.

**amortecimento efectivo (do sistema de isolamento numa direcção principal)**

Valor do amortecimento viscoso efectivo correspondente à energia dissipada pelo sistema de isolamento durante a resposta cíclica com o deslocamento de cálculo.

### **10.3 Requisitos fundamentais**

(1)P Devem ser satisfeitos, em função do tipo de estrutura considerada, os requisitos fundamentais indicados em 2.1 e nas Partes aplicáveis deste Eurocódigo 8.

(2)P É requerida uma maior fiabilidade para os dispositivos de isolamento, a qual deve ser obtida aplicando um factor de majoração  $\gamma_x$  aos deslocamentos sísmicos de cada unidade.

*NOTA:* O valor a atribuir a  $\gamma_x$  para utilização num determinado país poderá ser apresentado no Anexo Nacional, em função do tipo de dispositivo de isolamento utilizado. Para os edifícios, o valor recomendado é  $\gamma_x = 1,2$ .

### **10.4 Critérios de conformidade**

(1)P Para cumprimento dos requisitos fundamentais, devem ser verificados os estados limites definidos em 2.2.1(1).

(2)P No estado de limitação de danos, todas as redes vitais que atravessam as juntas em torno da estrutura isolada devem permanecer no domínio elástico.

(3) Nos edifícios, no estado de limitação de danos, o deslocamento relativo entre pisos deverá ser limitado na subestrutura e na superestrutura de acordo com 4.4.3.2.

(4)P No estado limite último, a capacidade última dos dispositivos de isolamento em termos de resistência e de deformabilidade não deve ser excedida, com os coeficientes de segurança aplicáveis (ver 10.10(6)P).

(5) Na presente secção 10 é apenas considerado o isolamento total.

(6) Embora possa ser aceitável, em certos casos, que a subestrutura tenha um comportamento não elástico, considera-se, nesta secção 10 que ela permanece no domínio elástico.

(7) No estado limite último, os dispositivos de isolamento poderão atingir a sua capacidade última, ao passo que a superestrutura e a subestrutura permanecem no domínio elástico. O cálculo pela capacidade real e as disposições construtivas para assegurar a ductilidade não são, portanto, necessários, quer na superestrutura quer na subestrutura.

(8)P No estado limite último, as tubagens de gás e outras redes que apresentem riscos que atravessam as juntas entre a superestrutura e o terreno ou as construções circundantes, devem ser projectadas para absorver com segurança o deslocamento relativo entre a superestrutura isolada e o terreno ou as construções circundantes, tendo em conta o coeficiente  $\gamma_x$  definido em 10.3(2)P.

## **10.5 Disposições gerais de cálculo**

### **10.5.1 Disposições gerais relativas aos dispositivos de isolamento**

- (1)P Para além de outras disposições consideradas necessárias, o espaço entre a superestrutura e a subestrutura deve ser suficiente para permitir a inspecção, a manutenção e a substituição dos dispositivos durante o tempo de vida da estrutura.
- (2) Se necessário, os dispositivos deverão ser protegidos de efeitos potencialmente perigosos, como, por exemplo, o incêndio e ataques químicos ou biológicos.
- (3) Os materiais utilizados no projecto e na construção dos dispositivos deverão obedecer às normas aplicáveis.

### **10.5.2 Controlo de movimentos indesejáveis**

- (1) Para minimizar os efeitos de torção, o centro de rigidez efectivo e o centro de amortecimento do sistema de isolamento deverão estar o mais próximo possível da projecção do centro de massa na interface de isolamento.
- (2) Para minimizar comportamentos diferentes dos dispositivos de isolamento, a tensão de compressão induzida nesses dispositivos pelas acções permanentes deverá ser o mais uniforme possível.
- (3)P Os dispositivos devem ser fixados à superestrutura e à subestrutura.
- (4)P O sistema de isolamento deve ser projectado de tal forma que os choques e os potenciais movimentos de torção sejam controlados por medidas adequadas.
- (5) Considera-se satisfeito o requisito (4)P no que se refere aos choques, se os potenciais efeitos dos choques forem evitados através de dispositivos adequados (por exemplo, amortecedores, dissipadores de energia, etc.).

### **10.5.3 Controlo dos movimentos sísmicos diferenciais do terreno**

- (1) Os elementos estruturais localizados acima e abaixo da interface de isolamento deverão ser suficientemente rígidos tanto na direcção horizontal como vertical, para que sejam minimizados os efeitos dos deslocamentos sísmicos diferenciais do terreno. Tal não se aplica a pontes ou a estruturas elevadas, em que as estacas e os pilares localizados sob a interface de isolamento poderão ser deformáveis.
- (2) Nos edifícios, considera-se satisfeito o disposto em (1) se forem satisfeitas todas as condições indicadas a seguir:
- a) existe um diafragma rígido por cima e por baixo do sistema de isolamento, constituído por uma laje de betão armado ou por uma grelha de vigas de travamento, projectadas tendo em conta todos os modos de encurvadura global e local aplicáveis. Este diafragma rígido não é necessário se as estruturas forem constituídas por estruturas rígidas em caixão;
- b) os dispositivos que constituem o sistema de isolamento estão fixados nas suas extremidades aos diafragmas rígidos acima definidos, quer directamente quer, se não for exequível, por meio de elementos verticais cujo deslocamento horizontal relativo na situação de projecto sísmica deverá ser inferior a 1/20 do deslocamento relativo do sistema de isolamento.

### **10.5.4 Controlo dos deslocamentos em relação ao terreno e às construções circundantes**

- (1)P Entre a superestrutura isolada e o terreno ou as construções circundantes deve existir espaço suficiente de modo a permitir o seu deslocamento em todas as direcções na situação de projecto sísmica.

### **10.5.5 Concepção dos edifícios com isolamento da base**

(1) Os princípios de concepção no projecto de edifícios com isolamento da base deverão basear-se nos indicados na secção 2 e em 4.2, com disposições adicionais indicadas nesta secção 10.

### **10.6 Acção sísmica**

(1)P Deve considerar-se que as duas componentes, horizontal e vertical, da acção sísmica actuam simultaneamente.

(2) Cada componente da acção sísmica está definida em 3.2, em termos do espectro elástico aplicável às condições locais do terreno e ao valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno  $a_g$ .

(3) Nos edifícios da classe de importância IV deverão considerar-se também os espectros específicos do local, incluindo os efeitos de fonte próxima, se o edifício se encontrar a uma distância inferior a 15 km da falha potencialmente activa mais próxima para uma magnitude  $M_s \geq 6,5$ . Esses espectros não deverão ser inferiores aos espectros padrão definidos em (2) da presente secção.

(4) Nos edifícios, as combinações das componentes da acção sísmica são apresentadas em 4.3.3.5.

(5) Se forem necessárias análises temporais, deverão utilizar-se pelo menos três registos de movimentos na base, que deverão obedecer aos requisitos de 3.2.3.1 e 3.2.3.2.

### **10.7 Coeficiente de comportamento**

(1)P Salvo o disposto em 10.10(5), o valor do coeficiente de comportamento deve ser considerado igual a  $q = 1$ .

### **10.8 Propriedades do sistema de isolamento**

(1)P Os valores das propriedades físicas e mecânicas do sistema de isolamento a utilizar na análise devem ser os mais desfavoráveis que se verifiquem durante o tempo de vida da estrutura. Devem reflectir, sempre que for relevante, a influência:

- da velocidade do carregamento;
- do valor da carga vertical simultânea;
- do valor da carga horizontal simultânea na direcção transversal;
- da temperatura;
- da alteração de propriedades ao longo do período de utilização previsto.

(2) As acelerações e as forças de inércia induzidas pelo sismo deverão ser avaliadas considerando o valor máximo da rigidez e o valor mínimo dos coeficientes de amortecimento e de atrito.

(3) Os deslocamentos deverão ser avaliados considerando o valor mínimo da rigidez e dos coeficientes de amortecimento e de atrito.

(4) Nos edifícios das classes de importância I ou II, poderão utilizar-se valores médios das propriedades físicas e mecânicas, desde que os valores extremos (máximo ou mínimo) não difiram mais de 15 % dos valores médios.



## **10.9 Análise estrutural**

### **10.9.1 Generalidades**

(1)P A resposta dinâmica do sistema estrutural deve ser analisada em termos de acelerações, de forças de inércia e de deslocamentos.

(2)P Nos edifícios devem considerar-se os efeitos de torção, incluindo os efeitos da excentricidade accidental definida em 4.3.2.

(3) A modelação do sistema de isolamento deverá traduzir com suficiente precisão a distribuição espacial dos isoladores, para que sejam devidamente considerados a translação nas duas direcções horizontais, os correspondentes efeitos de derrubamento e a rotação em torno do eixo vertical. Deverá traduzir de forma adequada as características dos diferentes tipos de unidades utilizadas no sistema de isolamento.

### **10.9.2 Análise linear equivalente**

(1) Desde que respeite as condições de (5) da presente secção, o sistema de isolamento poderá ser modelado com um comportamento viscoelástico linear equivalente se for constituído por dispositivos tais como apoios de elastómero laminado, ou que apresentem um comportamento histerético bilinear se for constituído por dispositivos de tipo elastoplástico.

(2) Se for utilizado um modelo linear equivalente, deverá utilizar-se a rigidez efectiva de cada isolador (ou seja, o valor secante da rigidez relativa ao deslocamento de cálculo total  $d_{db}$ ), respeitando o disposto em 10.8(1)P. A rigidez efectiva  $K_{eff}$  do sistema de isolamento é a soma das rigidezes efectivas dos isoladores.

(3) Se for utilizado um modelo linear equivalente, a dissipação de energia do sistema de isolamento deverá ser expressa em termos de um amortecimento viscoso equivalente, dito “amortecimento efectivo” ( $\xi_{eff}$ ). A dissipação de energia nos aparelhos de apoio deverá ser expressa a partir da energia dissipada ciclicamente com uma frequência no intervalo das frequências próprias dos modos considerados. Para os modos mais elevados fora desse domínio, o coeficiente de amortecimento modal da estrutura deverá ser o de uma superestrutura de base fixa.

(4) Quando a rigidez efectiva ou o amortecimento efectivo de certos isoladores depende do deslocamento de cálculo  $d_{dc}$ , deverá aplicar-se um processo iterativo, até que a diferença entre o valor admitido e calculado de  $d_{dc}$  não exceda 5 % do valor admitido.

(5) O comportamento do sistema de isolamento poderá ser considerado equivalente a linear se forem satisfeitas todas as condições seguintes:

a) a rigidez efectiva do sistema de isolamento, como definida em (2) da presente secção, não é inferior a 50 % da rigidez efectiva para um deslocamento de  $0,2d_{dc}$ ;

b) o coeficiente de amortecimento efectivo do sistema de isolamento, definido em (3) da presente secção, não é superior a 30 %;

c) a relação força-deslocamento do sistema de isolamento não varia mais de 10 % em função da velocidade do carregamento ou do valor das cargas verticais;

d) o aumento da força de restituição no sistema de isolamento para deslocamentos entre  $0,5d_{dc}$  e  $d_{dc}$ , não é inferior a 2,5 % da força gravítica total acima do sistema de isolamento.

(6) Se o comportamento do sistema de isolamento for considerado equivalente a linear e se a acção sísmica for definida através do espectro elástico como indicado em 10.6(2), deverá efectuar-se uma correcção do amortecimento de acordo com 3.2.2.2(3).

### 10.9.3 Análise linear simplificada

(1) O método simplificado de análise linear considera duas translações dinâmicas horizontais e sobrepõe os efeitos estáticos da torção. Considera que a superestrutura é um sólido rígido em translação acima do sistema de isolamento, sujeito às condições indicadas em (2) e (3) da presente secção. O período de translação efectivo é:

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

em que:

$M$  massa da superestrutura;

$K_{\text{eff}}$  rigidez horizontal efectiva do sistema de isolamento definida em 10.9.2(2).

(2) O movimento de torção em torno do eixo vertical poderá ser desprezado na avaliação da rigidez horizontal efectiva e na análise linear simplificada se, em cada uma das duas direcções horizontais principais, a excentricidade total (incluindo a excentricidade accidental) entre o centro de rigidez do sistema de isolamento e a projecção vertical do centro de massa da superestrutura, não for superior a 7,5 % do comprimento da superestrutura transversalmente à direcção horizontal considerada. Esta é uma condição para a aplicação do método simplificado de análise linear.

(3) O método simplificado poderá ser aplicado aos sistemas de isolamento com comportamento linear amortecido equivalente, se esses sistemas também obedecerem a todas as condições seguintes:

- a) a distância entre o local e a falha potencialmente activa mais próxima para uma magnitude  $M_s \geq 6,5$ , é superior a 15 km;
- b) a maior dimensão em planta da superestrutura não é superior a 50 m;
- c) a subestrutura é suficientemente rígida para minimizar os efeitos dos deslocamentos diferenciais do terreno;
- d) todos os dispositivos estão localizados acima dos elementos da subestrutura que suportam as cargas verticais;
- e) o período efectivo  $T_{\text{eff}}$  satisfaz a seguinte condição:

$$3T_f \leq T_{\text{eff}} \leq 3 \text{ s} \quad (10.2)$$

em que  $T_f$  é o período fundamental da superestrutura considerada fixa na base (estimado através de uma expressão simplificada).

(4) Nos edifícios, para além do disposto em (3) da presente secção, deverão satisfazer-se todas as condições seguintes para que o método simplificado seja aplicável aos sistemas de isolamento com comportamento linear amortecido equivalente:

- a) o sistema de contraventamento da superestrutura deverá ser regular e disposto simetricamente segundo dois eixos principais da estrutura em planta;
- b) a rotação de corpo rígido (*rocking rotation*) na base da subestrutura deverá ser desprezável;
- c) a relação entre a rigidez vertical e a rigidez horizontal do sistema de isolamento deverá satisfazer a seguinte expressão:

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

d) o período fundamental na direcção vertical,  $T_v$ , não deverá ser superior a 0,1 s, com:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (10.4)$$

(5) O deslocamento do centro de rigidez devido à acção sísmica em cada direcção horizontal, deverá ser calculado a partir da seguinte expressão:

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

em que  $S_e(T_{\text{eff}}, \xi_{\text{eff}})$  é a aceleração espectral definida em 3.2.2.2, tendo em conta o valor adequado do amortecimento efectivo  $\xi_{\text{eff}}$  de acordo com 10.9.2(3).

(6) As forças horizontais aplicadas em cada nível da superestrutura deverão ser calculadas em cada direcção horizontal, através da seguinte expressão:

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

em que  $m_j$  é a massa no nível  $j$ .

(7) O sistema de forças considerado em (6) provoca efeitos de torção devidos à combinação das excentricidades naturais e acidentais.

(8) Se a condição de (2) da presente secção, para poder ser desprezado o movimento de torção em torno do eixo vertical, for satisfeita, poderão ter-se em conta os efeitos de torção em cada isolador majorando, em cada direcção, os esforços definidos em (5) e (6) por um coeficiente  $\delta_i$  obtido (para a acção na direcção  $x$ ) por:

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

em que:

$y$  direcção horizontal transversal à direcção  $x$  considerada;

$(x_i, y_i)$  coordenadas do isolador  $i$  em relação ao centro de rigidez efectivo;

$e_{\text{tot},y}$  excentricidade total na direcção  $y$ ;

$r_y$  raio de torção do sistema de isolamento na direcção  $y$ , obtido pela seguinte expressão:

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (10.8)$$

sendo  $K_{xi}$  e  $K_{yi}$  a rigidez efectiva de uma unidade  $i$ , respectivamente nas direcções  $x$  e  $y$ .

(9) Os efeitos de torção na superestrutura deverão ser calculados de acordo com 4.3.3.2.4.

#### **10.9.4 Análise modal linear simplificada**

(1) Se o comportamento dos dispositivos for considerado linear equivalente mas uma das condições indicadas em 10.9.3(2), (3) e – caso se aplique – (4) não for satisfeita, poderá efectuar-se uma análise modal de acordo com 4.3.3.3.

(2) Se todas as condições indicadas em 10.9.3(3) e – caso se aplique – (4) forem satisfeitas, poderá utilizar-se uma análise simplificada, considerando os deslocamentos horizontais e o movimento de torção em torno do eixo vertical e admitindo que as subestruturas e as superestruturas têm um comportamento rígido. Neste caso, a excentricidade total (incluindo a excentricidade accidental de acordo com 4.3.2(1)P) da massa da superestrutura deverá ser considerada na análise. Os deslocamentos em todos os pontos da estrutura são em seguida calculados combinando os deslocamentos de translação e de rotação. Isto aplica-se, nomeadamente, à avaliação da rigidez efectiva de cada isolador. As forças de inércia e os momentos deverão ser tidos em conta na verificação dos isoladores e das subestruturas e superestruturas.

#### **10.9.5 Análise temporal**

(1)P Se um sistema de isolamento não puder ser representado por um modelo linear equivalente (ou seja, se as condições indicadas em 10.9.2(5) não forem satisfeitas), a resposta sísmica deve ser avaliada por meio de uma análise temporal, utilizando uma lei de comportamento dos dispositivos que reproduza de forma adequada o comportamento do sistema no domínio das deformações e das velocidades previstas na situação de projecto sísmica.

#### **10.9.6 Elementos não estruturais**

(1)P Nos edifícios, os elementos não estruturais devem ser analisados de acordo com 4.3.5, tendo em conta os efeitos dinâmicos do isolamento (ver 4.3.5.1(2) e (3)).

#### **10.10 Verificações da segurança no estado limite último**

(1)P A subestrutura deve ser verificada sob a acção das forças de inércia que lhe são directamente aplicadas e dos esforços que lhe são transmitidos pelo sistema de isolamento.

(2)P O estado limite último da subestrutura e da superestrutura deve ser verificado utilizando os valores de  $\gamma_M$  definidos nas secções aplicáveis da presente Norma.

(3)P Nos edifícios, as verificações da segurança relativas ao equilíbrio e à resistência da subestrutura e da superestrutura devem ser efectuadas de acordo com 4.4. Não é necessário satisfazer o cálculo pela capacidade real nem as condições de ductilidade global ou local.

(4) Nos edifícios, os elementos estruturais da subestrutura e da superestrutura poderão ser calculados como não dissipativos. Para os edifícios de betão, de aço ou mistos aço-betão, poderá adoptar-se a classe de ductilidade L e aplicar-se, respectivamente, 5.3, 6.1.2(2)P, (3) e (4) ou 7.1.2(2)P e (3).

(5) Nos edifícios, a condição de resistência dos elementos estruturais da superestrutura poderá ser satisfeita considerando os esforços sísmicos divididos por um coeficiente de comportamento não superior a 1,5.

(6)P Tendo em conta a possibilidade de rotura por instabilidade dos dispositivos de isolamento e utilizando os valores de  $\gamma_M$  determinados a nível nacional, a resistência do sistema de isolamento deve ser avaliada considerando o coeficiente  $\gamma_x$  definido em 10.3(2)P.

(7) Em função do tipo de dispositivo considerado, a resistência dos isoladores deverá ser avaliada no estado limite último em termos:

a) das forças, considerando as forças verticais e horizontais máximas possíveis na situação de projecto sísmica, incluindo os efeitos de derrubamento; ou

b) do deslocamento relativo horizontal total entre as faces inferior e superior do isolador, devendo o deslocamento horizontal total incluir a deformação devida à acção sísmica de cálculo e os efeitos da retracção, da fluência, da temperatura e do pré-esforço (se a superestrutura for pré-esforçada).

## Anexo A (informativo)

### Espectro de resposta elástica de deslocamento

**A.1** Para as estruturas de longo período de vibração, a acção sísmica poderá ser representada sob a forma de um espectro de resposta de deslocamento,  $S_{De}(T)$ , representado na Figura A.1.

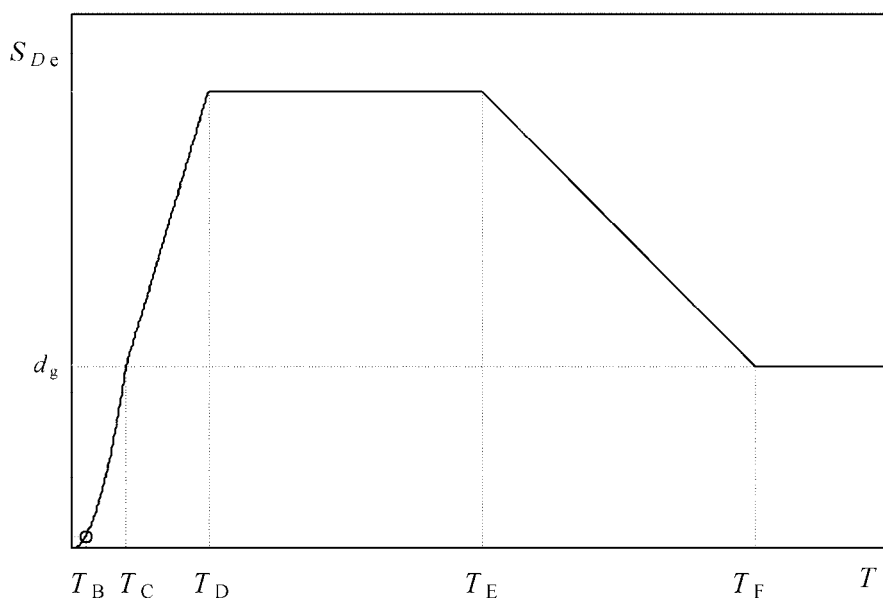


Figura A.1 – Espectro de resposta elástica de deslocamento

**A.2** Até ao período de controlo  $T_E$ , as ordenadas espectrais obtêm-se a partir das expressões (3.1) a (3.4) convertendo  $S_e(T)$  para  $S_{De}(T)$  através da expressão (3.7). Para os períodos de vibração para além de  $T_E$ , as ordenadas do espectro de resposta elástica de deslocamento obtêm-se a partir das expressões (A.1) e (A.2).

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[ 2,5\eta + \left( \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right] \quad (A.1)$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g \quad (A.2)$$

em que  $S$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  são apresentados nos Quadros 3.2 e 3.3,  $\eta$  é obtido pela expressão (3.6) e  $d_g$  é obtido pela expressão (3.12). Os períodos de controlo  $T_E$  e  $T_F$  constam do Quadro A.1.

Quadro A.1 – Períodos de controlo adicionais para o espectro do deslocamento de 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)

### Determinação do deslocamento-alvo para a análise estática não linear (*pushover*)

#### B.1 Generalidades

O deslocamento-alvo é determinado a partir do espectro de resposta elástica (ver 3.2.2.2). A curva de capacidade, que representa a relação entre a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo, é determinada de acordo com 4.3.3.4.2.3.

Admite-se a seguinte relação entre as forças laterais normalizadas  $\bar{F}_i$  e os deslocamentos normalizados  $\Phi_i$ :

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

em que  $m_i$  é a massa do piso  $i$ .

Os deslocamentos são normalizados de tal forma que  $\Phi_n = 1$ , em que  $n$  é o nó de controlo (normalmente  $n$  representa o nível da cobertura). Em consequência, é  $\bar{F}_n = m_n$ .

#### B.2 Transformação num sistema equivalente de um só grau de liberdade

A massa de um sistema equivalente com um só grau de liberdade,  $m^*$ , é calculada como:

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

e o coeficiente de transformação é obtido por:

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

A força  $F^*$  e o deslocamento  $d^*$  do sistema equivalente com um só grau de liberdade são calculados por:

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

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



em que  $F_b$  e  $d_n$  são, respectivamente, a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo do sistema com vários graus de liberdade.

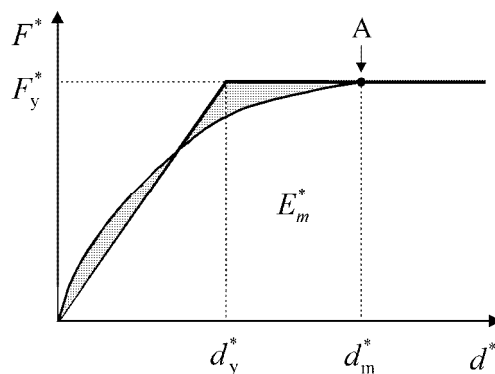
### B.3 Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica

A força de cedência  $F_y^*$ , que representa, também, a resistência última do sistema idealizado, é igual à força de corte na base para formação do mecanismo plástico. A rigidez inicial do sistema idealizado é determinada de tal forma que sejam iguais as áreas sob as curvas força/deformação reais e idealizadas (ver a Figura B.1).

Com base nesta hipótese, o deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com um só grau de liberdade  $d_y^*$  é obtido por:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (\text{B.6})$$

em que  $E_m^*$  é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.



**Legenda:**

A mecanismo plástico

Figura B.1 – Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica

### B.4 Determinação do período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade

O período  $T^*$  do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade é determinado por:

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

### B.5 Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade

O deslocamento-alvo da estrutura com um período  $T^*$  e um comportamento elástico ilimitado é obtido por:

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

em que  $S_e(T^*)$  é o valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período  $T^*$ .

Para a determinação do deslocamento-alvo,  $d_t^*$ , para as estruturas de baixo período e para estruturas com períodos médios ou longos, deverão utilizar-se diferentes expressões, como se indica a seguir. O período de transição entre os domínios dos períodos curtos e médios é  $T_C$  (ver a Figura 3.1 e os Quadros 3.2 e 3.3).

a)  $T^* < T_C$  (períodos curtos)

Se  $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$ , a resposta é elástica e, portanto:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (B.9)$$

Se  $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$ , a resposta é não linear e:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (B.10)$$

em que  $q_u$  é a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado  $S_e(T^*)$  e na estrutura com resistência limitada  $F_y^* / m^*$ .

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

Não é necessário tomar  $d_t^*$  com valor superior a  $3 d_{et}^*$ .

b)  $T^* \geq T_C$  (períodos médios e longos)

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

A relação entre as diferentes grandezas pode ser visualizada nas Figuras B.2 a) e b). As figuras são representadas no sistema de eixos aceleração – deslocamento. O período  $T^*$  é representado pela linha radial desde a origem do sistema de coordenadas até ao ponto do espectro de resposta elástica definido pelas coordenadas  $d_{et}^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$  e  $S_e(T^*)$ .

#### **Procedimento iterativo (facultativo)**

Se o deslocamento-alvo  $d_t^*$  determinado no 4º passo (ver B.5) for muito diferente do deslocamento  $d_m^*$  (ver a Figura B.1) utilizado para a determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica no 2º passo (ver B.3), poderá aplicar-se um processo iterativo, no qual os passos 2 a 4 são repetidos utilizando no 2º passo  $d_t^*$  (e o correspondente valor de  $F_y^*$ ) em vez de  $d_m^*$ .

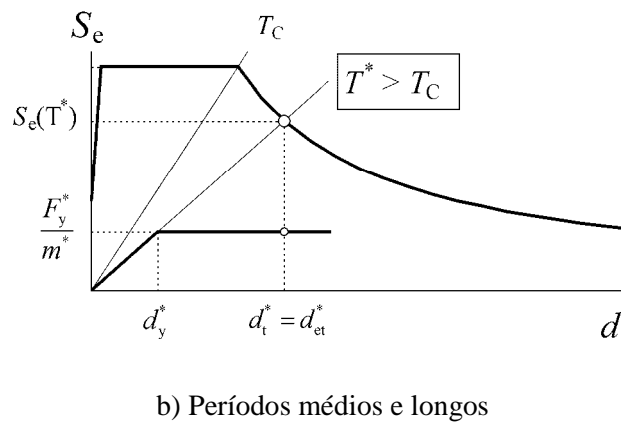
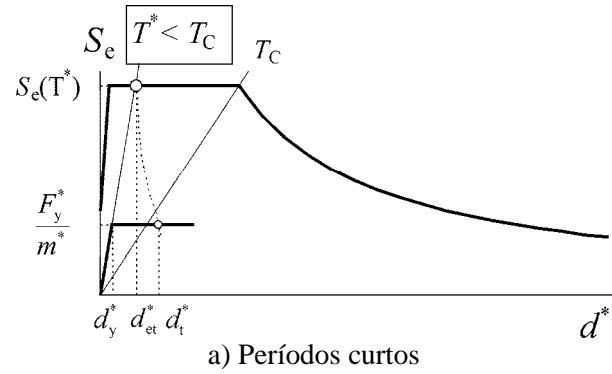


Figura B.2 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade

## B.6 Determinação do deslocamento-alvo para o sistema com vários graus de liberdade

O deslocamento-alvo do sistema com vários graus de liberdade é obtido por:

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

O deslocamento-alvo corresponde ao nó de controlo.

## **Anexo C**

(normativo)

### **Projecto das lajes de vigas mistas aço-betão nos nós viga-coluna de pórticos simples**

#### **C.1 Generalidades**

(1) O presente Anexo refere-se ao projecto das lajes e das suas ligações à estrutura de aço nos pórticos simples, nos quais as vigas são vigas mistas em T constituídas por um perfil de aço e uma laje.

(2) Este Anexo foi elaborado e validado experimentalmente para estruturas mistas em pórtico com ligações rígidas e formação de rótulas plásticas nas vigas. As expressões do presente Anexo não foram validadas para o caso de ligações de resistência parcial nas quais as deformações são sobretudo localizadas nos nós.

(3) As rótulas plásticas nas extremidades das vigas mistas de um pórtico devem ser dúcteis. De acordo com o disposto neste Anexo, devem ser satisfeitos dois requisitos a fim de assegurar a obtenção de uma elevada ductilidade em flexão:

- deve ser evitada uma encurvadura prematura da parte de aço;
- deve ser evitado o esmagamento prematuro do betão da laje.

(4) A primeira condição impõe um limite superior à área da secção transversal,  $A_s$ , da armadura longitudinal contida na largura efectiva da laje. A segunda condição impõe um limite inferior à área da secção transversal,  $A_T$ , da armadura transversal à face da coluna.

#### **C.2 Regras de prevenção da encurvadura prematura da secção de aço**

(1) Aplica-se 7.6.1(4).

#### **C.3 Regras de prevenção do esmagamento prematuro do betão**

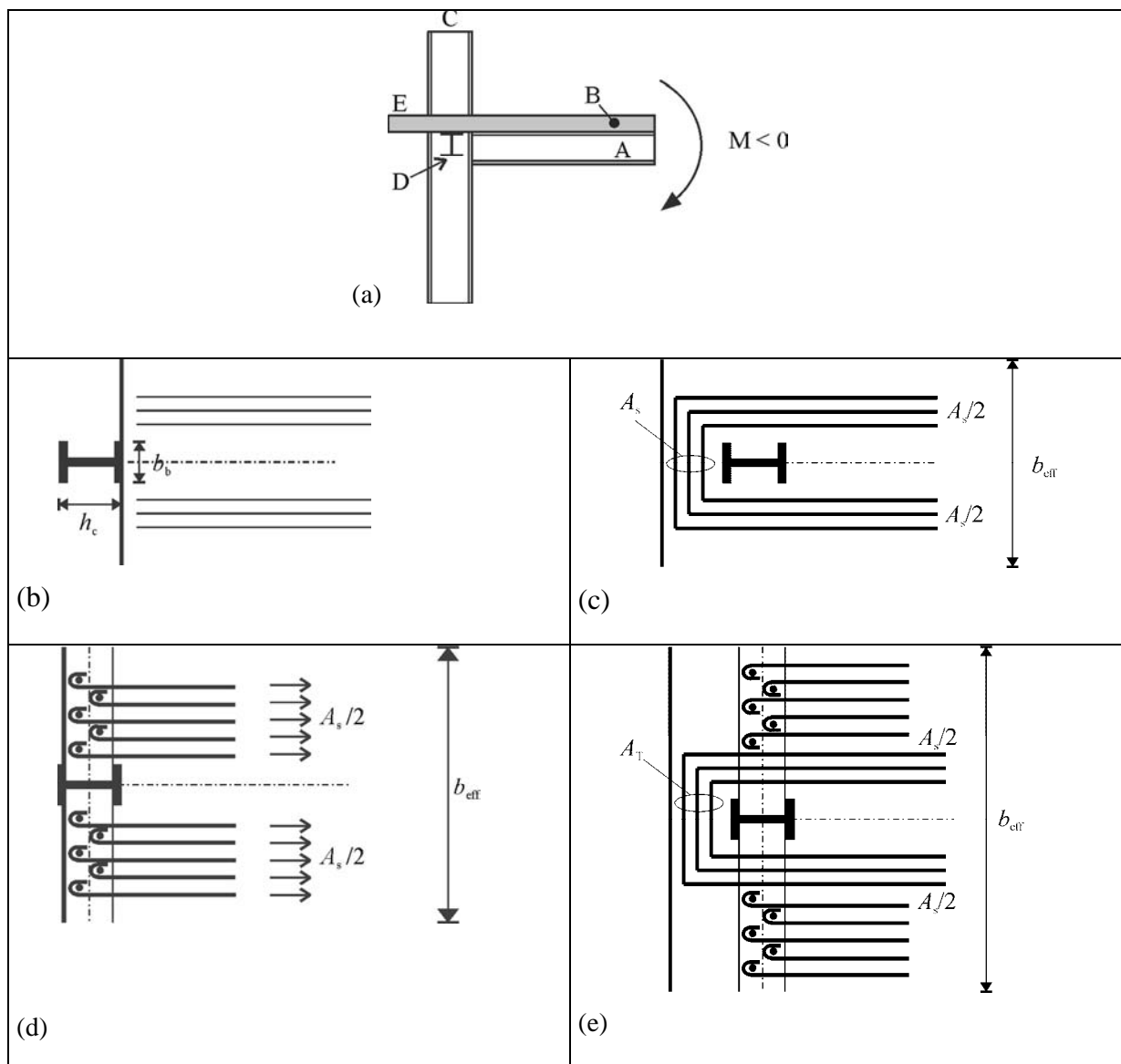
**C.3.1 Coluna exterior – flexão da coluna na direcção perpendicular à fachada; momento flector negativo aplicado à viga:  $M < 0$**

**C.3.1.1 Sem viga de fachada em aço; sem faixa de bordo em consola em betão (Figura C.1(b))**

(1) Quando não existe uma viga de fachada em aço nem uma faixa de bordo em consola em betão, deverá considerar-se como momento resistente do nó o momento plástico apenas da viga de aço.

**C.3.1.2 Sem viga de fachada em aço; com faixa de bordo em consola em betão (Figura C.1(c))**

(1) Quando existe uma faixa de bordo em consola em betão mas não existe uma viga de fachada em aço, aplica-se o disposto na EN 1994-1-1:2004 para o cálculo do momento resistente do nó.



**Legenda:**

- (a) vista lateral
- (b) sem faixa de bordo em consola em betão – sem viga de fachada de aço – ver C.3.1.1
- (c) faixa de bordo em consola em betão – sem viga de fachada de aço – ver C.3.1.2
- (d) sem faixa de bordo em consola em betão – viga de fachada de aço – ver C.3.1.3
- (e) faixa de bordo em consola em betão – viga de fachada de aço – ver C.3.1.4
- A viga principal
- B laje
- C coluna exterior
- D viga de fachada de aço
- E faixa de bordo em consola de betão

Figura C.1 – Configurações de ligações coluna-vigas mistas em tramos extremos sob a acção de momentos flectores negativos numa direcção perpendicular à fachada

**C.3.1.3 Com viga de fachada em aço; laje prolongando-se até à face exterior da coluna; sem faixa de bordo em consola em betão** (Figura C.1(d))

(1) Quando existe uma viga de fachada em aço mas não existe uma faixa de bordo em consola em betão, o momento resistente do nó poderá incluir a contribuição das armaduras da laje desde que sejam satisfeitos os requisitos de (2) a (7) da presente secção.

(2) Os varões de armadura da laje deverão ser eficazmente amarrados aos conectores da viga de fachada em aço.

(3) A viga de fachada em aço deverá ser ligada à coluna.

(4) P A área da secção transversal do aço de betão armado,  $A_s$ , deve ser tal que a cedência das armaduras ocorra antes da rotura dos conectores e das vigas de fachada.

(5) P A área da secção transversal do aço de betão armado,  $A_s$ , e os conectores devem ser colocados numa largura igual à largura efectiva definida em 7.6.3 e no Quadro 7.5 II.

(6) Os conectores deverão ser tais que:

$$n \cdot P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds} \quad (C.1)$$

em que:

$n$  número de conectores na largura efectiva;

$P_{Rd}$  valor de cálculo da resistência de um conector;

$F_{Rds}$  valor de cálculo da resistência dos varões da armadura existentes na largura efectiva:  $F_{Rds} = A_s \cdot f_{yd}$ ;

$f_{yd}$  valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras da laje.

(7) A viga de fachada em aço deverá ser verificada em relação à flexão, ao esforço transversal e à torção sob a acção da força horizontal  $F_{Rds}$  aplicada aos conectores.

**C.3.1.4 Com viga de fachada em aço e faixa de bordo em consola em betão** (Figura C.1(e))

(1) Quando existe uma viga de fachada em aço e uma faixa de bordo em consola em betão, o momento resistente do nó poderá incluir a contribuição: (a) da força transmitida pela viga de fachada em aço como descrito em C.3.1.3 (ver (2) da presente secção) e (b) da força transmitida pelo mecanismo descrito na EN 1994-1-1:2004 (ver (3) da presente secção).

(2) A parte da resistência devida às armaduras amarradas à viga transversal de fachada em aço poderá ser calculada de acordo com C.3.1.3, desde que sejam satisfeitos os requisitos de (2) a (7) de C.3.1.3.

(3) A parte da resistência devida às armaduras amarradas na faixa de bordo em consola em betão poderá ser calculada de acordo com C.3.1.2.

**C.3.2 Coluna exterior – flexão da coluna na direcção perpendicular à fachada; momento flector positivo aplicado à viga:  $M > 0$**

**C.3.2.1 Sem viga de fachada em aço; laje prolongando-se até à face interior da coluna** (Figura C.2(b-c))

(1) Quando o limite da laje de betão se situa na face interior da coluna, o momento resistente do nó poderá ser calculado com base na transmissão directa de forças por compressão (apoio) do betão no banzo da coluna. Esta capacidade resistente poderá ser calculada a partir da força de compressão calculada de acordo com (2) da presente secção, desde que a armadura de confinamento na laje satisfaça (4) da presente secção.

(2) O valor máximo da força transmitida à laje poderá ser considerado igual a:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.2)$$

em que:

$d_{eff}$  altura total da laje no caso de lajes maciças ou espessura da laje acima da onda das chapas nervuradas no caso de lajes mistas;

$b_b$  largura de apoio do betão da laje na coluna (ver a Figura 7.7).

(3) É necessário um confinamento do betão junto do banzo da coluna. A área da secção transversal da armadura de confinamento deverá satisfazer a seguinte expressão:

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

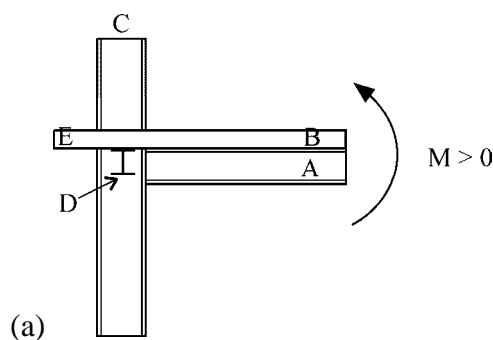
em que:

$l$  vão da viga definido em 7.6.3(3) e na Figura 7.7;

$f_{yd,T}$  valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras transversais da laje.

A área da secção transversal,  $A_T$ , desta armadura deverá ser uniformemente distribuída ao longo da viga num comprimento igual a  $b_b$ . A distância entre o primeiro varão da armadura e o banzo da coluna não deverá ser superior a 30 mm.

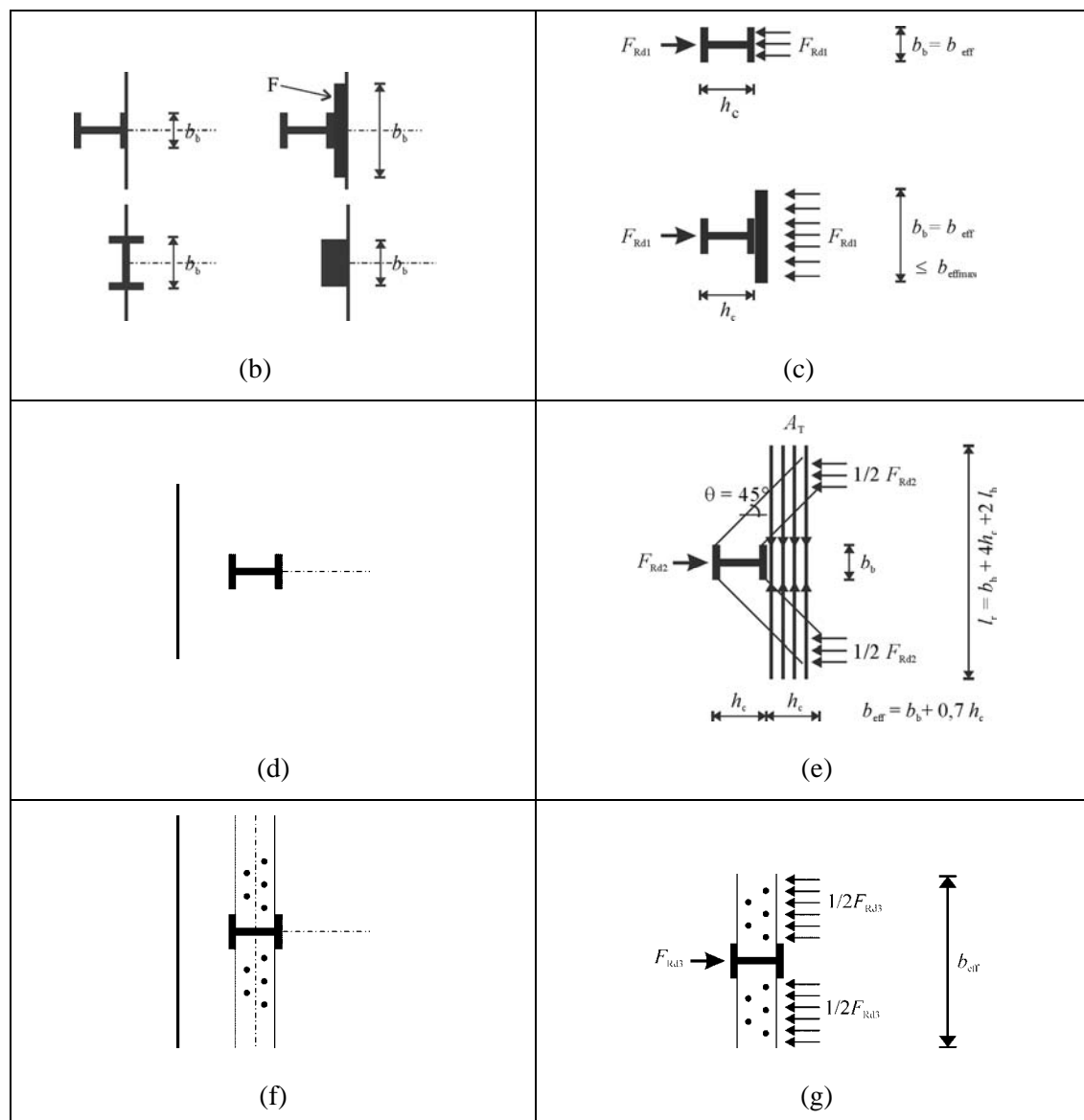
(4) A área da secção transversal das armaduras,  $A_T$ , definida em (3) poderá ser total ou parcialmente constituída por armaduras colocadas para outros fins, por exemplo, para a resistência à flexão da laje.



**Legenda:**

- (a) vista lateral
- A viga principal
- B laje
- C coluna exterior
- D viga de fachada de aço
- E faixa de bordo em consola de betão

Figura C.2 – Configurações de ligações coluna-vigas mistas em tramos extremos sob a acção de momentos flectores positivos numa direcção perpendicular à fachada e possível transmissão das forças da laje (continua)



**Legenda:**

- (b) sem faixa de bordo em consola em betão – sem viga de fachada em aço – ver C.3.2.1
- (c) mecanismo 1
- (d) laje prolongando-se até à face exterior da coluna ou para além como uma faixa de bordo em consola em betão – sem viga de fachada em aço – ver C.3.2.2
- (e) mecanismo 2
- (f) laje prolongando-se até à face exterior da coluna ou para além como uma faixa de bordo em consola em betão – com viga de fachada em aço – ver C.3.2.3
- (g) mecanismo 3
- F dispositivo adicional ligado à coluna para apoio

Figura C.2 – Configurações de ligações coluna-vigas mistas em tramos extremos sob a acção de momentos flectores positivos numa direcção perpendicular à fachada e possível transmissão das forças da laje (conclusão)



**C.3.2.2 Sem viga de fachada em aço; laje prolongando-se até à face exterior da coluna ou para além como uma faixa de bordo em consola em betão** (Figura C.2(c-d-e))

(1) Quando não existe nenhuma viga de fachada em aço, o momento resistente do nó poderá ser calculado a partir da força de compressão obtida pela combinação dos dois mecanismos seguintes:

mecanismo 1: compressão directa sobre a coluna. O valor de cálculo da força que é transmitida por meio deste mecanismo não deverá ser superior ao valor fornecido pela seguinte expressão:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.4)$$

mecanismo 2: bielas de betão comprimidas, inclinadas sobre as faces da coluna. Se a inclinação for igual a 45°, o valor de cálculo da força que é transmitida por meio deste mecanismo não deverá ser superior ao valor fornecido pela seguinte expressão:

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad (C.5)$$

em que:

$h_c$  altura da secção de aço da coluna.

(2) A área total da secção transversal de aço do tirante de equilíbrio,  $A_T$ , deverá satisfazer a seguinte expressão (ver a Figura C.2(e)):

$$A_T \geq 0,5 \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad (C.6)$$

(3) A área de aço,  $A_T$ , deverá ser distribuída num comprimento de viga igual a  $h_c$  e ser totalmente amarrada. O comprimento necessário dos varões da armadura é  $L = b_b + 4 h_c + 2 l_b$ , em que  $l_b$  é o comprimento de amarração desses varões de acordo com a EN 1992-1-1:2004.

(4) O momento resistente do nó poderá ser calculado a partir do valor de cálculo da força de compressão máxima que pode ser transmitida:

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

$b_{eff}$  largura efectiva da laje à face do nó definida em 7.6.3 e no Quadro 7.5 II. Neste caso,  $b_{eff} = 0,7 h_c + b_b$ .

**C.3.2.3 Com viga de fachada em aço; laje prolongando-se até à face exterior da coluna ou para além desta como uma faixa de bordo em consola em betão** (Figura C.2(c-e-f-g))

(1) Quando existe uma viga de fachada em aço, desenvolve-se em compressão um terceiro mecanismo de transmissão de forças,  $F_{Rd3}$ , envolvendo a viga de fachada.

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \quad (C.8)$$

em que:

$n$  número de conectores na largura efectiva calculado a partir de 7.6.3 e do Quadro 7.5 II;

$P_{Rd}$  valor de cálculo da resistência de um conector.

(2) Aplica-se C.3.2.2.

(3) O valor de cálculo da força de compressão máxima que pode ser transmitida é  $b_{eff} d_{eff} f_{cd}$ . É transmitida se a seguinte expressão for satisfeita:

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

O momento resistente plástico misto "total" é obtido escolhendo o número  $n$  de conectores de forma a obter uma força  $F_{Rd3}$  adequada. A largura efectiva máxima corresponde a  $b_{eff}$  definido em 7.6.3 e no Quadro 7.5 II. Neste caso,  $b_{eff} = 0,15 l$ .

### C.3.3 Coluna interior

#### C.3.3.1 Sem viga transversal (Figura C.3(b-c))

(1) Quando não existe nenhuma viga transversal, o momento resistente do nó poderá ser calculado a partir da força de compressão obtida pela combinação dos dois mecanismos seguintes:

mecanismo 1: compressão directa sobre a coluna. O valor de cálculo da força que é transmitida por meio deste mecanismo não deverá ser superior ao valor fornecido pela seguinte expressão:

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

mecanismo 2: bielas de betão comprimidas transmitidas com uma inclinação de  $45^\circ$  sobre as faces da coluna. O valor de cálculo da força que é transmitida por meio deste mecanismo não deverá ser superior ao valor fornecido pela seguinte expressão:

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

(2) A área da secção transversal de aço do tirante de equilíbrio,  $A_T$ , necessária ao desenvolvimento do mecanismo 2 deverá satisfazer a seguinte expressão:

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

(3) Deverá ser colocada de cada lado da coluna a mesma área da secção transversal,  $A_T$ , de modo a ter em conta a inversão dos momentos flectores.

(4) O valor de cálculo da força de compressão obtida pela combinação dos dois mecanismos é:

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

(5) O esforço total desenvolvido na laje devido aos momentos flectores aplicados nas faces opostas da coluna e que tem de ser transmitido à coluna pela combinação dos mecanismos 1 e 2, é a soma da força de tracção,  $F_{st}$ , nas armaduras paralelas à viga na face da coluna em que o momento é negativo e da força de compressão,  $F_{sc}$ , no betão na face da coluna em que o momento é positivo:

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

em que:

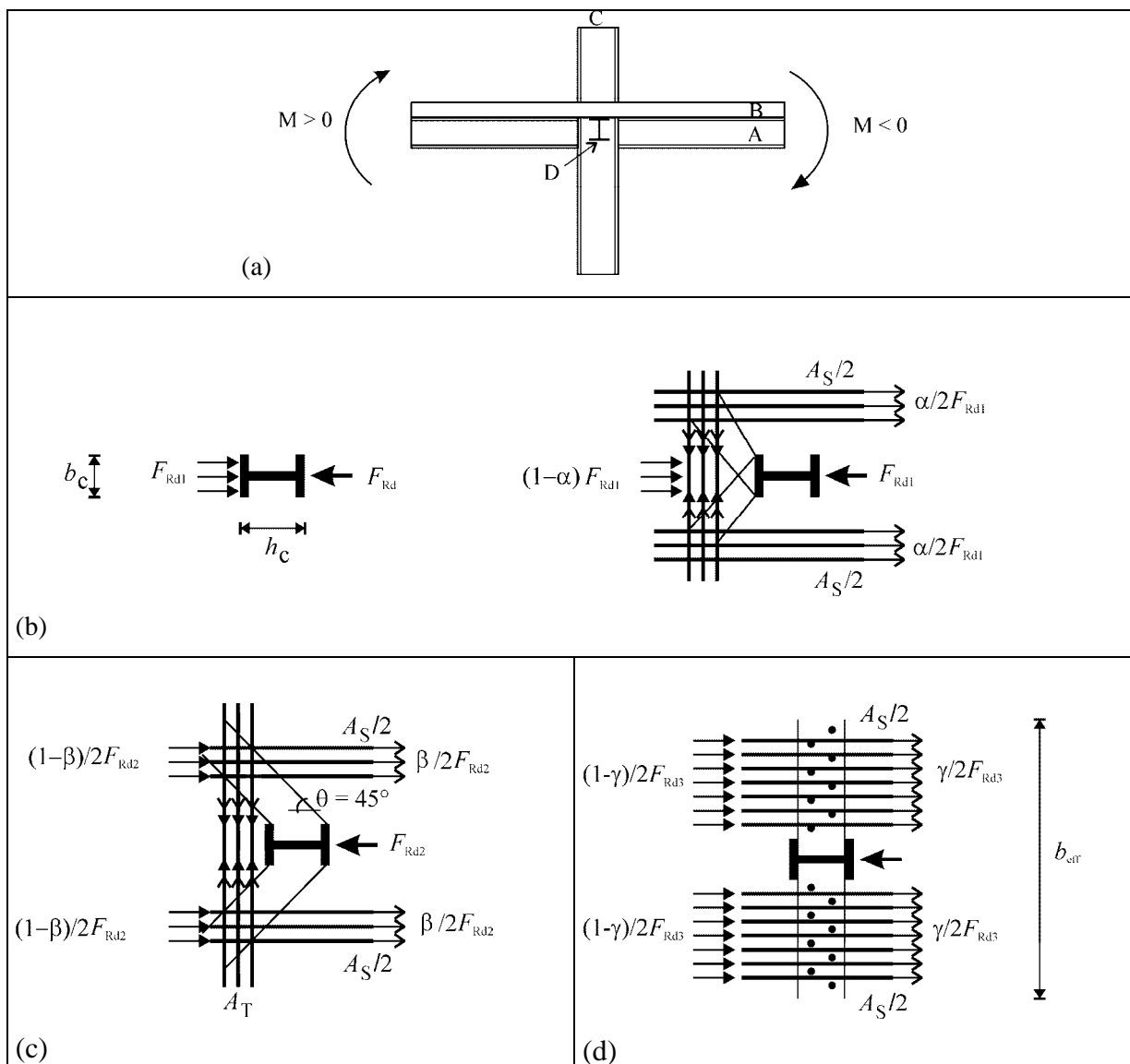
$A_s$  área da secção transversal das armaduras na largura efectiva para momento negativo  $b_{eff}$ , como especificado em 7.6.3 e no Quadro 7.5 II;

$b_{eff}$  largura efectiva para momento positivo, como especificado em 7.6.3 e no Quadro 7.5 II. Neste caso,  $b_{eff} = 0,15 l$ .

(6) Para que se assegure a cedência do banzo inferior da secção de aço sem que ocorra esmagamento do betão da laje, a seguinte condição deverá ser satisfeita:

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

Se a condição anterior não for satisfeita, deverá aumentar-se a capacidade do nó para transmissão de forças da laje à coluna, quer através da adopção de uma viga transversal (ver C.3.3.2) quer aumentando a compressão directa do betão sobre a coluna por meio de dispositivos adicionais (ver C.3.2.1).



**Legenda:**

- (a) vista lateral
- (b) mecanismo 1
- (c) mecanismo 2
- (d) mecanismo 3

- A viga principal
- B laje
- C coluna interior
- D viga transversal

Figura C.3 – Possível transmissão de forças da laje num nó interior coluna-viga mista com e sem viga transversal, sob a acção de momento flector positivo num lado e de momento flector negativo no outro

**C.3.3.2 Com viga transversal** (Figura C.3(d))

(1) Quando existe uma viga transversal em aço, desenvolve-se um terceiro mecanismo de transmissão de forças,  $F_{Rd3}$ , envolvendo a viga transversal.

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \quad (C.16)$$

em que:

$n$  número de conectores na largura efectiva calculado a partir de 7.6.3 e do Quadro 7.5 II;

$P_{Rd}$  valor de cálculo da resistência de um conector.

(2) Para o tirante de equilíbrio aplica-se C.3.3.1(2).

(3) O valor de cálculo da força de compressão desenvolvida pela combinação dos três mecanismos é:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7 h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} + n \cdot P_{Rd} \quad (C.17)$$

em que  $n$  é o número de conectores em  $b_{eff}$  para momento negativo ou para momento positivo, como definido em 7.6.3 e no Quadro 7.5 II, considerando o maior dos valores obtidos para as duas vigas ligadas à coluna.

(4) C.3.3.1(5) aplica-se para o cálculo do esforço total,  $F_{st} + F_{sc}$ , desenvolvido na laje devido aos momentos flectores aplicados nas faces opostas da coluna.

(5) Para que se assegure a cedência do banzo inferior da secção de aço sem que ocorra esmagamento do betão da laje, a seguinte condição deverá ser satisfeita:

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

## **Anexo Nacional NA**

### **Introdução**

O presente Anexo Nacional foi elaborado no âmbito da actividade da Comissão Técnica Portuguesa de Normalização CT 115 – Eurocódigos Estruturais, cuja coordenação é assegurada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) na sua qualidade de Organismo de Normalização Sectorial (ONS) no domínio dos Eurocódigos Estruturais.

A inclusão de um Anexo Nacional na NP EN 1998-1:2010 decorre do disposto no Preâmbulo desta Norma.

### **NA.1 – Objectivo e campo de aplicação**

Este Anexo Nacional estabelece as condições para a implementação, em Portugal, da NP EN 1998-1:2010 – “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, as quais se referem aos seguintes aspectos:

- a) Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP);
- b) utilização dos Anexos informativos;
- c) informações complementares não contraditórias.

### **NA.2 – Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP)**

#### **NA.2.1 – Generalidades**

Os Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP) relativos aos Princípios e às Regras de Aplicação onde são permitidas opções nacionais são estabelecidos no Preâmbulo da presente Norma.

Nas secções NA.2.2 e NA.2.3 referem-se, respectivamente, os Princípios e as Regras de Aplicação sem prescrições a nível nacional e com prescrições a nível nacional. As prescrições a nível nacional, indicadas na secção NA.2.3, são referenciadas do mesmo modo que no corpo da Norma mas precedidas de “NA– “.

#### **NA.2.2 – Princípios e Regras de Aplicação sem prescrições a nível nacional**

Relativamente a:

- 2.1(1)P
- 3.1.2(1)
- 3.2.1(5)P
- 3.2.2.5(4)P
- 4.2.4(2)P
- 4.4.2.5(2)
- 5.2.1(5)P
- 5.4.3.5.2(1)
- 5.8.2(3)
- 5.8.2(4)
- 5.8.2(5)

- 5.11.1.3.2(3)
- 5.11.1.5(2)
- 5.11.3.4(7), e)
- 6.1.2(1)P
- 6.2(3)
- 6.2(7)
- 6.5.5(7)
- 6.7.4(2)
- 7.1.2(1)P
- 7.1.3(4)
- 7.7.2(4)
- 8.3(1)P
- 9.2.3(1)
- 9.7.2(2), b)
- 9.7.2(2), c)
- 9.7.2(5)
- 10.3(2)P

prescinde-se de introduzir prescrições a nível nacional, devendo adoptar-se as correspondentes prescrições constantes desta Norma e, se tal for o caso, os procedimentos ou os valores aí recomendados.

### **NA.2.3 – Princípios e Regras de Aplicação com prescrições a nível nacional**

#### **a) NA–1.1.2(7)**

Em Portugal os Anexos A e B mantêm o carácter informativo.

#### **b) NA–3.1.1(4)**

No caso de construções que reúnam cumulativamente as seguintes condições:

- não estarem situadas em locais cujas condições do terreno correspondam aos tipos de terreno especiais  $S_1$  ou  $S_2$  (ver 3.1.2);
- pertencerem às Classes de Importância I ou II (ver 4.2.5);
- terem uma área de construção igual ou inferior a 1000 m<sup>2</sup>;
- terem um número de pisos acima do terreno envolvente igual ou inferior a 4;

poderá dispensar-se a realização de prospecção adicional do terreno para a definição da acção sísmica.

Nesses casos essa definição basear-se-á na informação obtida relacionada com o dimensionamento para as outras acções e, se tal não for contraditório com a informação disponível, poderá adoptar-se a acção sísmica definida para terrenos do tipo B.

**c) NA-3.2.1(2)**

Em Portugal os valores da aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de acção sísmica a considerar são os indicados no Quadro NA.I.

Quadro NA.I – Aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  (m/s<sup>2</sup>) nas várias zonas sísmicas

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

O zonamento sísmico para Portugal Continental, para o Arquipélago da Madeira e para o Arquipélago dos Açores é estabelecido, por Concelho, de acordo com a informação constante do Anexo NA.I, e ilustrado nas Figuras NA.I, NA.II e NA.III.

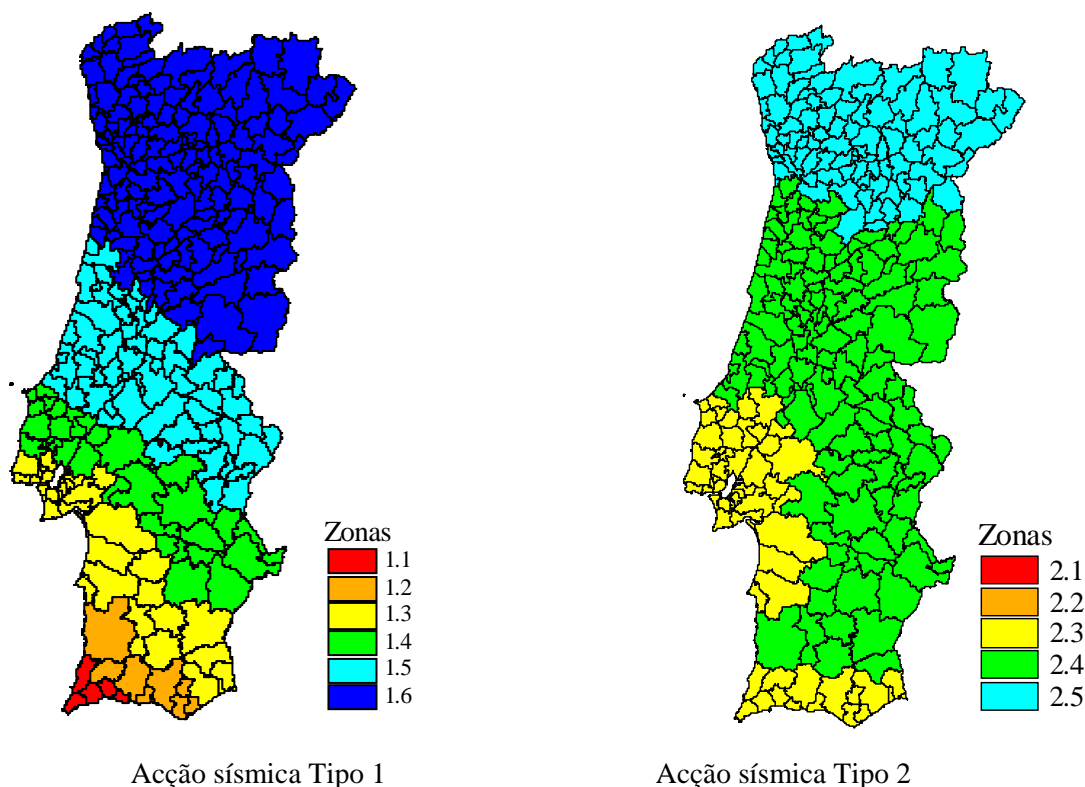


Figura NA.I – Zonamento sísmico em Portugal Continental

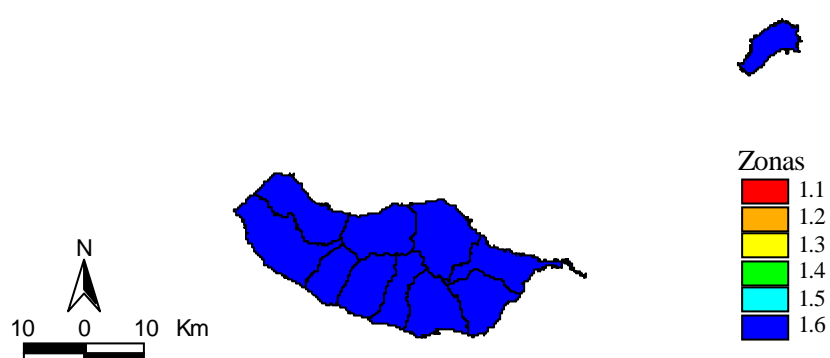


Figura NA.II – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Acção sísmica Tipo 1)



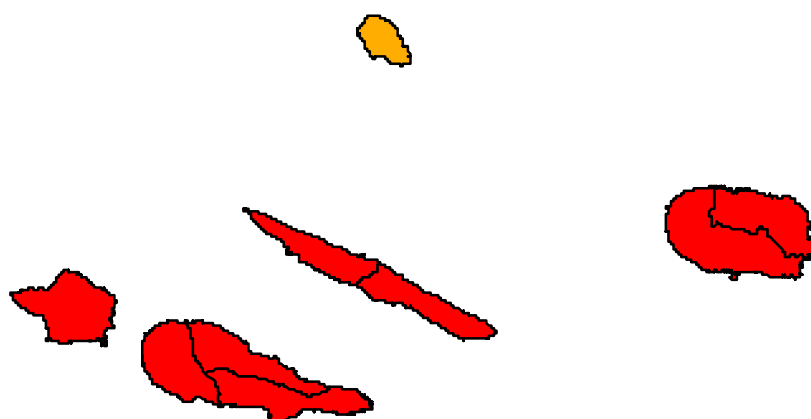
---

Grupo Ocidental



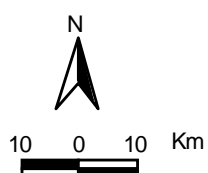
---






Grupo Central



---

Grupo Oriental



Zonas	
	2.1
	2.2
	2.3
	2.4
	2.5

---

Figura NA.III – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Acção sísmica Tipo 2)

**d) NA-3.2.1(4)**

Em Portugal as situações em que  $a_g S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$  para ambos os tipos de acção sísmica serão consideradas de baixa sismicidade.

**e) NA-3.2.2.1(4)**

No dimensionamento das estruturas em Portugal Continental devem ser considerados dois tipos de acção sísmica (ver NA.4.2b)):

– **Acção sísmica Tipo 1**

– **Acção sísmica Tipo 2**

No arquipélago da Madeira apenas é necessário considerar a **Acção sísmica Tipo 1**.

No arquipélago dos Açores apenas é necessário considerar a **Acção sísmica Tipo 2**.

As configurações dos espectros de resposta para os dois tipos de acção sísmica são as indicadas em f).

**f) NA-3.2.2.2(2)P**

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor do parâmetro  $S$  deve ser determinado através de:

$$\text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{\max}$$

$$\text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} (a_g - 1)$$

$$\text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0$$

em que:

$a_g$  valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, em  $\text{m/s}^2$ ;

$S_{\max}$  parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3.

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos para a **Acção sísmica Tipo 1** devem adoptar-se os valores do Quadro NA-3.2 em vez dos do Quadro 3.2.

Quadro NA-3.2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a  
Acção sísmica Tipo 1

Tipo de terreno	$S_{\max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos para a **Acção sísmica Tipo 2** devem adoptar-se os valores do Quadro NA-3.3 em vez dos do Quadro 3.3.

Quadro NA-3.3 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 2

Tipo de terreno	$S_{\max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Para a definição dos tipos de terreno apropriados aos Açores deve seguir-se o indicado em NA.4.2a).

**g) NA-3.2.2.3(1)P**

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos verticais para a **Acção sísmica Tipo 1** e a **Acção sísmica Tipo 2** devem adoptar-se os valores do Quadro NA-3.4 em vez dos do Quadro 3.4.

Quadro NA-3.4 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais

Acção sísmica	$a_{vg}/a_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,0
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,0

**h) NA-4.2.3.2(8)**

No caso de edifícios de mais de um piso em que as condições a) e b) de 4.2.3.2(8) sejam satisfeitas podem aplicar-se as definições de 4.2.3.2(7) estabelecidas para edifícios de um piso.

**i) NA-4.2.5(5)P**

Em Portugal, os coeficientes de importância a adoptar são os indicados no Quadro NA.II.

Quadro NA.II – Coeficientes de importância  $\gamma$

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

# NP

## EN 1998-1

### 2010

p. 212 de 230

**NOTA:** Na determinação dos valores dos coeficientes de importância  $\gamma$  para edifícios indicados acima teve-se o objectivo de manter os níveis de fiabilidade sísmica subjacentes à EN 1998-1 para edifícios das classes de importância I, III e IV, em relação ao nível de fiabilidade sísmica dos edifícios da classe II.

Para o efeito, seguiu-se a metodologia que seguidamente se descreve.

Tomando os valores de  $\gamma$  recomendados para as classes de importância I, III e IV na Nota de 4.2.5(5)P da presente Norma (a saber: 0,8; 1,2 e 1,4 respectivamente) verifica-se que lhes correspondem períodos de retorno de 243, 821 e 1303 anos. Para esta quantificação partiu-se do período de retorno de referência de 475 anos e tomou-se o valor de  $k=3$  na relação  $H(a_{gR}) \sim k_0 a_{gR}^{-k}$  apresentada na Nota de 2.1(4) da presente Norma, expressão e valor referidos como sendo uma boa aproximação para a generalidade dos casos de perigosidade sísmica.

De seguida, para aqueles valores do período de retorno associados a cada classe de importância, determinaram-se os valores dos coeficientes de importância  $\gamma$  aplicáveis a Portugal, tomando os valores de  $k$  decorrentes dos estudos de perigosidade sísmica e que são  $k=1,5$  e  $k=2,5$  respectivamente para a Acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2 em Portugal Continental e  $k=3,6$  para o Arquipélago dos Açores. Estes valores correspondem genericamente aos valores médios obtidos para todos os concelhos em Portugal Continental e no Arquipélago dos Açores.

Em casos em que se justifique adoptar períodos de retorno mais elevados que os que acima se indicam, pode-se, com aquela metodologia e tomando os valores de  $k$  descritos acima, determinar os valores dos coeficientes de importância para esses períodos de retorno.

#### j) NA-4.3.3.1(4)

Em Portugal é permitida a utilização de métodos de análise não-linear para o dimensionamento sismo-resistente de edifícios sem isolamento de base desde que sejam cumpridas as seguintes condições:

- desse dimensionamento não poderá resultar uma resistência horizontal global ao nível da base que seja inferior a 75 % da correspondente resistência que resultaria da aplicação do método de referência indicado em 4.3.3.1(2)P;
- o projecto deverá apresentar detalhadamente a informação e fundamentação indicada em 4.3.3.1(5) a qual deverá ser avaliada e merecer a concordância de uma entidade independente revisora do projecto.

#### k) NA-4.3.3.1(8)

Em Portugal, a utilização da simplificação da análise de acordo com 4.3.3.1(8) é permitida quando  $\gamma_1 \leq 1,0$ .

#### l) NA-4.4.3.2(2)

Em Portugal deve adoptar-se os valores do coeficiente de redução  $\nu$  indicados no Quadro NA.III.

Quadro NA.III – Valores do coeficiente de redução  $\nu$

Acção sísmica	$\nu$
Tipo 1	0,40
Tipo 2	0,55

#### m) NA-5.2.2.2(10)

Em Portugal não se aceita o aumento dos valores dos coeficientes de comportamento previsto na secção 5.2.2.2(10).

#### n) NA-5.2.4(3)

Em Portugal, os coeficientes parciais dos materiais  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  a adoptar na situação de projecto sísmica são os apresentados na NP EN 1992-1-1:2010 para as situações de projecto persistentes e transitórias.

**o) NA-5.11.1.4**

Em Portugal, os valores dos factores de redução  $k_p$  a adoptar são os seguintes:

- $k_p = 1,00$  para estruturas com ligações em conformidade com 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 ou 5.11.2.1.3;
- $k_p = 0,65$  para estruturas com outros tipos de ligações.

No caso de estruturas prefabricadas que estejam homologadas por entidade nacional legalmente habilitada, admite-se a utilização de um coeficiente de comportamento superior ao resultante da aplicação do factor de redução  $k_p$  acima indicado, mas limitado pelo valor máximo  $k_p = 1,00$ , desde que os coeficientes de comportamento estejam definidos no respectivo documento de homologação.

**p) NA-6.1.3(1)**

Em Portugal, o coeficiente parcial do aço  $\gamma_s$  a adoptar na situação de projecto sísmica é o apresentado na NP EN 1993-1-1:2010 para as situações de projecto persistentes e transitórias.

**q) NA-7.1.3(1), (3)**

Em Portugal, os coeficientes parciais dos materiais  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  a adoptar na situação de projecto sísmica são os apresentados na NP EN 1994-1-1 para as situações de projecto persistentes e transitórias.

**r) NA-9.2.1(1)**

Em Portugal, nas situações que não sejam de baixa sismicidade devem respeitar-se as seguintes limitações:

- não são admissíveis unidades do Grupo 3;
- unidades cerâmicas do Grupo 4 devem cumprir cumulativamente:

furação  $\leq 60$  %;  
espessura dos septos  $\geq 5$  mm;  
espessura das paredes  $\geq 8$  mm;  
espessura combinada  $\geq 16$  %.

**s) NA-9.2.2(1)**

Em Portugal deve respeitar-se as seguintes condições para a resistência mínima das unidades para alvenaria:

- em geral:  
 $f_{b,min} = 4 \text{ N/mm}^2$ ;  
 $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$ ;
- nas zonas sísmicas 3 a 6 da **Acção sísmica Tipo 1** e nas zonas 4 e 5 da **Acção sísmica Tipo 2**:  
 $f_{b,min} = 3 \text{ N/mm}^2$ ;  
 $f_{bh,min} = 1,6 \text{ N/mm}^2$ .

**t) NA-9.2.4(1)**

Em Portugal apenas se podem adoptar as soluções:

- a) juntas preenchidas; e
- c) juntas de encaixe.

Uma junta é considerada de encaixe quando esse encaixe garante uma resistência ao corte pelo menos igual à de uma junta preenchida.

**u) NA-9.3(2)**

Em Portugal, as estruturas de alvenaria simples são permitidas apenas em situações de baixa sismicidade e se realizadas com unidades do Grupo 1.

Para serem permitidas em Portugal, as estruturas de alvenaria simples, para além das prescrições da NP EN 1996-1-1, devem respeitar adicionalmente o prescrito na presente Norma para estruturas de alvenaria simples.

Deve ainda ser satisfeito o indicado no Quadro NA-9.2 quanto à espessura  $t_{ef,min}$ .

**v) NA-9.3(3)**

O disposto em 9.3(3) não é aplicável em Portugal. O assunto está tratado pelo prescrito em u).

**w) NA-9.3(4)**

Em Portugal, os valores máximos dos coeficientes de comportamento em construções de alvenaria são os indicados no Quadro NA-9.1.

Quadro NA-9.1 – Tipos de construção e valores máximos dos coeficientes de comportamento

Tipo de construção	Grupo das unidades	Coeficiente de comportamento
Alvenaria simples	Grupo 1	1,5
Alvenaria confinada	Grupos 2, 3 e 4	2,0
	Grupo 1	2,5
Alvenaria armada	Grupos 2, 3 e 4	2,5
	Grupo 1	3,0

Para sistemas de alvenaria que conferem à estrutura uma ductilidade melhorada, os coeficientes de comportamento apenas poderão ser superiores aos indicados no Quadro NA-9.1, desde que o sistema esteja homologado por entidade nacional legalmente habilitada e o respectivo documento de homologação defina os valores dos coeficientes de comportamento a utilizar.

**x) NA-9.5.1(5)**

Em Portugal, os requisitos geométricos para as paredes resistentes de alvenaria são os indicados no Quadro NA-9.2.

Quadro NA-9.2 – Requisitos geométricos em paredes resistentes

Tipo de alvenaria	$t_{ef,min}$	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Alvenaria simples	240 mm	10	0,4
Alvenaria confinada	150 mm	16	0,4
Alvenaria armada	150 mm	16	0,3
Os símbolos têm os seguintes significados: $t_{ef}$ espessura efectiva da parede (ver a NP EN 1996-1-1); $h_{ef}$ altura efectiva da parede (ver a NP EN 1996-1-1); $h$ a maior das alturas livres das aberturas adjacentes à parede; $l$ comprimento da parede.			

**y) NA-9.6(3)**

Em Portugal, os coeficientes parciais dos materiais  $\gamma_m$  e  $\gamma_s$  a adoptar na situação de projecto sísmica são os apresentados no Anexo Nacional da NP EN 1996-1-1.

**z) NA-9.7.2(1)**

Em Portugal, o número de pisos dos edifícios abrangidos pelo conceito de “edifícios simples de alvenaria” não pode exceder um quando for utilizada alvenaria simples.

Quando for utilizada alvenaria confinada ou alvenaria armada, o número de pisos não pode exceder dois.

Para estes dois tipos de alvenaria, quando o valor de  $a_g \cdot S \leq 1,50 \text{ m/s}^2$ , o número máximo de pisos pode ser aumentado para três.

A área mínima de paredes resistentes em cada direcção deve ser a indicada no Quadro NA-9.3.

Quadro NA-9.3 – Área mínima de paredes resistentes em cada direcção de "edifícios simples" expressa em percentagem da área dos pisos

Aceleração $a_g \cdot S \text{ (m/s}^2\text{)}$		$\leq 0,80$	$\leq 1,10$	$\leq 1,70$	$\leq 2,50$
Tipo de construção	Número de pisos	Valor mínimo da soma das áreas das secções transversais horizontais de paredes resistentes em cada direcção, em percentagem da área de pavimento por piso ( $p_{A,min}$ )			
Alvenaria simples <sup>*)</sup>	1	2 %	n/a	n/a	n/a
Alvenaria confinada ou armada	1	1 %	1,5 %	2 %	3 %
	2	2 %	2,8 %	3,5 %	4,5 %
	3	2,8 %	3,5 %	n/a	n/a

<sup>\*)</sup> Alvenaria com unidades do Grupo 1  
n/a: não admissível

### **NA.3 – Utilização dos Anexos informativos**

Em Portugal, os Anexos A e B mantêm o carácter informativo.

### **NA.4 – Informações complementares**

#### **NA.4.1 – Objectivo**

Na secção NA.4 são fornecidas informações complementares não contraditórias com as prescrições da presente Norma, visando auxiliar a aplicação desta Norma.

#### **NA.4.2 – Informações específicas**

##### **a) Correspondência entre perfis de terreno dos Açores e configurações espectrais (3.1.2(1))**

As características geológicas relativas aos diversos tipos de terrenos de fundação patenteadas na presente Norma diferem consideravelmente das características existentes no Arquipélago dos Açores.

Assim torna-se necessário estabelecer uma caracterização geológica e geotécnica dos perfis estratigráficos mais comuns existentes no Arquipélago dos Açores que permita fazer a interface com as várias configurações dos espectros de resposta previstos em NA.2.3-f).

Na origem deste trabalho encontra-se a base de dados do Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC) associada a estudos geológicos e geotécnicos realizados em diversas ilhas do Arquipélago dos Açores.

A análise dos 1108 registos patentes na base de dados do LREC, associados a estudos geológicos e geotécnicos realizados em diversas ilhas do Arquipélago dos Açores, permite identificar **5 perfis** geológicos cuja descrição, em termos de camadas geológicas, é feita nos Quadro NA.IV a Quadro NA.VIII.

Os 5 perfis identificados podem ser encontrados em diversas ilhas e localidades do arquipélago dos Açores.

Quadro NA.IV – Perfil 1

Espessura das camadas (m)	Materiais das camadas
0,2 – 0,4	Solo vegetal
10,0 – 12,0	Traquito ou ignimbrito soldado
3,0 – 5,0	Basalto pahoehe composto (pequenas escoadas geralmente muito fracturadas, sobrepostas)
0,5 – 1,0	Clinker
2,0 – 3,0	Basaltos mais compactos



Quadro NA.V – Perfil 2

Espessura das camadas (m)	Materiais das camadas
0,4 – 0,6	Solo vegetal
1,0 – 5,0	Tufos surtenseianos do Monte Brasil com elevada compacidade
10,0 – 15,0	Sequência pliniana (depósitos pomíticos de queda e ignimbritos soldados e não soldados)
5,0 – 10,0	Basalto

Quadro NA.VI – Perfil 3

Espessura das camadas (m)	Materiais das camadas
0,4 – 0,6	Solo vegetal
0,0 – 3,0	Solo pomítico castanho, geralmente areno-siltoso ou arenoso, por vezes podendo apresentar pequenas intercalações de piroclastos basálticos, normalmente de pequenas dimensões
1,0 – 3,0	Clinker
0,5 – 3,0	Basalto
0,5 – 1,0	Clinker
0,5 – 1,0	<i>Lapilli</i> ou cinzas
1,0 – 2,0	Clinker
0,5 – 3,0	Basalto
0,5 – 1,0	Clinker
0,5 – 3,0	Basalto
0,0 – 1,0	Clinker

Quadro NA.VII – Perfil 4

Espessura das camadas (m)	Materiais das camadas
0,5 – 1,0	Solos superficiais (solo vegetal, aterros, solos pomíticos)
1,0 – 2,0	Clinker
2,0 – 3,0	Basalto
0,5 – 1,0	Clinker
0,5 – 1,0	<i>Lapilli</i> ou cinzas
1,0 – 2,0	Clinker
2,0 – 3,0	Basalto
0,5 – 1,0	Clinker
5,0 – 10,0	Sequência pliniana (alternância de solos pomíticos castanhos, geralmente areno siltosos ou silto arenosos com níveis de pedra pomes de queda, mais ou menos grosseira e paleossolos. A espessura destes níveis é muito variável, geralmente entre os 0,50 m a 2,0 m - 3,0 m, excepto a dos paleossolos, cuja espessura é geralmente inferior a 0,50 m ou 0,60 m)
0,0 – 1,0	Clinker

Quadro NA.VIII – Perfil 5

Espessura das camadas (m)	Materiais das camadas
0,4 – 0,6	Solo vegetal
0,0 – 20,0	Alternâncias de solos pomíticos castanhos, geralmente areno-siltosos ou silto arenosos, com níveis de pedra-pomes de queda, mais ou menos grosseira e paleossolos. A espessura destes níveis é muito variável, geralmente entre os 0,50 m a 2,0 m - 3,0 m, excepto a dos paleossolos, cuja espessura é geralmente inferior a 0,50 m ou 0,60 m.  Por vezes, também pode aparecer nestes perfis níveis de material de fluxo ( <i>mudflows</i> , <i>lahars</i> ) com espessuras consideráveis (superiores a 5 m), com matriz predominantemente arenosa com fragmentos líticos de variadas dimensões podendo, em alguns casos, serem de grandes dimensões.

De acordo com a informação disponível para os Açores, apresentam-se no Quadro NA.IX os valores típicos das velocidades de propagação das ondas de corte em materiais vulcânicos.

Quadro NA.IX – Velocidades de propagação das ondas de corte em materiais vulcânicos

Materiais vulcânicos	Velocidade de propagação (m/s)
Basalto	1570
Traquito ou ignimbrito soldado	1570
Depósitos pomíticos de queda e ignimbritos soldados	702
Clinker	630
Lapilli ou cinzas	630
Tufos surtseianos do Monte Brasil	630
Solo pomítico	330

Estes valores permitem calcular os valores médios das velocidades de propagação das ondas de corte para os 5 perfis estratigráficos tipo, aplicando a expressão (3.1) da presente Norma, embora adaptando-a para atender a que os perfis indicados não atingem 30 m de profundidade. Desta forma obtêm-se os valores indicados no Quadro NA.X.

Quadro NA.X – Velocidades médias de propagação das ondas de corte nos perfis estratigráficos tipo considerados

Perfis	Velocidades de propagação (m/s)
Perfil 1	1500
Perfil 2	850
Perfil 3	750
Perfil 4	530
Perfil 5	330

Com base nos valores das velocidades para cada um dos perfis estratigráficos, estabelece-se no Quadro NA.XI a correspondência entre esses perfis e os tipos de terreno previstos no Quadro 3.1 da presente Norma que servem de base à definição da configuração dos espectros de resposta elásticos.

Quadro NA.XI – Correspondência, para efeito de definição da configuração do espectro de resposta, entre os perfis estratigráficos dos Açores e os tipos de terrenos do Quadro 3.1

Perfis	Tipo de terreno
Perfil 1	A
Perfil 2	B
Perfil 3	B
Perfil 4	B
Perfil 5	C

As correspondências estabelecidas apontam para três grupos de perfis no Arquipélago dos Açores, diferenciados entre si por características próprias de rigidez. No primeiro grupo insere-se o perfil 1 com rigidez considerável, no segundo grupo os perfis 2, 3 e 4 com rigidez intermédia e, no terceiro grupo, o perfil 5 que apresenta, em face da velocidade média de propagação das ondas de corte no perfil, uma rigidez relativamente baixa.

Salienta-se ainda que, para os perfis típicos do Arquipélago dos Açores, a definição dos espectros de resposta com base em valores de  $N_{SPT}$  (número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica) não é aconselhável dada a presença de materiais rochosos nesses perfis estratigráficos, o que torna pouco representativa, para o efeito em causa, a informação obtida nesse tipo de ensaios.

#### **b) Tipos de acção sísmica (3.2.2.1(5))**

A necessidade de, em Portugal, considerar dois tipos de acção sísmica, como indicado em NA.2.3-e), decorre do facto de haver dois cenários de geração dos sismos que podem afectar Portugal:

- um cenário designado de “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica e que corresponde à **Acção sísmica Tipo 1**;
- um cenário designado de “próximo” referente, em geral, aos sismos com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores, e que corresponde à **Acção sísmica Tipo 2**.

Esta situação já estava contemplada no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) que inclui também dois tipos de acção sísmica mas as designações estão trocadas: a acção sísmica **Tipo 1 da presente Norma** corresponde à acção sísmica **Tipo 2 do RSA** e vice-versa.

#### **c) Acelerogramas artificiais (3.2.3.1.2)**

Os acelerogramas artificiais previstos nesta secção devem respeitar as seguintes durações mínimas da parte estacionária  $T_s$ :

**Acção sísmica Tipo 1:**  $T_s \geq 30$  s;

**Acção sísmica Tipo 2:**  $T_s \geq 10$  s.

#### **d) Edifícios de betão com lajes fungiformes (5.1.1(2)P)**

Conforme indicado em 5.1.1(2)P, os edifícios de betão com lajes fungiformes utilizadas como elementos sísmicos primários não estão totalmente abrangidos pelas disposições da presente Norma.

Embora tal não corresponda a uma exclusão da utilização deste tipo de estruturas sugere-se prudência na sua utilização.

Na realidade, este sistema estrutural tem um comportamento sísmico ainda não totalmente esclarecido, considerando-se que as lajes fungiformes não têm grande capacidade de dissipação histerética de energia.

Neste contexto, recomenda-se que estas lajes não sejam utilizadas como parte do sistema de elementos sísmicos primários e que sejam associadas a outros elementos (paredes ou pórticos) para absorção das forças sísmicas.

Em zonas de baixa sismicidade, admite-se a utilização destas lajes como elemento sísmico primário mas apenas em estruturas da Classe de Ductilidade Baixa, ou seja, com coeficiente de comportamento de 1,5. Nestas situações, os deslocamentos horizontais deverão ser avaliados cuidadosamente e verificada a inexistência de efeitos de 2ª ordem significativos.

**e) Classes de ductilidade em edifícios de betão (5.2.1(2)P e 5.2.1(5)P), edifícios de aço (6.1.2(1)P e 6.1.2(4)) e edifícios mistos aço-betão (7.1.2(1)P e 7.1.2(3))**

Consideram-se equivalentes as várias classes de ductilidade previstas nesta Norma, quanto à segurança sísmica que conferem às estruturas.

Nestas condições a recomendação que figura na presente Norma relativa à utilização da classe de ductilidade DCL (baixa) apenas em casos de baixa sismicidade pode ser considerada com alguma tolerância. Admite-se a sua utilização em casos para além dos de baixa sismicidade mas limitados a edifícios regulares e de classe de importância não superior a II.

Nessas situações recomenda-se que, sem modificar os valores dos coeficientes de comportamento definidos para a classe de ductilidade DCL, sejam adoptadas algumas disposições previstas para as outras classes de ductilidade, designadamente nos aspectos relacionados com restrições geométricas e disposições construtivas tendentes a aumentar a ductilidade das estruturas.

Também de acordo com a equivalência expressa acima, optou-se por não apresentar prescrição nacional relativamente a eventuais limitações à utilização das classes de ductilidade mais elevadas DCM e DCH.

Tendo em conta que estas classes de ductilidade têm por objectivo um controlo mais apertado do comportamento sísmico das estruturas em regime não linear e com elevada dissipação de energia, a sua adopção em projecto deve ser acompanhada de medidas de controlo de execução das obras que garantam o rigoroso cumprimento do projecto.

**f) Disposições construtivas para a ductilidade local (5.5.3.1.3(5)P, b))**

Em Portugal não é corrente a utilização de varões com diâmetro de 14 mm; neste caso, poderão utilizar-se varões de 12 mm de diâmetro.

**NA.5 – Correspondência entre as normas europeias referidas na presente Norma e as normas nacionais**

<b>Norma europeia</b>	<b>Norma nacional</b>	<b>Título</b>
EN 1990:2002	NP EN 1990:2009	<i>Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas</i>
EN 1992-1-1:2004	NP EN 1992-1-1:2010	<i>Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios</i>
EN 1993-1-1:2005	NP EN 1993-1-1:2010	<i>Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios</i>
EN 1997-1:2004	NP EN 1997-1:2010	<i>Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais</i>

## Anexo NA.I

### Lista de Concelhos com definição do zonamento sísmico

Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1401	Abrantes	1.5	0,6	2.4	1,1
0101	Águeda	1.6	0,35	2.4	1,1
0901	Aguiar da Beira	1.6	0,35	2.5	0,8
0701	Alandroal	1.5	0,6	2.4	1,1
0102	Albergaria-a-Velha	1.6	0,35	2.4	1,1
0801	Albufeira	1.2	2,0	2.3	1,7
1501	Alcácer do Sal	1.3	1,5	2.3	1,7
1402	Alcanena	1.5	0,6	2.4	1,1
1001	Alcobaça	1.5	0,6	2.4	1,1
1502	Alcochete	1.3	1,5	2.3	1,7
0802	Alcoutim	1.3	1,5	2.4	1,1
1101	Alenquer	1.4	1,0	2.3	1,7
0401	Alfândega da Fé	1.6	0,35	2.5	0,8
1701	Alijó	1.6	0,35	2.5	0,8
0803	Aljezur	1.1	2,5	2.3	1,7
0201	Aljustrel	1.3	1,5	2.4	1,1
1503	Almada	1.3	1,5	2.3	1,7
0902	Almeida	1.6	0,35	2.4	1,1
1403	Almeirim	1.5	0,6	2.3	1,7
0202	Almodôvar	1.3	1,5	2.4	1,1
1404	Alpiarça	1.5	0,6	2.4	1,1
1201	Alter do Chão	1.5	0,6	2.4	1,1
1002	Alvaiázere	1.5	0,6	2.4	1,1
0203	Alvito	1.4	1,0	2.4	1,1
1115	Amadora	1.3	1,5	2.3	1,7
1301	Amarante	1.6	0,35	2.5	0,8
0301	Amares	1.6	0,35	2.5	0,8
0103	Anadia	1.6	0,35	2.4	1,1
1003	Ansião	1.5	0,6	2.4	1,1
1601	Arcos de Valdevez	1.6	0,35	2.5	0,8
0601	Arganil	1.6	0,35	2.4	1,1
1801	Armamar	1.6	0,35	2.5	0,8
0104	Arouca	1.6	0,35	2.5	0,8
0702	Arraiolos	1.4	1,0	2.4	1,1
1202	Arronches	1.5	0,6	2.4	1,1
1102	Arruda dos Vinhos	1.4	1,0	2.3	1,7
0105	Aveiro	1.6	0,35	2.4	1,1
1203	Avis	1.5	0,6	2.4	1,1
1103	Azambuja	1.4	1,0	2.3	1,7

Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1302	Baião	1.6	0,35	2.5	0,8
0302	Barcelos	1.6	0,35	2.5	0,8
0204	Barrancos	1.4	1,0	2.4	1,1
1504	Barreiro	1.3	1,5	2.3	1,7
1004	Batalha	1.5	0,6	2.4	1,1
0205	Beja	1.4	1,0	2.4	1,1
0501	Belmonte	1.6	0,35	2.4	1,1
1405	Benavente	1.4	1,0	2.3	1,7
1005	Bombarral	1.4	1,0	2.3	1,7
0703	Borba	1.5	0,6	2.4	1,1
1702	Boticas	1.6	0,35	2.5	0,8
0303	Braga	1.6	0,35	2.5	0,8
0402	Bragança	1.6	0,35	2.5	0,8
0304	Cabeceiras de Basto	1.6	0,35	2.5	0,8
1104	Cadaval	1.4	1,0	2.3	1,7
1006	Caldas da Rainha	1.5	0,6	2.4	1,1
1602	Caminha	1.6	0,35	2.5	0,8
1204	Campo Maior	1.5	0,6	2.4	1,1
0602	Cantanhede	1.5	0,6	2.4	1,1
0403	Carrazeda de Ansiães	1.6	0,35	2.5	0,8
1802	Carregal do Sal	1.6	0,35	2.4	1,1
1406	Cartaxo	1.4	1,0	2.3	1,7
1105	Cascais	1.3	1,5	2.3	1,7
1007	Castanheira de Pêra	1.6	0,35	2.4	1,1
0502	Castelo Branco	1.6	0,35	2.4	1,1
0106	Castelo de Paiva	1.6	0,35	2.5	0,8
1205	Castelo de Vide	1.5	0,6	2.4	1,1
1803	Castro Daire	1.6	0,35	2.5	0,8
0804	Castro Marim	1.3	1,5	2.3	1,7
0206	Castro Verde	1.3	1,5	2.4	1,1
0903	Celorico da Beira	1.6	0,35	2.4	1,1
0305	Celorico de Basto	1.6	0,35	2.5	0,8
1407	Chamusca	1.5	0,6	2.4	1,1
1703	Chaves	1.6	0,35	2.5	0,8
1804	Cinfães	1.6	0,35	2.5	0,8
0603	Coimbra	1.6	0,35	2.4	1,1
0604	Condeixa-a-Nova	1.5	0,6	2.4	1,1
1408	Constância	1.5	0,6	2.4	1,1
1409	Coruche	1.4	1,0	2.3	1,7
0503	Covilhã	1.6	0,35	2.4	1,1
1206	Crato	1.5	0,6	2.4	1,1
0207	Cuba	1.4	1,0	2.4	1,1

**NP**  
**EN 1998-1**  
**2010**

p. 224 de 230

Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1207	Elvas	1.5	0,6	2.4	1,1
1410	Entroncamento	1.5	0,6	2.4	1,1
0107	Espinho	1.6	0,35	2.5	0,8
0306	Esposende	1.6	0,35	2.5	0,8
0108	Estarreja	1.6	0,35	2.4	1,1
0704	Estremoz	1.5	0,6	2.4	1,1
0705	Évora	1.4	1,0	2.4	1,1
0307	Fafe	1.6	0,35	2.5	0,8
0805	Faro	1.2	2,0	2.3	1,7
1303	Felgueiras	1.6	0,35	2.5	0,8
0208	Ferreira do Alentejo	1.3	1,5	2.4	1,1
1411	Ferreira do Zêzere	1.5	0,6	2.4	1,1
0605	Figueira da Foz	1.5	0,6	2.4	1,1
0904	Figueira de Castelo Rodrigo	1.6	0,35	2.5	0,8
1008	Figueiró dos Vinhos	1.5	0,6	2.4	1,1
0905	Fornos de Algodres	1.6	0,35	2.4	1,1
0404	Freixo de Espada à Cinta	1.6	0,35	2.5	0,8
1208	Fronteira	1.5	0,6	2.4	1,1
0504	Fundão	1.6	0,35	2.4	1,1
1209	Gavião	1.5	0,6	2.4	1,1
0606	Góis	1.6	0,35	2.4	1,1
1412	Golegã	1.5	0,6	2.4	1,1
1304	Gondomar	1.6	0,35	2.5	0,8
0906	Gouveia	1.6	0,35	2.4	1,1
1505	Grândola	1.3	1,5	2.3	1,7
0907	Guarda	1.6	0,35	2.4	1,1
0308	Guimarães	1.6	0,35	2.5	0,8
0505	Idanha-a-Nova	1.6	0,35	2.4	1,1
0110	Ílhavo	1.6	0,35	2.4	1,1
0806	Lagoa	1.1	2,5	2.3	1,7
0807	Lagos	1.1	2,5	2.3	1,7
1805	Lamego	1.6	0,35	2.5	0,8
1009	Leiria	1.5	0,6	2.4	1,1
1106	Lisboa	1.3	1,5	2.3	1,7
0808	Loulé	1.2	2,0	2.3	1,7
1107	Loures	1.3	1,5	2.3	1,7
1108	Lourinhã	1.4	1,0	2.3	1,7
0607	Lousã	1.6	0,35	2.4	1,1
1305	Lousada	1.6	0,35	2.5	0,8
1413	Mação	1.5	0,6	2.4	1,1
0405	Macedo de Cavaleiros	1.6	0,35	2.5	0,8
1109	Mafra	1.4	1,0	2.3	1,7



Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1306	Maia	1.6	0,35	2.5	0,8
1806	Mangualde	1.6	0,35	2.4	1,1
0908	Manteigas	1.6	0,35	2.4	1,1
1307	Marco de Canaveses	1.6	0,35	2.5	0,8
1010	Marinha Grande	1.5	0,6	2.4	1,1
1210	Marvão	1.5	0,6	2.4	1,1
1308	Matosinhos	1.6	0,35	2.5	0,8
0111	Mealhada	1.6	0,35	2.4	1,1
0909	Meda	1.6	0,35	2.5	0,8
1603	Melgaço	1.6	0,35	2.5	0,8
0209	Mértola	1.3	1,5	2.4	1,1
1704	Mesão Frio	1.6	0,35	2.5	0,8
0608	Mira	1.5	0,6	2.4	1,1
0609	Miranda do Corvo	1.5	0,6	2.4	1,1
0406	Miranda do Douro	1.6	0,35	2.5	0,8
0407	Mirandela	1.6	0,35	2.5	0,8
0408	Mogadouro	1.6	0,35	2.5	0,8
1807	Moimenta da Beira	1.6	0,35	2.5	0,8
1506	Moita	1.3	1,5	2.3	1,7
1604	Monção	1.6	0,35	2.5	0,8
0809	Monchique	1.2	2,0	2.3	1,7
1705	Mondim de Basto	1.6	0,35	2.5	0,8
1211	Monforte	1.5	0,6	2.4	1,1
1706	Montalegre	1.6	0,35	2.5	0,8
0706	Montemor-o-Novo	1.4	1,0	2.4	1,1
0610	Montemor-o-Velho	1.5	0,6	2.4	1,1
1507	Montijo	1.3	1,5	2.3	1,7
0707	Mora	1.5	0,6	2.4	1,1
1808	Mortágua	1.6	0,35	2.4	1,1
0210	Moura	1.4	1,0	2.4	1,1
0708	Mourão	1.4	1,0	2.4	1,1
1707	Murça	1.6	0,35	2.5	0,8
0112	Murtosa	1.6	0,35	2.4	1,1
1011	Nazaré	1.5	0,6	2.4	1,1
1809	Nelas	1.6	0,35	2.4	1,1
1212	Nisa	1.5	0,6	2.4	1,1
1012	Óbidos	1.5	0,6	2.3	1,7
0211	Odemira	1.2	2,0	2.4	1,1
1116	Odivelas	1.3	1,5	2.3	1,7
1110	Oeiras	1.3	1,5	2.3	1,7
0506	Oleiros	1.6	0,35	2.4	1,1
0810	Olhão	1.2	2,0	2.3	1,7

Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Acceleção $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona sísmica	Acceleção $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
0113	Oliveira de Azeméis	1.6	0,35	2.4	1,1
1810	Oliveira de Frades	1.6	0,35	2.4	1,1
0114	Oliveira do Bairro	1.6	0,35	2.4	1,1
0611	Oliveira do Hospital	1.6	0,35	2.4	1,1
1421	Ourém	1.5	0,6	2.4	1,1
0212	Ourique	1.3	1,5	2.4	1,1
0115	Ovar	1.6	0,35	2.4	1,1
1309	Paços de Ferreira	1.6	0,35	2.5	0,8
1508	Palmela	1.3	1,5	2.3	1,7
0612	Pampilhosa da Serra	1.6	0,35	2.4	1,1
1310	Paredes	1.6	0,35	2.5	0,8
1605	Paredes de Coura	1.6	0,35	2.5	0,8
1013	Pedrógão Grande	1.5	0,6	2.4	1,1
0613	Penacova	1.6	0,35	2.4	1,1
1311	Penafiel	1.6	0,35	2.5	0,8
1811	Penalva do Castelo	1.6	0,35	2.5	0,8
0507	Penamacor	1.6	0,35	2.4	1,1
1812	Penedono	1.6	0,35	2.5	0,8
0614	Penela	1.5	0,6	2.4	1,1
1014	Peniche	1.4	1,0	2.3	1,7
1708	Peso da Régua	1.6	0,35	2.5	0,8
0910	Pinhel	1.6	0,35	2.4	1,1
1015	Pombal	1.5	0,6	2.4	1,1
1606	Ponte da Barca	1.6	0,35	2.5	0,8
1607	Ponte de Lima	1.6	0,35	2.5	0,8
1213	Ponte de Sor	1.5	0,6	2.4	1,1
1214	Portalegre	1.5	0,6	2.4	1,1
0709	Portel	1.4	1,0	2.4	1,1
0811	Portimão	1.1	2,5	2.3	1,7
1312	Porto	1.6	0,35	2.5	0,8
1016	Porto de Mós	1.5	0,6	2.4	1,1
0309	Póvoa de Lanhoso	1.6	0,35	2.5	0,8
1313	Póvoa de Varzim	1.6	0,35	2.5	0,8
0508	Proença-a-Nova	1.5	0,6	2.4	1,1
0710	Redondo	1.5	0,6	2.4	1,1
0711	Reguengos de Monsaraz	1.4	1,0	2.4	1,1
1813	Resende	1.6	0,35	2.5	0,8
1709	Ribeira de Pena	1.6	0,35	2.5	0,8
1414	Rio Maior	1.5	0,6	2.3	1,7
1710	Sabrosa	1.6	0,35	2.5	0,8
0911	Sabugal	1.6	0,35	2.4	1,1
1415	Salvaterra de Magos	1.4	1,0	2.3	1,7

Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1814	Santa Comba Dão	1.6	0,35	2.4	1,1
0109	Santa Maria da Feira	1.6	0,35	2.4	1,1
1711	Santa Marta de Penaguião	1.6	0,35	2.5	0,8
1416	Santarém	1.5	0,6	2.3	1,7
1509	Santiago do Cacém	1.3	1,5	2.3	1,7
1314	Santo Tirso	1.6	0,35	2.5	0,8
0812	São Brás de Alportel	1.2	2,0	2.3	1,7
0116	São João da Madeira	1.6	0,35	2.4	1,1
1815	São João da Pesqueira	1.6	0,35	2.5	0,8
1816	São Pedro do Sul	1.6	0,35	2.4	1,1
1417	Sardoal	1.5	0,6	2.4	1,1
1817	Sátão	1.6	0,35	2.5	0,8
0912	Seia	1.6	0,35	2.4	1,1
1510	Seixal	1.3	1,5	2.3	1,7
1818	Sernancelhe	1.6	0,35	2.5	0,8
0213	Serpa	1.4	1,0	2.4	1,1
0509	Sertão	1.5	0,6	2.4	1,1
1511	Sesimbra	1.3	1,5	2.3	1,7
1512	Setúbal	1.3	1,5	2.3	1,7
0117	Sever do Vouga	1.6	0,35	2.4	1,1
0813	Silves	1.2	2,0	2.3	1,7
1513	Sines	1.3	1,5	2.3	1,7
1111	Sintra	1.3	1,5	2.3	1,7
1112	Sobral de Monte Agraço	1.4	1,0	2.3	1,7
0615	Soure	1.5	0,6	2.4	1,1
1215	Sousel	1.5	0,6	2.4	1,1
0616	Tábua	1.6	0,35	2.4	1,1
1819	Tabuaço	1.6	0,35	2.5	0,8
1820	Tarouca	1.6	0,35	2.5	0,8
0814	Tavira	1.3	1,5	2.3	1,7
0310	Terras de Bouro	1.6	0,35	2.5	0,8
1418	Tomar	1.5	0,6	2.4	1,1
1821	Tondela	1.6	0,35	2.4	1,1
0409	Torre de Moncorvo	1.6	0,35	2.5	0,8
1419	Torres Novas	1.5	0,6	2.4	1,1
1113	Torres Vedras	1.4	1,0	2.3	1,7
0913	Trancoso	1.6	0,35	2.5	0,8
1318	Trofa	1.6	0,35	2.5	0,8
0118	Vagos	1.6	0,35	2.4	1,1
0119	Vale de Cambra	1.6	0,35	2.4	1,1
1608	Valença	1.6	0,35	2.5	0,8
1315	Valongo	1.6	0,35	2.5	0,8

Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1712	Valpaços	1.6	0,35	2.5	0,8
0712	Vendas Novas	1.4	1,0	2.3	1,7
0713	Viana do Alentejo	1.4	1,0	2.4	1,1
1609	Viana do Castelo	1.6	0,35	2.5	0,8
0214	Vidigueira	1.4	1,0	2.4	1,1
0311	Vieira do Minho	1.6	0,35	2.5	0,8
0510	Vila de Rei	1.5	0,6	2.4	1,1
0815	Vila do Bispo	1.1	2,5	2.3	1,7
1316	Vila do Conde	1.6	0,35	2.5	0,8
0410	Vila Flor	1.6	0,35	2.5	0,8
1114	Vila Franca de Xira	1.4	1,0	2.3	1,7
1420	Vila Nova da Barquinha	1.5	0,6	2.4	1,1
1610	Vila Nova de Cerveira	1.6	0,35	2.5	0,8
0312	Vila Nova de Famalicão	1.6	0,35	2.5	0,8
0914	Vila Nova de Foz Côa	1.6	0,35	2.5	0,8
1317	Vila Nova de Gaia	1.6	0,35	2.5	0,8
1822	Vila Nova de Paiva	1.6	0,35	2.5	0,8
0617	Vila Nova de Poiares	1.6	0,35	2.4	1,1
1713	Vila Pouca de Aguiar	1.6	0,35	2.5	0,8
1714	Vila Real	1.6	0,35	2.5	0,8
0816	Vila Real de Santo António	1.3	1,5	2.3	1,7
0511	Vila Velha de Ródão	1.6	0,35	2.4	1,1
0313	Vila Verde	1.6	0,35	2.5	0,8
0714	Vila Viçosa	1.5	0,6	2.4	1,1
0411	Vimioso	1.6	0,35	2.5	0,8
0412	Vinhais	1.6	0,35	2.5	0,8
1823	Viseu	1.6	0,35	2.5	0,8
0314	Vizela	1.6	0,35	2.5	0,8
1824	Vouzela	1.6	0,35	2.4	1,1

Arquipélago da Madeira		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 1	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
	<b>Ilha da Madeira</b>		
3101	Calheta	1.6	0,35
3102	Câmara de Lobos	1.6	0,35
3103	Funchal	1.6	0,35
3104	Machico	1.6	0,35
3105	Ponta do Sol	1.6	0,35
3106	Porto Moniz	1.6	0,35
3107	Ribeira Brava	1.6	0,35
3108	Santa Cruz	1.6	0,35
3109	Santana	1.6	0,35
3110	São Vicente	1.6	0,35
	<b>Ilha de Porto Santo</b>		
3201	Porto Santo	1.6	0,35

Arquipélago dos Açores		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
	<b>Ilha de Santa Maria</b>		
4101	Vila do Porto	2.2	2,0
	<b>Ilha de São Miguel</b>		
4201	Lagoa	2.1	2,5
4202	Nordeste	2.1	2,5
4203	Ponta Delgada	2.1	2,5
4204	Povoação	2.1	2,5
4205	Ribeira Grande	2.1	2,5
4206	Vila Franca do Campo	2.1	2,5
	<b>Ilha Terceira</b>		
4301	Angra do Heroísmo	2.1	2,5
4302	Vila da Praia da Vitória	2.1	2,5
	<b>Ilha da Graciosa</b>		
4401	Santa Cruz da Graciosa	2.2	2,0
	<b>Ilha de São Jorge</b>		
4501	Calheta	2.1	2,5
4502	Velas	2.1	2,5
	<b>Ilha do Pico</b>		
4601	Lajes do Pico	2.1	2,5
4602	Madalena	2.1	2,5
4603	São Roque do Pico	2.1	2,5
	<b>Ilha do Faial</b>		
4701	Horta	2.1	2,5
	<b>Ilha das Flores</b>		
4801	Lajes das Flores	2.4	1,1
4802	Santa Cruz das Flores	2.4	1,1
	<b>Ilha do Corvo</b>		
4901	Corvo	2.4	1,1