

Norma Portuguesa

NP
EN 1998-5
2010

Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos

Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
Partie 5: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance
Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

ICS
91.010.30; 91.120.25

DESCRIPTOR
Eurocódigo; sismos; estruturas; estruturas resistentes aos sismos;
fundações; estruturas de suporte; resistência dos materiais;
cálculos de projecto; estabilidade

CORRESPONDÊNCIA
Versão portuguesa da EN 1998-5:2004

HOMOLOGAÇÃO
Termo de Homologação n.º 64/2010, de 2010-03-17
A presente Norma resulta da revisão da
NP ENV 1998-5:2002

ELABORAÇÃO
CT 115 (LNEC)

EDIÇÃO
Março de 2010

CÓDIGO DE PREÇO
XEC014

© IPQ reprodução proibida

Instituto Português da  Qualidade

Rua António Gião, 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 1998-5:2004, foi dado estatuto de Norma Portuguesa em 2005-02-25 (Termo de Adopção nº 221/2005, de 2005-02-25).

A presente Norma substitui a NP ENV 1998-5:2002 e constitui a versão portuguesa da EN 1998-5:2004, 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 5 do Eurocódigo 8 e estabelece os requisitos, os critérios e as regras relativas à escolha do local e ao terreno de fundação no que se refere à resistência aos sismos das estruturas.

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 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos

Eurocode 8 – Auslegung von
Bauwerken gegen Erdbeben
Teil 5: Gründungen,
Stützbauwerke und
geotechnische Aspekte

Eurocode 8 – Calcul des
structures pour leur résistance
aux séismes
Partie 5: Fondations, ouvrages
de soutènement et aspects
géotechniques

Eurocode 8 – Design of
structures for earthquake
resistance
Part 5: Foundations, retaining
structures and geotechnical
aspects

A presente Norma é a versão portuguesa da Norma Europeia EN 1998-5:2004 e tem o mesmo estatuto que as versões oficiais. A tradução é da responsabilidade do Instituto Português da Qualidade.

Esta Norma Europeia foi ratificada pelo CEN em 2004-04-16.

Os membros do CEN são obrigados a submeter-se ao Regulamento Interno do CEN/CENELEC que define as condições de adopção da presente 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 Normalização
Europäisches Komitee für Normung
Comité Européen de Normalisation
European Committee for Standardization

Secretariado Central: Avenue Marnix 17, B-1000 Bruxelas

Sumário	Página
Preâmbulo nacional.....	2
Preâmbulo	7
Antecedentes do programa dos Eurocódigos.....	7
Estatuto e campo de aplicação dos Eurocódigos	8
Normas nacionais de implementação dos Eurocódigos.....	9
Ligações entre os Eurocódigos e as especificações técnicas harmonizadas (EN e ETA) relativas aos produtos.....	9
Informações adicionais específicas da EN 1998-5	9
Anexo Nacional da EN 1998-5	10
1 Generalidades.....	11
1.1 Objectivo e campo de aplicação	11
1.2 Referências normativas.....	11
1.2.1 Normas gerais de referência	11
1.3 Pressupostos.....	11
1.4 Distinção entre Princípios e Regras de Aplicação	12
1.5 Termos e definições.....	12
1.5.1 Termos comuns a todos os Eurocódigos	12
1.5.2 Termos adicionais utilizados na presente Norma	12
1.6 Símbolos	12
1.7 Unidades S.I.....	13
2 Acção sísmica	14
2.1 Definição da acção sísmica.....	14
2.2 Representação temporal.....	14
3 Propriedades do terreno	14
3.1 Parâmetros de resistência.....	14
3.2 Parâmetros de rigidez e de amortecimento	14
4 Requisitos relativos à escolha do local e aos terrenos de fundação	15
4.1 Escolha do local.....	15
4.1.1 Generalidades	15
4.1.2 Proximidade de falhas sísmicamente activas.....	15
4.1.3 Estabilidade de taludes	15
4.1.4 Solos potencialmente liquidificáveis	17
4.1.5 Assentamentos excessivos de solos sob cargas cíclicas	19

4.2 Estudos de caracterização dos terrenos	19
4.2.1 Critérios gerais	19
4.2.2 Determinação do tipo de terreno para a definição da acção sísmica	19
4.2.3 Variação da rigidez e do amortecimento do solo em função da amplitude de deformação	20
5 Sistema de fundação.....	20
5.1 Requisitos gerais.....	20
5.2 Regras de concepção	21
5.3 Valores de cálculo dos efeitos das acções	21
5.3.1 Dependência do cálculo estrutural.....	21
5.3.2 Transmissão dos efeitos das acções ao terreno.....	22
5.4 Verificações e critérios de dimensionamento.....	22
5.4.1 Fundações superficiais ou enterradas	22
5.4.2 Estacas e pegões	25
6 Interacção solo-estrutura.....	26
7 Estruturas de suporte de terras	26
7.1 Requisitos gerais.....	26
7.2 Escolha do tipo estrutural e considerações gerais de projecto.....	26
7.3 Métodos de análise	27
7.3.1 Métodos gerais	27
7.3.2 Métodos simplificados: análise pseudo-estática.....	27
7.4 Verificações da estabilidade e da resistência.....	29
7.4.1 Estabilidade do solo de fundação	29
7.4.2 Ancoragens.....	29
7.4.3 Resistência estrutural.....	30
Anexo A (informativo) Coeficientes de amplificação topográfica.....	31
Anexo B (normativo) Diagramas empíricos para a análise simplificada da liquefacção	32
Anexo C (informativo) Rigidez estática na cabeça das estacas.....	34
Anexo D (informativo) Interacção dinâmica solo-estrutura. Efeitos gerais e importância	35
Anexo E (normativo) Análise simplificada para estruturas de suporte.....	36
Anexo F (informativo) Capacidade resistente ao carregamento de fundações superficiais em situações sísmicas.....	40
Anexo Nacional NA	43
Introdução.....	43
NA.1 – Objectivo e campo de aplicação.....	43
NA.2 – Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP)	43

NP
EN 1998-5
2010

p. 6 de 54

NA.2.1 – Generalidades.....	43
NA.2.2 – Princípios e Regras de Aplicação sem prescrições a nível nacional.....	43
NA.2.3 – Princípios e Regras de Aplicação com prescrições a nível nacional	43
NA.3 – Utilização dos Anexos informativos	44
NA.4 – Informações complementares	44
NA.4.1 – Objectivo.....	44
NA.4.2 – Informações específicas	44
NA.5 – Correspondência entre as normas europeias referidas na presente Norma e as normas nacionais	44
Anexo NA.I – Lista de Concelhos com definição da magnitude para verificação do potencial de liquefacção.....	45

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 Maio de 2005, e as normas nacionais divergentes devem ser anuladas o mais tardar em Março de 2010.

A presente Norma substitui a ENV 1998-5:1994.

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 acordo¹⁾ 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 do Conselho 89/106/CEE 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
EN 1995	Eurocódigo 5:	Projecto de estruturas de madeira

¹⁾ 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 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 continuam 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 interpretativos²⁾ referidos no artigo 12º da DPC, embora sejam de natureza diferente da das normas harmonizadas relativas aos produtos³⁾. Por conseguinte, os aspectos técnicos decorrentes dos Eurocódigos devem ser considerados de forma adequada pelos Comités 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.

²⁾ 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).

³⁾ 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 obras⁴⁾. 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 1998-5

O campo de aplicação do Eurocódigo 8 está definido na EN 1998-1:2004, 1.1.1, e o campo de aplicação desta Parte do Eurocódigo 8 está definido em 1.1. Partes adicionais do Eurocódigo 8 estão listadas na EN 1998-1:2004, 1.1.3.

A presente Norma destina-se a ser utilizada por:

- donos de obra (por exemplo, para a formulação de requisitos específicos em matéria de níveis de fiabilidade e de durabilidade);
- projectistas e construtores;
- autoridades competentes.

Para o projecto de estruturas em regiões sísmicas, as disposições da presente Norma deverão ser aplicadas para além das disposições das outras Partes aplicáveis do Eurocódigo 8 e dos outros Eurocódigos relevantes. Em particular, as disposições da presente Norma completam as da EN 1997-1:2004, que não contemplam requisitos especiais para o projecto sísmico.

Devido à combinação das incertezas nas acções sísmicas e das propriedades dos terrenos, a presente Norma poderá não contemplar em detalhe todas as situações possíveis de projecto e o seu bom uso poderá requerer um juízo e uma experiência de engenharia especializada.

⁴⁾ 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.

NP
EN 1998-5
2010

p. 10 de 54

Anexo Nacional da EN 1998-5

Esta 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 1998-5 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 1998-5:2004 em:

Secção	Assunto
1.1(4)	Anexos A, C, D e F informativos
3.1(3)	Coefficientes parciais relativos às propriedades dos materiais
4.1.4(11)	Limite superior das tensões para a susceptibilidade à liquefacção
5.2(2), c)	Redução da aceleração máxima do terreno com a profundidade a partir da superfície do terreno

1 Generalidades

1.1 Objectivo e campo de aplicação

(1)P Esta Norma estabelece os requisitos, os critérios e as regras relativos à escolha do local e ao terreno de fundação no que se refere à resistência aos sismos das estruturas. Contempla o projecto de diferentes sistemas de fundação, o projecto de estruturas de suporte de terras e a interacção solo-estrutura sob o efeito das acções sísmicas. Como tal, complementa o Eurocódigo 7 que não trata dos requisitos especiais do projecto sísmico.

(2)P As disposições da presente Norma aplicam-se a edifícios (EN 1998-1), pontes (EN 1998-2), torres, mastros e chaminés (EN 1998-6), silos, reservatórios e condutas (EN 1998-4).

(3)P Quando necessários, os requisitos especiais para o projecto de fundações de certos tipos de estruturas são apresentados nas Partes relevantes do Eurocódigo 8.

(4) O Anexo B da presente Norma apresenta diagramas empíricos para uma avaliação simplificada do potencial de liquefacção e o Anexo E apresenta um método simplificado para a análise sísmica das estruturas de suporte.

NOTA 1: O Anexo A informativo fornece informações sobre os coeficientes de amplificação topográfica.

NOTA 2: O Anexo C informativo fornece informações sobre a rigidez estática de estacas.

NOTA 3: O Anexo D informativo fornece informações sobre a interacção dinâmica solo-estrutura.

NOTA 4: O Anexo F informativo fornece informações sobre a capacidade de carga sísmica das fundações superficiais.

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*) *Eurocode – Basis of structural design*

EN 1997-1*) *Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 1: General rules*

EN 1997-2 *Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing*

EN 1998-1*) *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*

EN 1998-2 *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges*

EN 1998-4 *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines*

EN 1998-6 *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 6: Towers, masts and chimneys*

1.3 Pressupostos

(1)P Aplicam-se os pressupostos gerais da EN 1990:2002, 1.3.

*) No Anexo Nacional NA são indicadas as normas portuguesas equivalentes (nota nacional).

1.4 Distinção entre Princípios e Regras de Aplicação

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

(2)P A EN 1998-1:2004, 1.5.1, aplica-se aos termos comuns a todos os Eurocódigos.

1.5.2 Termos adicionais utilizados na presente Norma

(1)P Aplica-se a definição de terreno apresentada na EN 1997-1:2004, 1.5.2, enquanto que a de outros termos geotécnicos especificamente relacionados com os sismos como, por exemplo, liquefacção, é apresentada no presente texto.

(2) Para os fins da presente Norma aplicam-se os termos da EN 1998-1:2004, 1.5.2.

1.6 Símbolos

(1) Para os fins da presente Norma utilizam-se os símbolos seguintes. Quando ocorrem pela primeira vez, todos os símbolos utilizados na presente Norma são definidos no texto. Para além disso, apresenta-se a seguir uma lista de símbolos. Alguns símbolos que aparecem apenas nos Anexos são aí definidos.

E_d	valor de cálculo do efeito da acção
E_{pd}	capacidade resistente na face lateral da sapata devida ao impulso passivo do terreno
ER	razão de energia no ensaio de penetração normalizado (SPT)
F_H	valor de cálculo da força de inércia sísmica horizontal
F_V	valor de cálculo da força de inércia sísmica vertical
F_{Rd}	valor de cálculo da capacidade resistente ao deslizamento entre a base horizontal da sapata e o terreno
G	módulo de distorção
G_{max}	módulo de distorção médio para pequenas deformações
L_e	distância da zona de selagem das ancoragens ao muro em condições dinâmicas
L_s	distância da zona de selagem das ancoragens ao muro em condições estáticas
M_{Ed}	valor de cálculo da acção em termos de momentos
$N_1(60)$	número de pancadas do ensaio SPT, normalizado para ter em conta os efeitos do peso dos terrenos sobrejacentes e a razão de energia
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal na base horizontal
N_{SPT}	número de pancadas do ensaio de penetração normalizado (SPT)
PI	índice de plasticidade do solo
R_d	valor de cálculo da capacidade resistente do solo
S	coeficiente de solo definido na EN 1998-1:2004, 3.2.2.2
S_T	coeficiente de amplificação topográfica

V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transversal horizontal
W	peso da massa de terreno potencialmente deslizante
a_g	valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A ($a_g = \gamma a_{gR}$)
a_{gR}	valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
a_{vg}	valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direcção vertical
c'	coesão do solo em termos de tensões efectivas
c_u	resistência ao corte não drenada do solo
d	diâmetro da estaca
d_r	deslocamento de muros de suporte
g	aceleração devida à gravidade
k_h	coeficiente sísmico horizontal
k_v	coeficiente sísmico vertical
q_u	resistência à compressão uniaxial
r	coeficiente para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal (ver o Quadro 7.1)
v_s	velocidade de propagação das ondas de corte
$v_{s,max}$	valor médio de v_s para pequenas deformações ($< 10^{-5}$)
α	razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g , e a aceleração devida à gravidade g
γ	peso volúmico do solo
γ_d	peso volúmico seco do solo
γ	coeficiente de importância
γ_M	coeficiente parcial de uma propriedade do material
γ_{Rd}	coeficiente parcial de modelo
γ_w	peso volúmico da água
δ	ângulo de atrito entre o solo e a sapata ou o muro de suporte
ϕ	ângulo de atrito interno em termos de tensões efectivas
ρ	massa volúmica
σ_{vo}	tensão vertical total devida ao peso dos terrenos sobrejacentes
σ'_{vo}	tensão vertical efectiva devida ao peso dos terrenos sobrejacentes
$\tau_{cy,u}$	resistência ao corte cíclico não drenada do solo
τ_e	tensão tangencial sísmica

1.7 Unidades S.I.

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

(2) Além disso, aplicam-se as unidades recomendadas na EN 1998-1:2004, 1.7.

NOTA: Para os cálculos geotécnicos deverá ser feita referência à EN 1997-1:2004, 1.6(2).

2 Acção sísmica

2.1 Definição da acção sísmica

(1)P A acção sísmica deve ser consistente com os conceitos básicos e as definições indicados na EN 1998-1:2004, 3.2, tendo em conta as disposições de 4.2.2 da presente Norma.

(2)P As combinações da acção sísmica com outras acções devem ser efectuadas de acordo com a EN 1990:2002, 6.4.3.4 e com a EN 1998-1:2004, 3.2.4.

(3) Sempre que adequado, são introduzidas na presente Norma simplificações na escolha da acção sísmica.

2.2 Representação temporal

(1)P No caso de se efectuarem análises temporais, poderão utilizar-se tanto acelerogramas artificiais como registos sísmicos. O seu valor de pico e o seu conteúdo de frequências devem estar de acordo com o especificado na EN 1998-1:2004, 3.2.3.1.

(2) Em verificações de estabilidade dinâmica envolvendo cálculos de deformações permanentes do terreno, a excitação deverá consistir, de preferência, em acelerogramas registados em locais com terreno de solo durante sismos reais, já que têm um conteúdo realista nas baixas frequências e uma correlação temporal correcta entre as componentes horizontais e vertical do movimento. A duração dos movimentos fortes deverá ser escolhida de acordo com a EN 1998-1:2004, 3.2.3.1.

3 Propriedades do terreno

3.1 Parâmetros de resistência

(1) Em geral poderá utilizar-se o valor dos parâmetros de resistência do solo aplicáveis em condições estáticas não drenadas. Para solos coerentes, o parâmetro de resistência adequado é a resistência ao corte não drenada c_u , ajustada em função da velocidade do carregamento e dos efeitos de degradação cíclica sob a acção sísmica, quando tal ajuste é necessário e justificado por evidência experimental adequada. Para solos incoerentes, o parâmetro de resistência adequado é a resistência ao corte cíclico não drenada, $\tau_{cy,u}$, que deverá ter em conta o possível aumento da pressão na água dos poros.

(2) Em alternativa, poderão utilizar-se os parâmetros de resistência em tensões efectivas, juntamente com a adequada pressão na água dos poros gerada durante o carregamento cíclico. Para rochas, poderá utilizar-se a resistência à compressão uniaxial, q_u .

(3) Os coeficientes parciais (γ_M) para as propriedades dos materiais c_u , $\tau_{cy,u}$ e q_u são representados por γ_{cu} , γ_{cy} e γ_{qu} , e os relativos a $\tan \phi$ são representados por γ_ϕ .

NOTA: Os valores a atribuir a γ_{cu} , γ_{cy} , γ_{qu} e γ_ϕ para utilizar num determinado país, poderão ser apresentados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são: $\gamma_{cu} = 1,4$, $\gamma_{cy} = 1,25$, $\gamma_{qu} = 1,4$ e $\gamma_\phi = 1,25$.

3.2 Parâmetros de rigidez e de amortecimento

(1) Devido à sua influência nas acções sísmicas de cálculo, o principal parâmetro de rigidez do terreno sob a acção de um sismo é o módulo de distorção G , calculado por:

$$G = \rho v_s^2 \quad (3.1)$$

em que:

ρ massa volúmica;

v_s velocidade de propagação das ondas de corte no terreno.

(2) Os critérios para a determinação de v_s , incluindo a sua dependência da amplitude da deformação do solo, são apresentados em 4.2.2 e 4.2.3.

(3) O amortecimento deverá ser considerado como uma propriedade adicional do terreno nos casos em que é necessário ter em conta os efeitos da interacção solo-estrutura, especificados na secção 6.

(4) Deverão ser considerados separadamente o amortecimento interno, devido ao comportamento não elástico do terreno durante o carregamento cíclico, e o amortecimento de radiação, provocado pela propagação de ondas sísmicas a partir da fundação.

4 Requisitos relativos à escolha do local e aos terrenos de fundação

4.1 Escolha do local

4.1.1 Generalidades

(1)P Deve efectuar-se uma avaliação do local de construção para determinar a natureza do terreno de fundação e assegurar que os riscos de rotura, de instabilidade de taludes, de liquefacção e de elevada susceptibilidade ao aumento de compacidade no caso de ocorrência de um sismo são minimizados.

(2)P A possibilidade de ocorrência destes fenómenos adversos deve ser investigada como especificado nas secções seguintes.

4.1.2 Proximidade de falhas sísmicamente activas

(1)P Não se devem construir edifícios das classes de importância II, III e IV, definidas na EN 1998-1:2004, 4.2.5, na proximidade imediata de falhas tectónicas reconhecidas como sísmicamente activas em documentos oficiais emitidos pelas autoridades nacionais competentes.

(2) Para a maioria das estruturas que não apresentem riscos para a segurança pública, a ausência de movimento no Quaternário Superior poderá ser adoptada na identificação de falhas não activas.

(3)P Devem efectuar-se estudos geológicos especiais para fins de planeamento urbano e para estruturas importantes a construir na proximidade de falhas potencialmente activas em zonas de elevada sismicidade, de modo a determinar a perigosidade sísmica em termos de rotura do terreno e de severidade da vibração do terreno.

4.1.3 Estabilidade de taludes

4.1.3.1 Requisitos gerais

(1)P A fim de garantir que a segurança e/ou a utilização das estruturas é preservada para a acção sísmica de cálculo, deve efectuar-se uma verificação da estabilidade do terreno em estruturas a construir sobre ou na proximidade de taludes naturais ou artificiais.

(2)P Para as acções sísmicas, o estado limite dos taludes é o estado para além do qual ocorrem deslocamentos permanentes da massa de terreno de amplitude inaceitável até uma profundidade significativa no que respeita aos efeitos na construção, tanto estruturais como funcionais.

(3) Caso a experiência em condições comparáveis comprove que o terreno no local de construção é estável, poderá omitir-se a verificação da estabilidade para edifícios da classe de importância I.

4.1.3.2 Acção sísmica

(1)P A acção sísmica de cálculo a adoptar na verificação da estabilidade deve obedecer às definições apresentadas em 2.1.

(2)P Para estruturas com um coeficiente de importância γ superior a 1,0 sobre ou na proximidade de taludes deve majorar-se a acção sísmica de cálculo nas verificações da estabilidade do terreno, através de um coeficiente de amplificação topográfica.

NOTA: No Anexo A informativo são apresentadas orientações relativamente aos valores do coeficiente de amplificação topográfica.

(3) A acção sísmica poderá ser simplificada como especificado em 4.1.3.3.

4.1.3.3 Métodos de análise

(1)P A resposta de taludes à acção sísmica de cálculo deve ser calculada ou por métodos comprovados de análise dinâmica, como modelos de elementos finitos ou de blocos rígidos, ou por métodos pseudo-estáticos simplificados sujeitos às limitações especificadas em (3) e (8) da presente secção.

(2)P Na modelação do comportamento mecânico dos solos devem ser tidos em conta a redução da rigidez com o aumento da amplitude da deformação e os possíveis efeitos do aumento da pressão intersticial sob carregamento cíclico.

(3) No caso de a topografia da superfície e a estratigrafia do terreno não apresentarem irregularidades muito pronunciadas, a verificação da estabilidade poderá ser efectuada através de métodos pseudo-estáticos simplificados.

(4) Os métodos pseudo-estáticos de análise da estabilidade são semelhantes aos indicados na EN 1997-1:2004, 11.5, com excepção da introdução de forças de inércia horizontais e verticais aplicadas a cada parte da massa de terreno e a quaisquer forças gravíticas actuantes no topo do talude.

(5)P Nas análises pseudo-estáticas, os valores de cálculo das forças de inércia sísmicas, F_H e F_V , actuantes na massa de terreno, respectivamente nas direcções horizontal e vertical, devem ser considerados iguais a:

$$F_H = 0,5 \alpha \times S \times W \quad (4.1)$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H \quad \text{se a relação } a_{vg}/a_g \text{ for superior a } 0,6 \quad (4.2)$$

$$F_V = \pm 0,33 F_H \quad \text{se a relação } a_{vg}/a_g \text{ não for superior a } 0,6 \quad (4.3)$$

em que:

α razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g , e a aceleração devida à gravidade g ;

a_{vg} valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direcção vertical;

a_g valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A;

S coeficiente de solo definido na EN 1998-1:2004, 3.2.2.2;

W peso da massa de terreno potencialmente deslizando.

Deve considerar-se um coeficiente de amplificação topográfica para a_g , de acordo com 4.1.3.2(2).

(6)P Deve ser efectuada a verificação de que não é excedida uma condição de estado limite para a superfície de deslizamento potencial menos segura.

(7) A verificação respeitante ao estado limite de utilização poderá ser efectuada calculando o deslocamento permanente da massa deslizante utilizando um modelo dinâmico simplificado, constituído por um bloco rígido em deslizamento com atrito sobre o talude. Neste modelo, a acção sísmica deverá ter uma representação temporal, de acordo com o disposto em 2.2, e basear-se na aceleração de cálculo não reduzida.

(8)P No caso de solos susceptíveis de desenvolver elevadas pressões na água dos poros ou degradação significativa da rigidez sob carregamento cíclico não se devem utilizar métodos simplificados, como, por exemplo, os métodos pseudo-estáticos simplificados referidos em (3) a (6)P da presente secção.

(9) O aumento da pressão intersticial deverá ser avaliado a partir de ensaios adequados. Na ausência de tais ensaios e para os efeitos de pré-dimensionamento, poderá ser estimado através de correlações empíricas.

4.1.3.4 Verificação da segurança no método pseudo-estático

(1)P Para solos saturados em zonas em que $\alpha S > 0,15$, deve ser considerada uma possível degradação da resistência e um possível aumento da pressão intersticial devidos ao carregamento cíclico, tendo em conta as limitações referidas em 4.1.3.3(8).

(2) Para deslizamentos latentes cuja reactivação por sismos seja possível deverão utilizar-se valores dos parâmetros de resistência do solo correspondentes a grandes deformações. No caso de materiais incoerentes susceptíveis de sofrer um aumento cíclico da pressão intersticial dentro dos limites indicados em 4.1.3.3, isso poderá ser tido em conta diminuindo a força resistente de atrito através de um coeficiente de pressão intersticial apropriado, proporcional ao aumento máximo da pressão intersticial. Esse aumento poderá ser estimado como indicado em 4.1.3.3(9).

(3) Para solos incoerentes acentuadamente dilatantes, como, por exemplo, areias de compactidade elevada, não é necessário aplicar uma redução da resistência ao corte.

(4)P A verificação da segurança dos taludes deve ser efectuada de acordo com os princípios da EN 1997-1:2004.

4.1.4 Solos potencialmente liquidificáveis

(1)P Para efeitos da presente Norma, entende-se por liquefacção uma redução da resistência ao corte e/ou da rigidez, devida ao aumento da pressão na água dos poros em solos incoerentes saturados durante a ocorrência de movimentos sísmicos do terreno, que origine deformações permanentes significativas ou, mesmo, uma quase anulação da tensão efectiva no solo.

(2)P Deve efectuar-se uma avaliação da susceptibilidade à liquefacção quando os solos de fundação incluam estratos extensos ou lentículas espessas de areia solta, com ou sem finos siltosos ou argilosos, sob o nível freático e quando o nível freático está próximo da superfície do terreno. Esta avaliação deve ser efectuada para as condições locais em campo livre (cota da superfície do terreno, cota do nível freático) predominantes durante a vida útil da estrutura.

(3)P Os estudos de caracterização necessários para este efeito devem incluir, no mínimo, ensaios de penetração normalizados (SPT) ou ensaios com penetrómetro de cone (CPT), assim como a determinação das curvas de distribuição granulométrica em laboratório.

(4)P Para os ensaios SPT, os valores medidos do número de pancadas N_{SPT} , expressos em pancadas/30 cm, devem ser normalizados para um valor de referência de 100 kPa da tensão vertical efectiva devida ao peso dos terrenos sobrejacentes e para uma razão de 0,6 entre a energia do impacto e a energia teórica de queda livre. Para profundidades inferiores a 3 m, os valores medidos de N_{SPT} deverão ser reduzidos 25 %.

(5) Poderá efectuar-se a normalização relativa aos efeitos do peso dos terrenos sobrejacentes multiplicando o valor medido de N_{SPT} pelo coeficiente $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, em que σ'_{vo} (kPa) é a tensão vertical efectiva devida ao peso dos terrenos sobrejacentes à profundidade da medição SPT e no momento da sua realização. O coeficiente de normalização $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ não deverá ser inferior a 0,5 nem superior a 2.

(6) A normalização em relação à energia requer a multiplicação do valor do número de pancadas obtido em (5) da presente secção pelo coeficiente $ER/60$, em que ER é 100 vezes a razão de energia específica do equipamento de ensaio.

(7) Para edifícios com fundações superficiais, a avaliação da susceptibilidade à liquefacção poderá ser dispensada quando os solos arenosos saturados se encontrem a profundidades superiores a 15 m, a partir da superfície do terreno.

(8) O risco de liquefacção poderá ser desprezado quando $\alpha S < 0,15$ e, simultaneamente, uma das seguintes condições é satisfeita:

- as areias têm um teor de argila superior a 20 % com um índice de plasticidade $PI > 10$;
- as areias têm um teor de silte superior a 35 % e, simultaneamente, o valor do número de pancadas do ensaio SPT, normalizado para os efeitos do peso dos terrenos sobrejacentes e para a razão de energia, $N_1(60) > 20$;
- as areias são limpas, com o valor do número de pancadas do ensaio SPT, normalizado para os efeitos do peso dos terrenos sobrejacentes e para a razão de energia, $N_1(60) > 30$.

(9)P Se não for possível ignorar o risco de liquefacção, este deve, no mínimo, ser avaliado através de métodos bem comprovados de engenharia geotécnica, baseados em correlações experimentais entre medições *in situ* e tensões tangenciais cíclicas críticas que se sabe terem causado liquefacção em sismos anteriores.

(10) No Anexo B são apresentados diagramas empíricos de liquefacção que ilustram a abordagem de correlação experimental para condições de terreno horizontal, aplicada a diferentes tipos de medições *in situ*. Nesta abordagem, a tensão tangencial sísmica τ_e poderá ser estimada a partir da expressão simplificada:

$$\tau_e = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{vo} \quad (4.4)$$

em que σ_{vo} é a tensão vertical total devida ao peso dos terrenos sobrejacentes e as outras variáveis são as das expressões (4.1) a (4.3). Esta expressão não poderá ser aplicada para profundidades superiores a 20 m.

(11)P Se for utilizada a abordagem de correlação experimental, deve considerar-se que um solo é susceptível à liquefacção em condições de terreno horizontal sempre que a tensão tangencial devida à acção sísmica exceda uma certa fracção λ da tensão crítica que se sabe ter causado liquefacção em sismos anteriores.

NOTA: O valor a atribuir a λ para utilizar num determinado país poderá ser apresentado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é $\lambda = 0,8$, o que implica um coeficiente de segurança de 1,25.

(12)P Se um solo for identificado como susceptível à liquefacção e os efeitos daí decorrentes forem considerados capazes de afectar a capacidade resistente ou a estabilidade das fundações, devem tomar-se medidas para garantir a estabilidade das fundações, como, por exemplo, o melhoramento do solo e fundações por estacas (de modo a transferir as cargas para estratos não susceptíveis à liquefacção).

(13) O melhoramento do solo em relação à liquefacção deverá ser feito ou por compactação do solo, para aumentar a sua resistência à penetração para além do domínio de perigo, ou por recurso a drenagem para reduzir o acréscimo de pressão na água dos poros gerado pela vibração do terreno.

NOTA: A viabilidade da compactação depende, principalmente, do teor de finos e da profundidade do solo.

(14) O recurso exclusivo a fundações por estacas deverá ser considerado com precaução, devido às elevadas forças induzidas nas estacas pela perda de resistência do solo no estrato ou nos estratos susceptíveis à liquefacção e às inevitáveis incertezas na determinação da localização e da espessura desses estratos.

4.1.5 Assentamentos excessivos de solos sob cargas cíclicas

(1)P A susceptibilidade dos solos de fundação ao aumento da compactidade e a assentamentos excessivos provocados por tensões cíclicas induzidas por sismos deve ser considerada quando existam, a pequena profundidade, estratos extensos ou lentículas espessas de materiais incoerentes soltos não saturados.

(2) Também poderão ocorrer assentamentos excessivos em argilas muito moles, devido à degradação cíclica da sua resistência ao corte sob a acção de vibrações do terreno de longa duração.

(3) O potencial de aumento da compactidade e de assentamento dos solos mencionados acima deverá ser avaliado através de métodos disponíveis de engenharia geotécnica, se necessário com recurso a ensaios de laboratório apropriados, estáticos e cíclicos, de amostras representativas dos materiais investigados.

(4) No caso de os assentamentos provocados pelo aumento da compactidade ou pela degradação cíclica serem susceptíveis de afectar a estabilidade das fundações, deverão ser considerados métodos de melhoramento do solo.

4.2 Estudos de caracterização dos terrenos

4.2.1 Critérios gerais

(1)P Os estudos de caracterização dos materiais de fundação em regiões sísmicas devem seguir os mesmos critérios adoptados para regiões não sísmicas, definidos na EN 1997-1:2004, secção 3.

(2) Com excepção dos edifícios da classe de importância I, sempre que seja viável deverão ser incluídos nos estudos de campo ensaios com penetrómetro de cone, eventualmente com medições da pressão intersticial, por proporcionarem um registo contínuo em profundidade das características mecânicas do solo.

(3)P Nos casos indicados em 4.1 e 4.2.2 poderão ser necessários estudos adicionais orientados para os aspectos sísmicos.

4.2.2 Determinação do tipo de terreno para a definição da acção sísmica

(1)P Devem existir dados geotécnicos ou geológicos relativos ao local de construção, em quantidade suficiente para permitir a determinação de um tipo médio do terreno e/ou do espectro de resposta que lhe está associado, tal como definido na EN 1998-1:2004, 3.1, 3.2.

(2) Para este efeito, poderão integrar-se os dados recolhidos *in situ* com os dados de áreas adjacentes com características geológicas semelhantes.

(3) Deverão ter-se em conta os mapas ou os critérios existentes de microzonamento sísmico, desde que obedeçam ao disposto em (1)P da presente secção e que sejam sustentados por estudos de caracterização do terreno relativos especificamente ao local da construção.

(4)P Em locais estáveis, o perfil da velocidade de propagação das ondas de corte v_s no terreno deve ser considerado como o elemento mais fiável para a previsão das características da acção sísmica dependentes do local.

(5) Para estruturas importantes em regiões de elevada sismicidade, particularmente para condições de terreno dos tipos D, S₁ ou S₂, deverão utilizar-se medições *in situ* do perfil de v_s por meio de métodos geofísicos em furos.

(6) Para todos os outros casos, quando for necessário determinar os períodos de vibração natural do solo, o perfil de v_s poderá ser avaliado através de correlações empíricas, utilizando a resistência à penetração *in situ* ou outras propriedades geotécnicas, tendo em conta a dispersão das referidas correlações.

(7) O amortecimento interno do solo deverá ser medido por meio de ensaios laboratoriais ou de campo adequados. Na ausência de medições directas e se o produto $a_g \cdot S$ for inferior a 0,1 g (ou seja, inferior a 0,98 m/s²), deverá utilizar-se um coeficiente de amortecimento de 0,03. Solos estruturados e de estrutura cimentada assim como as rochas brandas poderão exigir uma análise específica.

4.2.3 Variação da rigidez e do amortecimento do solo em função da amplitude de deformação

(1)P A diferença entre os valores de v_s para pequenas deformações, tais como os medidos por meio de ensaios *in situ*, e os valores correspondentes às amplitudes de deformação induzidas pelo sismo de cálculo deve ser tida em conta em todos os cálculos que utilizem as propriedades dinâmicas do solo em condições estáveis.

(2) Para condições locais de terreno dos tipos C ou D com um nível freático pouco profundo e sem materiais com índice de plasticidade $PI > 40$, na ausência de dados específicos aquela diferença poderá ser tida em conta utilizando os coeficientes de redução de v_s apresentados no Quadro 4.1. Para perfis de terreno mais rígidos e para um nível freático mais profundo, a redução deverá ser proporcionalmente menor (e a gama de variação deverá ser menor).

(3) Se o produto $a_g \cdot S$ for igual ou superior a 0,1 g (isto é, igual ou superior a 0,98 m/s²), na ausência de medições específicas deverão utilizar-se os coeficientes de amortecimento interno apresentados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Coeficientes médios de amortecimento do terreno e coeficientes de redução médios (\pm um desvio padrão) para a velocidade das ondas de corte v_s e para o módulo de distorção G até uma profundidade de 20 m

Razão de aceleração no terreno, $\alpha \cdot S$	Coeficiente de amortecimento	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90(\pm 0,07)	0,80(\pm 0,10)
0,20	0,06	0,70(\pm 0,15)	0,50(\pm 0,20)
0,30	0,10	0,60(\pm 0,15)	0,36(\pm 0,20)
$v_{s,max}$ valor médio de v_s para pequenas deformações ($< 10^{-5}$), não superior a 360 m/s;			
G_{max} módulo de distorção médio para pequenas deformações.			

NOTA: As gamas de variação de \pm um desvio padrão permitem ao autor do projecto introduzir diferentes níveis de segurança, em função de factores como a rigidez e a estratificação do perfil do solo. Poderiam utilizar-se, por exemplo, valores de $v_s/v_{s,max}$ e de G/G_{max} superiores à média para perfis de maior rigidez e valores de $v_s/v_{s,max}$ e de G/G_{max} inferiores à média para perfis mais moles.

5 Sistema de fundação

5.1 Requisitos gerais

(1)P Além das regras gerais da EN 1997-1:2004, numa região sísmica a fundação de uma estrutura deve obedecer aos requisitos seguintes:

a) as forças relevantes da superestrutura devem ser transferidas ao terreno sem deformações permanentes substanciais, de acordo com os critérios de 5.3.2;

b) as deformações do terreno induzidas pelo sismo são compatíveis com os requisitos funcionais essenciais da estrutura;

c) a fundação deve ser concebida, dimensionada e construída de acordo com as regras de 5.2 e com as medidas mínimas de 5.4 de forma a limitar os riscos associados à incerteza da resposta sísmica.

(2)P Devem ser tidos em devida conta a dependência das propriedades dinâmicas dos solos em relação à deformação (ver 4.2.3) e os efeitos associados à natureza cíclica do carregamento sísmico. Caso se torne necessário melhorar no local ou mesmo substituir o solo original, devido à sua susceptibilidade à liquefacção ou ao aumento da compacidade, devem ser tidas em conta as propriedades do solo melhorado ou de substituição.

(3) Sempre que for apropriado (ou necessário), poderão utilizar-se coeficientes relativos às propriedades do terreno ou às capacidades resistentes que não sejam os referidos em 3.1(3), desde que correspondam ao mesmo nível de segurança.

NOTA: Por exemplo, os coeficientes para a capacidade resistente aplicados aos resultados de ensaios de carga de estacas.

5.2 Regras de concepção

(1)P No caso de estruturas que não sejam pontes ou condutas, não devem utilizar-se soluções mistas de fundação, por exemplo estacas e fundações superficiais, a não ser que se demonstre a adequação da solução por meio de um estudo específico. Poderão ser utilizadas soluções mistas de fundação em unidades dinamicamente independentes da mesma estrutura.

(2)P Na escolha do tipo de fundação devem considerar-se os seguintes aspectos:

a) a fundação deve ser suficientemente rígida para transmitir ao terreno, de um modo uniforme, as acções localizadas recebidas da superestrutura;

b) na escolha da rigidez da fundação no seu plano horizontal, deve ter-se em conta os efeitos de deslocamentos horizontais relativos entre elementos verticais;

c) se se admitir uma redução da amplitude do movimento sísmico com a profundidade, tal hipótese deve ser justificada por meio de um estudo adequado e, em nenhum caso, poderá corresponder a uma aceleração máxima normalizada inferior a uma certa fracção p do produto αS à superfície do terreno.

NOTA: O valor a atribuir a p para utilizar num determinado país poderá ser apresentado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é $p = 0,65$.

5.3 Valores de cálculo dos efeitos das acções

5.3.1 Dependência do cálculo estrutural

(1)P Estruturas dissipativas

Os efeitos das acções nas fundações de estruturas dissipativas devem basear-se em considerações de cálculo pela capacidade real, tendo em conta o desenvolvimento de uma eventual sobre-resistência. A avaliação destes efeitos deve estar de acordo com as secções aplicáveis das Partes correspondentes do Eurocódigo 8. No caso particular de edifícios, deve aplicar-se a disposição restritiva da EN 1998-1:2004, 4.4.2.6(2)P.

(2)P Estruturas não dissipativas

Os efeitos das acções nas fundações de estruturas não dissipativas devem ser obtidos da análise na situação de projecto sísmica, sem considerações de cálculo pela capacidade real. Ver também a EN 1998-1:2004, 4.4.2.6(3).

5.3.2 Transmissão dos efeitos das acções ao terreno

(1)P Para permitir que o sistema de fundação cumpra os requisitos de 5.1(1)Pa), devem adoptar-se os seguintes critérios relativamente à transmissão ao terreno do esforço horizontal e do par esforço normal/momento flector. Para estacas e pegões devem ser tidos em conta os critérios adicionais especificados em 5.4.2.

(2)P Esforço horizontal

O valor de cálculo do esforço transversal horizontal V_{Ed} deve ser transmitido através dos seguintes mecanismos:

- a) por meio de um valor de cálculo da capacidade resistente ao corte F_{Rd} entre a base horizontal de uma sapata ou de uma laje de fundação e o terreno, como descrito em 5.4.1.1;
- b) por meio de um valor de cálculo da capacidade resistente ao corte entre as faces verticais da fundação e o terreno;
- c) por meio de um valor de cálculo dos impulsos passivos do terreno nas faces da fundação, respeitando as limitações e as condições descritas em 5.4.1.1, 5.4.1.3 e 5.4.2.

(3)P Deve ser permitida a combinação da capacidade resistente ao corte com, no máximo, 30 % da capacidade resistente resultante da mobilização total do impulso passivo do terreno.

(4)P Esforço normal e momento flector

Os valores de cálculo, devidamente determinados, do esforço normal, N_{Ed} , e do momento flector, M_{Ed} , devem ser transmitidos por meio de um ou da combinação dos mecanismos seguintes:

- a) pelo valor de cálculo das forças resistentes verticais actuantes na base da fundação;
- b) pelo valor de cálculo dos momentos flectores decorrentes do valor de cálculo da capacidade resistente ao corte, na direcção horizontal, entre as faces dos elementos de fundação profundos (poços, estacas, caixões) e o terreno, respeitando as limitações e as condições descritas em 5.4.1.3 e 5.4.2;
- c) pelo valor de cálculo da capacidade resistente ao corte, na direcção vertical, entre as faces dos elementos de fundação enterrados e profundos (poços, estacas, pegões e caixões) e o terreno.

5.4 Verificações e critérios de dimensionamento

5.4.1 Fundações superficiais ou enterradas

(1)P Devem aplicar-se às fundações superficiais ou enterradas com apoio directo no terreno subjacente as verificações e os critérios de dimensionamento seguintes.

5.4.1.1 Sapatas (dimensionamento em relação aos estados limites últimos)

(1)P De acordo com os critérios de dimensionamento em relação aos estados limites últimos, as sapatas devem ser verificadas quanto à rotura por deslizamento e quanto à rotura por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento.

(2)P Rotura por deslizamento

No caso das fundações cuja base esteja acima do nível freático, este tipo de rotura deve ser impedido por atrito e, nas condições indicadas em (5) da presente secção, por pressão lateral de terras.

(3) Na falta de estudos mais específicos, o valor de cálculo da capacidade resistente atrítica em sapatas acima do nível freático, F_{Rd} , poderá ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad (5.1)$$

em que:

N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal na base horizontal;

δ ângulo de atrito na interface estrutura-terreno na base da sapata, que poderá ser calculado de acordo com a EN 1997-1:2004, 6.5.3;

γ_M coeficiente parcial para a propriedade do material, a tomar com o valor aplicável a $\tan \phi'$ (ver 3.1(3)).

(4)P No caso de fundações abaixo do nível freático, o valor de cálculo da capacidade resistente ao corte deve ser avaliado com base na resistência não drenada, de acordo com o disposto na EN 1997-1:2004, 6.5.3.

(5) O valor de cálculo da capacidade resistente lateral E_{pd} resultante de pressões de terras nas faces da sapata poderá ser tido em conta como especificado em 5.3.2, desde que sejam tomadas medidas adequadas no local, como, por exemplo, a compactação do aterro de reenchimento contra as faces da sapata, a cravação de uma parede de fundação vertical no terreno ou a betonagem de uma sapata directamente contra uma superfície do solo vertical e limpa.

(6)P Para evitar qualquer rotura por deslizamento sobre uma base horizontal, deve ser satisfeita a seguinte expressão:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd} \quad (5.2)$$

(7) No caso das fundações acima do nível freático e desde que as duas condições seguintes sejam satisfeitas:

- as propriedades do solo permanecem inalteradas durante o sismo;
- o deslizamento não afecta desfavoravelmente o funcionamento de nenhuma rede vital (por exemplo, redes de água, gás, acesso ou telecomunicações) ligada à estrutura;

poderá ser tolerado um deslizamento limitado. A amplitude do deslizamento deverá ser razoável em função do comportamento global da estrutura.

(8)P Rotura por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento.

Para satisfazer o requisito de 5.1(1)Pa), a capacidade resistente ao carregamento da fundação deve ser verificada para uma combinação de esforços aplicados N_{Ed} , V_{Ed} e M_{Ed} .

NOTA: Para a verificação da capacidade resistente ao carregamento da fundação em situações sísmicas, poderá utilizar-se a expressão geral e os critérios apresentados no Anexo F informativo, os quais permitem ter em conta a inclinação e a excentricidade resultantes das forças de inércia na estrutura bem como os possíveis efeitos das forças de inércia no próprio terreno de fundação.

(9) Chama-se a atenção para o facto de certas argilas sensíveis poderem sofrer uma degradação da sua resistência ao corte e de os materiais incoerentes serem susceptíveis de sofrer um aumento da pressão intersticial dinâmica sob carregamento cíclico, bem como uma dissipação ascensional, após o sismo, da pressão intersticial oriunda de estratos subjacentes.

(10) Na avaliação da capacidade resistente ao carregamento do solo sob acção sísmica deverão ter-se em conta mecanismos possíveis de degradação da resistência e da rigidez que podem iniciar-se mesmo a níveis de deformação relativamente baixos. Se estes fenómenos forem tidos em conta, poderão utilizar-se valores reduzidos dos coeficientes parciais para as propriedades dos materiais. No caso contrário, deverão utilizar-se os valores indicados em 3.1(3).

(11) O aumento da pressão na água dos poros sob carregamento cíclico deverá ser tido em conta considerando o seu efeito quer na resistência não drenada (numa análise em tensões totais) quer na pressão intersticial (numa análise em tensões efectivas). No caso de estruturas com um coeficiente de importância γ superior a 1,0, deverá ser tido em conta o comportamento não linear do solo na determinação de eventuais deformações permanentes durante um sismo.

5.4.1.2 Ligações horizontais entre fundações

(1)P De acordo com o disposto em 5.2, os efeitos adicionais das acções induzidos na estrutura por deslocamentos relativos horizontais ao nível da fundação devem ser avaliados e devem adoptar-se no projecto as disposições adequadas.

(2) No caso de edifícios, considera-se que o requisito de (1)P da presente secção é satisfeito se as fundações estiverem dispostas no mesmo plano horizontal e se existirem vigas de travamento ou uma laje de fundação adequada ao nível das sapatas ou dos encabeçamentos de estacas. Estas medidas não são necessárias nos casos seguintes: a) para terrenos do tipo A, e b) nos casos de baixa sismicidade para terrenos do tipo B.

(3) As vigas do piso inferior de um edifício poderão ser consideradas como vigas de travamento desde que se encontrem a uma distância inferior a 1,0 m da face inferior das sapatas ou dos encabeçamentos de estacas. As vigas de travamento poderão ser substituídas por uma laje de fundação desde que também esta se encontre a uma distância inferior a 1,0 m da face inferior das sapatas ou dos encabeçamentos de estacas.

(4) A resistência à tracção necessária nestes elementos de ligação poderá ser avaliada por métodos simplificados.

(5)P Na falta de regras ou métodos mais precisos, consideram-se adequadas as ligações entre fundações se forem satisfeitas todas as regras indicadas em (6) e (7) da presente secção.

(6) Vigas de travamento

Deverão ser adoptadas as seguintes medidas:

a) as vigas de travamento deverão ser projectadas para suportar um esforço normal, tanto de tracção como de compressão, igual a:

$\pm 0,3 \alpha S \cdot N_{Ed}$ para terrenos do tipo B

$\pm 0,4 \alpha S \cdot N_{Ed}$ para terrenos do tipo C

$\pm 0,6 \alpha S \cdot N_{Ed}$ para terrenos do tipo D

em que N_{Ed} é a média dos valores de cálculo dos esforços normais nos elementos verticais ligados na situação de projecto sísmica;

b) a armadura longitudinal deverá estar totalmente amarrada no corpo da sapata ou nas outras vigas de travamento a ela ligadas.

(7) Laje de fundação

Deverão ser adoptadas as seguintes medidas:

a) as zonas que desempenham a função de vigas de travamento deverão ser projectadas para suportar esforços normais iguais aos indicados em (6)a) da presente secção;

b) a armadura longitudinal das zonas que desempenham a função de vigas de travamento deverá ser totalmente amarrada no corpo das sapatas ou na zona da laje para além da ligação.

5.4.1.3 Fundações por ensoleiramento

(1) Todas as disposições de 5.4.1.1 poderão ser igualmente aplicadas às fundações por ensoleiramento, mas com as seguintes particularidades:

a) a capacidade resistente atrítica global poderá ser considerada no caso de uma laje de fundação única. Para grelhas simples de vigas de fundação poderá considerar-se em cada cruzamento uma área de sapata equivalente;

b) as vigas e/ou lajes de fundação poderão ser consideradas como elementos de ligação; a regra para o seu dimensionamento aplica-se a uma largura efectiva correspondente à largura da viga de fundação ou a uma largura de laje igual a dez vezes a sua espessura.

(2) Uma fundação por ensoleiramento também poderá ter de ser verificada como diafragma no seu próprio plano, sob a acção das suas próprias forças de inércia laterais e das forças horizontais induzidas pela superestrutura.

5.4.1.4 Fundações em caixão

(1) Todas as disposições da secção 5.4.1.3 poderão ser igualmente aplicadas às fundações em caixão. Além disso, a capacidade resistente lateral do solo, tal como é especificada em 5.3.2(2) e 5.4.1.1(5), poderá ser tomada em consideração, para todas as categorias de solo, dentro dos limites prescritos.

5.4.2 Estacas e pegões

(1)P As estacas e os pegões devem ser projectados de modo a resistirem aos dois tipos seguintes de efeitos das acções:

a) forças de inércia provenientes da superestrutura; estas forças, combinadas com as forças estáticas, conduzem aos valores de cálculo N_{Ed} , V_{Ed} e M_{Ed} especificados em 5.3.2;

b) esforços cinemáticos, resultantes da deformação do solo circundante causada pela passagem das ondas sísmicas.

(2)P A capacidade resistente última ao carregamento transversal das estacas deve ser verificada de acordo com os princípios da EN 1997-1:2004, 7.7.

(3)P As análises para a determinação dos esforços ao longo da estaca, assim como do deslocamento e da rotação da cabeça da estaca, devem basear-se em modelos discretos ou contínuos que possam reproduzir de forma realista (mesmo que aproximadamente):

– a rigidez de flexão da estaca;

– as reacções do solo ao longo da estaca, tendo em devida conta os efeitos do carregamento cíclico e a amplitude das deformações do solo;

– os efeitos de interacção dinâmica entre estacas (também designados por "efeitos de grupo" dinâmicos);

– o grau de liberdade de rotação da cabeça da estaca ou da ligação entre a estaca e a estrutura.

NOTA: Para o cálculo das rigidezes das estacas poderão ser utilizadas, como orientação, as expressões apresentadas no Anexo C informativo.

(4)P A capacidade resistente lateral dos estratos de solo susceptíveis à liquefacção ou a uma degradação importante da resistência deve ser ignorada.

(5) No caso de serem utilizadas estacas inclinadas, o seu projecto deverá assegurar-lhes a capacidade de suportar, de forma segura, carregamentos normais assim como carregamentos de flexão.

NOTA: Não se recomendam estacas inclinadas para a transmissão de cargas laterais ao solo.

(6)P Os momentos flectores que se desenvolvem em resultado da interacção cinemática devem ser calculados apenas quando ocorrem simultaneamente todas as condições seguintes:

- o perfil do terreno é do tipo D, S₁ ou S₂ e contém estratos consecutivos cuja rigidez difere acentuadamente;
- a zona é de sismicidade moderada ou elevada, ou seja, o produto $a_g \cdot S$ é superior a 0,10 g (isto é, é superior a 0,98 m/s²) e a estrutura suportada é da classe de importância III ou IV.

(7) Em princípio, as estacas deverão ser projectadas para permanecerem elásticas, mas, em certas condições, poderá admitir-se a formação de uma rótula plástica no seu encabeçamento. As zonas de formação potencial de rótulas plásticas deverão ser projectadas de acordo com a EN 1998-1:2004, 5.8.4.

6 Interacção solo-estrutura

(1)P Os efeitos da interacção dinâmica solo-estrutura devem ser considerados nos seguintes casos:

- a) estruturas nas quais os efeitos P- δ (2ª ordem) têm um papel importante;
- b) estruturas com fundações de grandes dimensões ou profundas, como, por exemplo, pilares de pontes, caixões *offshore* e silos;
- c) estruturas altas e esbeltas, como, por exemplo, torres e chaminés, tratadas na EN 1998-6:2004;
- d) estruturas fundadas em solos muito moles, com uma velocidade média de propagação da onda de corte $v_{s,max}$ (definida no Quadro 4.1) inferior a 100 m/s, tais como os solos do tipo de terreno S₁.

NOTA: No Anexo D informativo são apresentadas informações sobre os efeitos gerais e a importância da interacção dinâmica solo-estrutura.

(2)P Os efeitos da interacção solo-estrutura nas estacas devem ser avaliados, para todas as estruturas, de acordo com 5.4.2.

7 Estruturas de suporte de terras

7.1 Requisitos gerais

(1)P As estruturas de suporte de terras devem ser projectadas de forma a cumprir a sua função durante e após um sismo, sem sofrer danos estruturais significativos.

(2) Poderão ser aceitáveis deslocamentos permanentes, combinando deslizamento e rotação, esta última devida às deformações irreversíveis do solo de fundação, se se comprovar que são compatíveis com os requisitos funcionais e/ou estéticos.

7.2 Escolha do tipo estrutural e considerações gerais de projecto

(1)P A escolha do tipo estrutural deve basear-se nas condições normais de serviço, seguindo os princípios gerais da EN 1997-1:2004, secção 9.

(2)P Deve prestar-se a devida atenção ao facto de que o cumprimento dos requisitos adicionais de natureza sísmica poderá implicar um ajuste e, ocasionalmente, uma outra escolha mais adequada do tipo estrutural.

(3)P O material do aterro de reenchimento no tardo da estrutura deve ter uma granulometria cuidadosamente seleccionada e ser compactado *in situ*, de forma a conseguir-se a melhor continuidade possível com a massa de solo existente.

(4)P Os sistemas de drenagem no tardo da estrutura devem ser capazes de absorver movimentos transitórios e permanentes sem perda das suas funções.

(5)P Em especial, no caso de solos incoerentes que contenham água, a drenagem deve ser eficaz até profundidades muito superiores à da superfície de rotura potencial no tardo das estruturas.

(6)P Deve garantir-se que o solo suportado apresenta, sob a acção sísmica de cálculo, uma margem de segurança acrescida em relação à liquefacção.

7.3 Métodos de análise

7.3.1 Métodos gerais

(1)P Qualquer método comprovado baseado nos procedimentos da dinâmica das estruturas e dos solos e apoiado na experiência e em observações é, em princípio, aceitável para avaliar a segurança de uma estrutura de suporte de terras.

(2) Deverão ser tidos em conta os seguintes aspectos:

- a) o comportamento em geral não linear do solo, durante a sua interacção dinâmica com a estrutura de suporte;
- b) os efeitos de inércia associados às massas do solo, da estrutura e de todas as outras forças gravíticas que possam participar no processo de interacção;
- c) os efeitos hidrodinâmicos gerados pela presença de água no solo atrás do muro e/ou pela água na face exterior do muro;
- d) a compatibilidade entre as deformações do solo, do muro e das ancoragens, caso existam.

7.3.2 Métodos simplificados: análise pseudo-estática

7.3.2.1 Modelos básicos

(1)P O modelo básico para a análise pseudo-estática deve ser constituído pela estrutura de suporte e a sua fundação, por uma cunha de solo situada no tardo da estrutura e considerada num estado de equilíbrio limite activo (se a estrutura for suficientemente flexível), por qualquer sobrecarga actuante na cunha de solo e, eventualmente, por uma massa de solo na base do muro considerada num estado de equilíbrio passivo.

(2) Para que se crie um estado activo no solo é necessário que ocorra um movimento suficiente do muro durante o sismo de cálculo, o que é possível por flexão no caso de uma estrutura flexível, ou por deslizamento ou rotação no caso de estruturas de tipo gravidade. Para a avaliação do movimento do muro necessário ao desenvolvimento de um estado limite activo, ver a EN 1997-1:2004, 9.5.3.

(3) No caso de estruturas rígidas, como, por exemplo, paredes de caves ou muros de gravidade fundados em rocha ou em estacas, desenvolvem-se pressões superiores às activas e é mais adequado admitir um estado de repouso do solo, como apresentado em E.9. O mesmo deverá ser considerado para muros de suporte ancorados, caso não seja possível qualquer movimento.

7.3.2.2 Acção sísmica

(1)P Para efeito da análise pseudo-estática, a acção sísmica deve ser representada por um conjunto de forças estáticas horizontais e verticais iguais ao produto das forças gravíticas por um coeficiente sísmico.

(2)P Deve considerar-se que a acção sísmica vertical actua no sentido ascendente ou no descendente, de forma a obter-se o efeito mais desfavorável.

(3) A intensidade dessas forças sísmicas equivalentes é função, para uma determinada zona sísmica, da amplitude do deslocamento permanente que é simultaneamente aceitável e na realidade permitido pela solução estrutural adoptada.

(4)P Na falta de estudos específicos, os coeficientes sísmicos horizontais (k_h) e verticais (k_v) afectando todas as massas devem ser os seguintes:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (7.1)$$

$$k_v = \pm 0,5k_h \quad \text{se } a_{vg}/a_g \text{ for maior que } 0,6 \quad (7.2)$$

$$k_v = \pm 0,33k_h \quad \text{nos outros casos} \quad (7.3)$$

em que o coeficiente r tem os valores apresentados no Quadro 7.1 em função do tipo da estrutura de suporte. Para paredes de altura não superior a 10 m, o coeficiente sísmico deve ser considerado constante ao longo da altura.

Quadro 7.1 – Valores do coeficiente r para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal

Tipo de estrutura de suporte	r
Muros de gravidade livres que admitam um deslocamento até $d_r = 300 \alpha S$ (mm)	2
Muros de gravidade livres que admitam um deslocamento até $d_r = 200 \alpha S$ (mm)	1,5
Muros de betão armado em flexão, muros ancorados ou contraventados, muros de betão armado fundados em estacas verticais, paredes de caves travadas e encontros de pontes	1

(5) Na presença de solos incoerentes saturados, susceptíveis de desenvolver elevadas pressões intersticiais:

- a) o coeficiente r do Quadro 7.1 não deverá ser superior a 1,0;
- b) o coeficiente de segurança em relação à liquefacção não deverá ser inferior a 2.

NOTA: O valor de 2 do coeficiente de segurança resulta da aplicação do disposto em 7.2(6)P, no contexto do método simplificado indicado em 7.3.2.

(6) Para estruturas de suporte com altura superior a 10 m e para mais informações sobre o coeficiente r , ver E.2.

(7) Para todos os muros que não sejam muros de gravidade, os efeitos da aceleração vertical poderão ser desprezados para a estrutura de suporte.

7.3.2.3 Valores de cálculo das pressões de terras e da pressão da água

(1)P A força de cálculo total que actua no muro nas condições sísmicas deve determinar-se considerando a condição de equilíbrio limite do modelo descrito em 7.3.2.1.

(2) Essa força poderá ser avaliada de acordo com o Anexo E.

(3) Deverá considerar-se que a força de cálculo referida em (1)P desta secção é a resultante das pressões de terras estáticas e dinâmicas.

(4)P Na falta de um estudo mais pormenorizado que tenha em conta a rigidez relativa, o tipo de movimentos e a massa relativa da estrutura de suporte, deve considerar-se que o ponto de aplicação da força devida às pressões de terras dinâmicas se situa a meia altura do muro.

(5) Para muros que possam rodar em torno da sua base, poderá considerar-se que a força dinâmica actua no mesmo ponto da força estática.

(6)P Deve considerar-se que a distribuição de pressões no muro devidas às acções estática e dinâmica actua com uma inclinação em relação à direcção normal ao muro não superior a $(2/3)\phi'$ para o estado activo e igual a zero para o estado passivo.

(7)P Para o solo localizado abaixo do nível freático, deve fazer-se a distinção entre condições de permeabilidade dinâmica, em que a água interior é livre para se deslocar em relação ao esqueleto sólido, e condições de impermeabilidade dinâmica, em que, no essencial, esse deslocamento não se verifica sob a acção sísmica.

(8) Para a maioria das situações correntes e para solos com um coeficiente de permeabilidade inferior a 5×10^{-4} m/s, a água intersticial não tem liberdade para se deslocar em relação ao esqueleto sólido, a acção sísmica ocorre numa condição essencialmente não drenada e o solo poderá ser tratado como um meio monofásico.

(9)P Para a condição de impermeabilidade dinâmica, aplicam-se todas as disposições anteriores desde que o peso volumico do solo e o coeficiente sísmico horizontal sejam devidamente modificados.

(10) As modificações relativas à condição de impermeabilidade dinâmica poderão ser introduzidas de acordo com E.6 e E.7.

(11)P Para aterros de reenchimento permeáveis, em condições dinâmicas, deve considerar-se que os efeitos induzidos pela acção sísmica no solo e na água são independentes.

(12) Por conseguinte, deverá ser adicionada uma pressão hidrodinâmica à pressão hidrostática de acordo com E.7. O ponto de aplicação da força devida à pressão hidrodinâmica poderá ser considerado a uma profundidade, em relação ao nível superior do estrato saturado, igual a 60 % da espessura desse estrato.

7.3.2.4 Pressão hidrodinâmica na face exterior do muro

(1)P Deve ser tida em conta a variação máxima de pressão (positiva ou negativa) em relação à pressão hidrostática existente, provocada pela oscilação da água na face exposta do muro.

(2) Esta pressão poderá ser avaliada de acordo com E.8.

7.4 Verificações da estabilidade e da resistência

7.4.1 Estabilidade do solo de fundação

(1)P São requeridas as seguintes verificações:

- estabilidade global;
- rotura local do solo.

(2)P A verificação da estabilidade global deve ser efectuada de acordo com as regras de 4.1.3.4.

(3)P A capacidade resistente última da fundação deve ser verificada em relação à rotura por deslizamento e em relação à rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento (ver 5.4.1.1).

7.4.2 Ancoragens

(1)P Os sistemas de ancoragem (incluindo a parte livre da armadura, dispositivos de ancoragem, cabeças de ancoragem e sistemas de selagem) devem ter uma resistência e um comprimento suficientes para garantir o equilíbrio da cunha de solo crítica em condições sísmicas (ver 7.3.2.1), assim como uma suficiente capacidade de adaptação às deformações de origem sísmica do terreno.

(2)P A capacidade resistente da ancoragem deve ser determinada de acordo com as regras da EN 1997-1:2004 para as situações de projecto persistentes e transitórias nos estados limites últimos.

(3)P Deve assegurar-se que o solo onde se situa a zona de selagem da ancoragem mantém a resistência necessária para a sua função de amarração durante o sismo de cálculo e que, em particular, possui uma margem de segurança acrescida em relação à liquefacção.

(4)P A distância L_e entre a zona de selagem da ancoragem e o muro deve exceder a distância L_s requerida para cargas não sísmicas.

(5) Para ancoragens com a zona de selagem situada num depósito de solo com características semelhantes às do solo atrás do muro e terrenos com superfície de nível, a distância L_e poderá ser avaliada de acordo com a seguinte expressão:

$$L_e = L_s (1 + 1,5 \alpha \cdot S) \quad (7.4)$$

7.4.3 Resistência estrutural

(1)P Deve demonstrar-se que sob a combinação da acção sísmica com outras cargas possíveis, o equilíbrio é atingido sem exceder as resistências de cálculo do muro e dos elementos estruturais de apoio.

(2)P Para esse efeito, devem considerar-se os modos de estado limite de rotura estrutural indicados na EN 1997-1:2004, 8.5.

(3)P Devem ser verificados todos os elementos estruturais de modo a garantir que satisfazem a condição:

$$R_d > E_d \quad (7.5)$$

em que:

R_d valor de cálculo da capacidade resistente do elemento, avaliada do mesmo modo que para uma situação não sísmica;

E_d valor de cálculo do efeito das acções, obtido a partir da análise descrita em 7.3.

Anexo A

(informativo)

Coeficientes de amplificação topográfica

A.1 Este Anexo fornece alguns coeficientes simplificados de amplificação da acção sísmica, utilizados nas verificações da estabilidade de taludes. Em primeira aproximação os coeficientes de amplificação, S_T , são considerados como independentes do período fundamental de vibração e, consequentemente, multiplicam como um factor constante as ordenadas do espectro de resposta elástica de cálculo definido na EN 1998-1:2004. De preferência, estes coeficientes de amplificação deverão ser aplicados quando os taludes fazem parte de irregularidades topográficas bidimensionais, como, por exemplo, elevações e escarpas extensas e de altura superior a cerca de 30 m.

A.2 Para inclinações médias de encosta inferiores a cerca de 15° , os efeitos da topografia poderão ser desprezados, embora se recomende um estudo específico no caso de uma topografia local fortemente irregular. Para inclinações superiores, aplicam-se as seguintes indicações:

a) *Escarpas e encostas isoladas*

Deverá utilizar-se um valor $S_T \geq 1,2$ para locais próximos da crista.

b) *Elevações em que a largura na crista é significativamente inferior à largura na base*

Deverá utilizar-se um valor $S_T \geq 1,4$ na proximidade do topo dos taludes com inclinações médias de talude superiores a 30° e um valor $S_T \geq 1,2$ para inclinações de talude menores.

c) *Presença de um estrato superficial solto*

Na presença de um estrato superficial solto, deverá aumentar-se, pelo menos, 20 % o menor valor de S_T apresentado em a) e b).

d) *Variação espacial do coeficiente de amplificação*

Poderá admitir-se que o valor de S_T decresce linearmente ao longo da altura acima da base da escarpa ou da elevação, e é unitário na base.

A.3 Em geral, a amplificação sísmica também decresce rapidamente com a profundidade no interior da elevação. Assim, os efeitos topográficos a considerar nas análises de estabilidade são maiores e em geral superficiais nas cristas das elevações e muito menos importantes na análise de deslizamentos profundos nos quais as superfícies de rotura passam próximo da base. Se neste último caso se utilizar o método pseudo-estático, os efeitos topográficos poderão ser desprezados.

Anexo B

(normativo)

Diagramas empíricos para a análise simplificada da liquefacção

B.1 Generalidades

Os diagramas empíricos utilizados para a análise simplificada da liquefacção representam correlações experimentais entre medições *in situ* e tensões tangenciais cíclicas que se sabe terem provocado liquefacção em sismos anteriores. No eixo das abcissas desses diagramas representa-se uma propriedade do solo determinada *in situ*, como, por exemplo, a resistência à penetração normalizada ou a velocidade de propagação das ondas de corte v_s . No eixo das ordenadas é representada a tensão tangencial cíclica induzida pelo sismo (τ_c), em geral normalizada pela tensão vertical efectiva devida ao peso dos terrenos sobrejacentes (σ'_{vo}). Todos os diagramas apresentam uma curva limite da resistência cíclica, que separa a região de não liquefacção (à direita) da região onde a liquefacção é possível (à esquerda e acima da curva). Por vezes, são representadas mais do que uma curva, correspondentes, por exemplo, a solos com diferentes teores de finos ou a sismos de magnitudes diferentes.

É preferível não aplicar os critérios empíricos de liquefacção, com excepção dos que utilizam a resistência no ensaio CPT, quando os solos potencialmente liquidificáveis ocorrem em estratos ou veios com espessura não superior a algumas dezenas de centímetros.

Na presença de um teor substancial de seixo, a susceptibilidade à liquefacção não pode ser excluída, mas os dados de observação são, à data, insuficientes para a construção de um diagrama de liquefacção fiável.

B.2 Diagramas baseados no número de pancadas do SPT

Entre os mais utilizados contam-se os diagramas representados na Figura B.1 para areias limpas e areias siltosas. O valor do número de pancadas do SPT normalizado para ter em conta os efeitos do peso dos terrenos sobrejacentes e a razão de energia $N_1(60)$ obtém-se como descrito em 4.1.4.

É pouco provável que ocorra liquefacção abaixo de um certo limiar de τ_c , porque o solo tem um comportamento elástico e não se produz qualquer acumulação de pressão intersticial. Assim, a curva limite não é extrapolada até à origem. Para aplicar o presente critério a sismos de magnitudes diferentes de $M_S = 7,5$, em que M_S é a magnitude de ondas de superfície, as ordenadas das curvas da Figura B.1 deverão ser multiplicadas pelo coeficiente CM indicado no Quadro B.1

Quadro B.1 – Valores do coeficiente CM

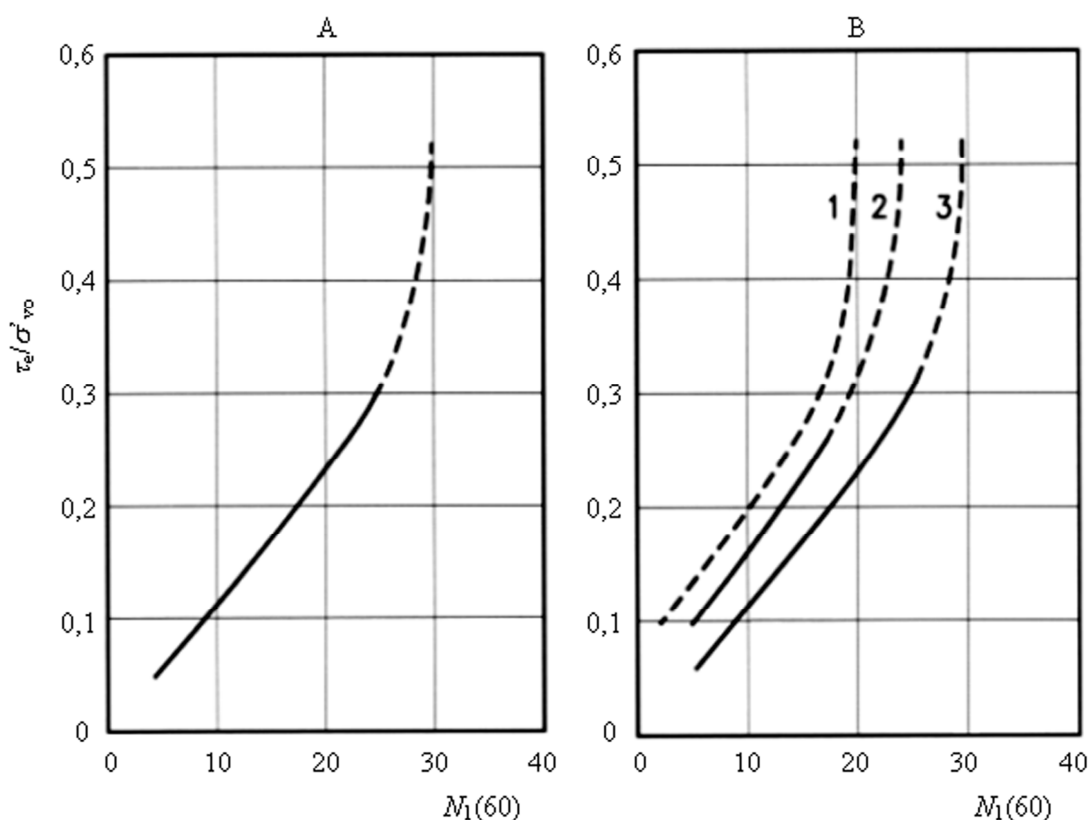
M_S	CM
5,5	2,86
6,0	2,20
6,5	1,69
7,0	1,30
8,0	0,67

B.3 Diagramas baseados na resistência CPT

Com base em numerosos estudos que correlacionam a resistência CPT e a resistência do solo à liquefacção, foram elaborados diagramas semelhantes aos da Figura B.1. Estas correlações directas devem ser preferidas às correlações indirectas, que utilizam uma relação entre o número de pancadas do SPT e a resistência CPT.

B.4 Diagramas baseados na velocidade das ondas de corte v_s

Esta propriedade é a mais promissora como índice de campo para a avaliação da susceptibilidade à liquefacção de solos onde é difícil colher amostras (como, por exemplo, siltes e areias) ou efectuar ensaios de penetração (seixos). Além disso, foram feitos avanços significativos nos últimos anos na medição de v_s no campo. No entanto, as correlações entre v_s e a resistência do solo à liquefacção ainda estão em fase de desenvolvimento, pelo que não deverão ser utilizadas sem o apoio de um especialista.



Legenda:

τ_e / σ'_{vo} – tensão tangencial cíclica normalizada

A – areias limpas;

B – areias siltosas

curva 1: 35 % de finos

curva 2: 15 % de finos

curva 3: < 5 % de finos

Figura B.1 – Relação entre as razões de tensão que provocam a liquefacção e os valores de $N_1(60)$ para areias limpas e siltosas para sismos de $M_s = 7,5$

Anexo C

(informativo)

Rigidez estática na cabeça das estacas

C.1 Define-se rigidez da estaca como a força (momento) que tem de ser aplicada à cabeça da estaca para produzir um deslocamento (rotação) unitário na mesma direcção (sendo nulos os deslocamentos/rotações nas outras direcções). É representada por K_{HH} (rigidez horizontal), K_{MM} (rigidez de flexão) e $K_{HM} = K_{MH}$ (rigidez cruzada).

No Quadro C.1 utilizam-se as seguintes notações:

E módulo de elasticidade do modelo do solo, igual a $3G$;

E_p módulo de elasticidade do material da estaca;

E_s módulo de elasticidade do solo a uma profundidade igual ao diâmetro da estaca;

d diâmetro da estaca;

z profundidade.

Quadro C.1 – Expressões para a rigidez estática de estacas flexíveis para três modelos de solo

Modelo de solo	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2E_s}$
$E = E_s \cdot z/d$	$0,60 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,35}$	$0,14 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,80}$	$-0,17 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,60}$
$E = E_s \sqrt{z/d}$	$0,79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,28}$	$0,15 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,77}$	$-0,24 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,53}$
$E = E_s$	$1,08 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,21}$	$0,16 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,75}$	$-0,22 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,50}$

Anexo D

(informativo)

Interacção dinâmica solo-estrutura. Efeitos gerais e importância

D.1 Devido à interacção dinâmica solo-estrutura, a resposta sísmica de uma estrutura com apoios flexíveis, isto é, de uma estrutura com fundações em terreno deformável, será, em vários aspectos, diferente da resposta da mesma estrutura com fundações em terreno rígido (base fixa), sujeita a uma excitação idêntica em campo livre, pelas seguintes razões:

- a) o movimento das fundações da estrutura com apoios flexíveis é diferente do movimento em campo livre e poderá incluir uma rotação importante da estrutura de base fixa em torno de um eixo horizontal;
- b) o período fundamental de vibração da estrutura com apoios flexíveis é maior do que o da estrutura de base fixa;
- c) os períodos próprios, os modos de vibração e os factores de participação modal da estrutura com apoios flexíveis são diferentes dos da estrutura de base fixa;
- d) o amortecimento global da estrutura com apoios flexíveis inclui, por um lado, o amortecimento de radiação e, por outro, o amortecimento interno gerado na interface solo-fundação, para além do amortecimento associado à superestrutura.

D.2 Para a maioria das estruturas correntes de edifícios, os efeitos da interacção dinâmica solo-estrutura tendem a ser benéficos, uma vez que reduzem os momentos flectores e os esforços transversos actuantes nos diversos elementos da superestrutura. Para as estruturas enumeradas na secção 6, os efeitos da interacção solo-estrutura podem ser prejudiciais.

Anexo E

(normativo)

Análise simplificada para estruturas de suporte

E.1 Em termos conceptuais, define-se o coeficiente r como a relação entre o valor da aceleração que produz o máximo deslocamento permanente compatível com os condicionamentos existentes, e o valor correspondente ao estado de equilíbrio limite (início da ocorrência de deslocamentos). Daqui resulta que r é maior para os muros que podem tolerar maiores deslocamentos.

E.2 Para estruturas de suporte de altura superior a 10 m, poderá efectuar-se uma análise unidimensional de propagação vertical das ondas em campo livre e poderá obter-se uma estimativa mais fina de α , para utilização na expressão (7.1), adoptando o valor médio das acelerações horizontais máximas do solo ao longo da altura da estrutura.

E.3 A força total de cálculo que actua na estrutura de suporte do lado do terreno, E_d , é calculada por:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (\text{E.1})$$

em que:

H altura do muro;

E_{ws} impulso estático da água;

E_{wd} impulso hidrodinâmico (definido a seguir);

γ^* peso volúmico do solo (definido em E.5 a E.7);

K coeficiente de impulso de terras (estático + dinâmico);

k_v coeficiente sísmico vertical (ver as expressões (7.2) e (7.3)).

E.4 O coeficiente de impulso de terras poderá ser calculado a partir da fórmula de Mononobe e Okabe.

Para estados activos:

se $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{E.2})$$

se $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (\text{E.3})$$

Para estados passivos (sem resistência ao corte entre o solo e o muro):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (\text{E.4})$$

Nas expressões anteriores usam-se as seguintes notações:

ϕ'_d valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo, isto é $\phi'_d = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg} \phi'}{\gamma_\phi} \right)$;

ψ e β ângulos de inclinação do tardo do muro e da superfície do aterro de reenchimento em relação à horizontal, conforme representado na Figura E.1;

δ_d valor de cálculo do ângulo de atrito entre o solo e o muro, isto é $\delta_d = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg} \delta}{\gamma_\phi} \right)$;

θ ângulo definido em E.5 a E.7.

A expressão relativa aos estados passivos deverá utilizar-se, de preferência, nos casos de uma face vertical do muro ($\psi = 90^\circ$).

E.5 Nível freático abaixo do muro de suporte – Coeficiente de impulso de terras

Aplicam-se os seguintes parâmetros:

$$\gamma^* = \gamma \text{ peso volúmico do solo} \quad (\text{E.5})$$

$$\text{tg } \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (\text{E.6})$$

$$E_{wd} = 0 \quad (\text{E.7})$$

em que:

k_h coeficiente sísmico horizontal (ver a expressão (7.1)).

Em alternativa, poderão utilizar-se quadros e gráficos aplicáveis em condições estáticas (unicamente para forças gravíticas) com as seguintes modificações:

representando

$$\text{tg } \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad (\text{E.8})$$

e

$$\operatorname{tg} \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (\text{E.9})$$

O conjunto do sistema solo-muro sofre uma rotação correspondente ao ângulo adicional θ_A ou θ_B . A aceleração devida à gravidade é substituída pelo seguinte valor:

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos \theta_A} \quad (\text{E.10})$$

ou

$$g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos \theta_B} \quad (\text{E.11})$$

E.6 Solo impermeável sob condições dinâmicas situado abaixo do nível freático – Coeficiente de impulso de terras

Aplicam-se os seguintes parâmetros:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad (\text{E.12})$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (\text{E.13})$$

$$E_{wd} = 0 \quad (\text{E.14})$$

em que:

γ peso volúmico saturado (total) do solo;

γ_w peso volúmico da água.

E.7 Solo (muito) permeável sob condições dinâmicas situado abaixo do nível freático – Coeficiente de impulso de terras

Aplicam-se os seguintes parâmetros:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad (\text{E.15})$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (\text{E.16})$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2 \quad (\text{E.17})$$

em que:

γ_d peso volúmico seco do solo;

H' altura do nível freático acima da base do muro.

E.8 Pressão hidrodinâmica na face exterior do muro

Esta pressão, $q(z)$, poderá ser calculada por:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z} \quad (\text{E.18})$$

em que:

k_h coeficiente sísmico horizontal com $r = 1$ (ver a expressão (7.1));

h altura da água livre;

z coordenada vertical descendente com origem na superfície da água.

E.9 Impulso de terras para estruturas rígidas

Para estruturas rígidas totalmente impedidas de se mover, de modo que não há a possibilidade de se desenvolver de um estado activo no solo, e para um muro vertical e aterro de reenchimento com superfície horizontal, a força dinâmica devida ao aumento da pressão de terras poderá ser considerada igual a:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma H^2 \quad (\text{E.19})$$

em que:

H altura do muro.

O ponto de aplicação poderá ser considerado a meia altura.

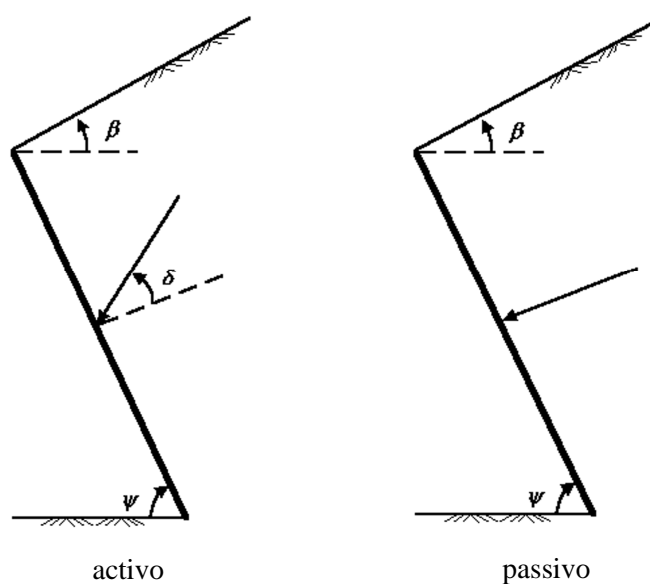


Figura E.1 – Convenção relativa aos ângulos nas expressões para o cálculo do coeficiente de impulso de terras

Anexo F (informativo)

Capacidade resistente ao carregamento de fundações superficiais em situações sísmicas

F.1 Expressão geral

A estabilidade em relação à rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento de fundações superficiais contínuas apoiadas na superfície de um solo homogéneo, poderá ser verificada com a seguinte expressão que relaciona a resistência do solo, os esforços de cálculo (N_{Ed} , V_{Ed} e M_{Ed}) ao nível da fundação e as forças de inércia no solo:

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[\left(1 - m\bar{F}^k \right)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[\left(1 - m\bar{F}^k \right)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad (F.1)$$

em que:

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{max}}, \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{max}}, \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{B N_{max}} \quad (F.2)$$

N_{max} capacidade resistente última ao carregamento da fundação sob uma carga vertical centrada, definida em F.2 e F.3;

B largura da fundação;

\bar{F} força de inércia do solo, adimensional, definida em F.2 e F.3;

γ_{Rd} coeficiente parcial de modelo (em F.6 são apresentados valores deste parâmetro).

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$ são parâmetros numéricos dependentes do tipo de solo, definidos em F.4.

F.2 Solos puramente coerentes

Para solos puramente coerentes ou solos incoerentes saturados, a capacidade resistente última ao carregamento sob uma carga vertical centrada N_{max} é calculada por:

$$N_{max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B \quad (F.3)$$

em que:

\bar{c} resistência ao corte não drenada do solo, c_u , para solos coerentes, ou resistência ao corte cíclico não drenada, $\tau_{cy,u}$, para solos incoerentes;

γ_M coeficiente parcial relativo às propriedades dos materiais (ver 3.1(3)).

A força de inércia adimensional do solo, \bar{F} , é calculada por:

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}} \quad (F.4)$$

em que:

ρ massa volúmica do solo;

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

a_{gR} valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno do tipo A;

γ coeficiente de importância;

S coeficiente de solo definido na EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.

As seguintes limitações aplicam-se à expressão geral da capacidade resistente ao carregamento:

$$0 < \bar{N} \leq 1, \quad |\bar{V}| \leq 1 \quad (F.5)$$

F.3 Solos puramente incoerentes

Para solos puramente incoerentes secos ou solos incoerentes saturados sem aumento significativo da pressão intersticial, a capacidade resistente última ao carregamento da fundação sob uma carga vertical centrada N_{\max} é calculada por:

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma \quad (F.6)$$

em que:

g aceleração devida à gravidade;

a_v aceleração vertical do terreno, que poderá ser considerada igual a $0,5a_g \cdot S$;

N_γ coeficiente de capacidade resistente, função do valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo ϕ'_d (que inclui o coeficiente parcial de uma propriedade do material γ_M indicado em 3.1(3), ver E.4).

A força de inércia adimensional do solo, \bar{F} , é calculada por:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d} \quad (F.7)$$

A seguinte limitação aplica-se à expressão geral:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'} \quad (\text{F.8})$$

F.4 Parâmetros numéricos dos coeficientes

Os valores dos parâmetros numéricos na expressão geral da capacidade resistente ao carregamento, função dos tipos de solo identificados em F.2 e F.3, são indicados no Quadro F.1.

Quadro F.1 – Valores dos parâmetros numéricos utilizados na expressão (F.1)

	Solo puramente coerente	Solo puramente incoerente
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

F.5 Na maioria das situações correntes, poderá considerar-se \bar{F} igual a 0 para solos coerentes. Para solos incoerentes, \bar{F} poderá ser desprezado se $a_g \cdot S < 0,1 \text{ g}$ (ou seja, se $a_g \cdot S < 0,98 \text{ m/s}^2$).

F.6 O coeficiente parcial de modelo, γ_{Rd} , toma os valores indicados no Quadro F.2.

Quadro F.2 – Valores do coeficiente parcial de modelo γ_{Rd}

Areia de compacidade média a elevada	Areia seca solta	Areia saturada solta	Argila não sensível	Argila sensível
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

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 1998-5:2010 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 1998-5:2010 – “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos”, 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:

- 4.1.4(11)P
- 5.2(2)P, c)

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(4)

Em Portugal, os Anexos A, C, D e F mantêm o carácter informativo.

b) NA–3.1(3)

Os valores dos coeficientes parciais para os parâmetros do terreno $\tan \phi$ (tangente do ângulo de atrito interno em tensões efectivas), c' (coesão em tensões efectivas), c_u (resistência ao corte não drenada) e q_u (resistência à compressão uniaxial) a adoptar em Portugal em situações de projecto sísmicas são os indicados no Anexo

Nacional da NP EN 1997-1:2010 para situações acidentais (ver o Quadro NA.II do Anexo Nacional da NP EN 1997-1:2010).

O valor do coeficiente parcial para o parâmetro do terreno $\tau_{cy,u}$ (resistência ao corte cíclico não drenada) a adoptar em Portugal em situações de projecto sísmicas é $\gamma_{\tau cy} = 1,1$.

NA.3 – Utilização dos Anexos informativos

Em Portugal, os Anexos A, C, D e F 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) Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (5.1(3))

Os valores dos coeficientes parciais relativos às capacidades resistentes a adoptar em Portugal em situações de projecto sísmicas são os indicados no Anexo Nacional da NP EN 1997-1:2010 para situações acidentais (ver o Quadro NA.III e, no caso de estacas à compressão ou à tracção, as alíneas l) e o) da secção NA.2.3 do Anexo Nacional da NP EN 1997-1:2010).

b) Zonamento de magnitudes para avaliação do potencial de liquefacção (4.1.4 e Anexo B)

Com vista à aplicação da metodologia apresentada em 4.1.4 e no Anexo B quanto à verificação do potencial de liquefacção, apresenta-se, no Anexo NA.I, as magnitudes a adoptar em cada Concelho para os dois tipos de acção sísmica.

As magnitudes apresentadas correspondem aos valores expectáveis da distribuição de magnitudes associadas a períodos de retorno de 243 anos, de 475 anos, de 821 anos, de 1044 anos e de 1303 anos, considerados no Anexo Nacional da NP EN 1998-1:2010 e a prever no Anexo Nacional da NP EN 1998-2; estes períodos de retorno correspondem às classes de importância definidas, para edifícios e pontes, naqueles Anexos Nacionais.

NA.5 – Correspondência entre as normas europeias referidas na presente Norma e as normas nacionais

Norma europeia	Norma nacional	Título
EN 1990:2002	NP EN 1990:2009	<i>Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas</i>
EN 1997-1:2004	NP EN 1997-1:2010	<i>Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais</i>
EN 1998-1:2004	NP EN 1998-1:2010	<i>Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios</i>

Anexo NA.I

Portugal Continental – Lista de Concelhos com definição das magnitudes para verificação do potencial de liquefacção

	Período de retorno / Classe de importância	243 anos / Classe de importância I (edifícios e pontes)		475 anos / Classe de importância II (edifícios e pontes)		821 anos / Classe de importância III (edifícios)		1044 anos / Classe de importância III (pontes)		1303 anos / Classe de importância IV (edifícios)	
		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude	
		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
1401	Abrantes	7,3	4,8	7,5	4,9	7,7	4,9	7,8	4,9	7,9	5,0
101	Águeda	7,0	4,3	7,2	4,4	7,4	4,4	7,5	4,4	7,5	4,4
901	Aguiar da Beira	7,1	4,5	7,3	4,7	7,5	4,8	7,6	4,8	7,6	4,9
701	Alandroal	7,3	4,7	7,6	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8	7,9	4,8
102	Albergaria-a-Velha	7,0	4,3	7,2	4,4	7,3	4,4	7,4	4,4	7,5	4,4
801	Albufeira	7,3	5,0	7,5	5,2	7,8	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1501	Alcácer do Sal	7,3	5,0	7,6	5,1	7,8	5,3	7,9	5,3	7,9	5,4
1402	Alcanena	7,2	4,9	7,5	5,0	7,7	5,1	7,8	5,2	7,9	5,2
1001	Alcobaça	7,2	4,8	7,4	4,9	7,6	4,9	7,7	4,9	7,8	5,0
1502	Alcochete	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
802	Alcoutim	7,2	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1101	Alenquer	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
401	Alfândega da Fé	7,0	4,4	7,2	4,5	7,4	4,6	7,5	4,7	7,5	4,7
1701	Alijó	7,0	4,5	7,2	4,6	7,3	4,6	7,4	4,7	7,5	4,7
803	Aljezur	7,2	5,0	7,5	5,1	7,7	5,2	7,8	5,3	7,8	5,3
201	Aljustrel	7,3	5,0	7,6	5,0	7,8	5,1	7,9	5,1	7,9	5,1
1503	Almada	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
902	Almeida	7,1	4,4	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,7
1403	Almeirim	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
202	Almodôvar	7,3	5,1	7,6	5,2	7,8	5,3	7,9	5,4	7,9	5,4
1404	Alpiarça	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1201	Alter do Chão	7,3	4,7	7,6	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8	7,9	4,9
1002	Alvaiázere	7,2	4,7	7,5	4,8	7,7	4,8	7,8	4,8	7,8	4,8
203	Alvito	7,3	5,0	7,6	5,0	7,8	5,0	7,9	5,1	7,9	5,1
1115	Amadora	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1301	Amarante	6,9	4,5	7,0	4,6	7,2	4,7	7,2	4,7	7,3	4,7
301	Amares	6,7	4,5	6,8	4,6	6,9	4,7	7,0	4,7	7,0	4,8
103	Anadia	7,1	4,4	7,3	4,4	7,5	4,4	7,5	4,4	7,6	4,5
1003	Ansião	7,2	4,6	7,4	4,7	7,6	4,7	7,7	4,8	7,8	4,8
1601	Arcos de Valdevez	6,6	4,4	6,7	4,5	6,8	4,6	6,9	4,7	6,9	4,7
601	Arganil	7,2	4,5	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,7
1801	Armamar	7,0	4,6	7,2	4,7	7,3	4,8	7,4	4,8	7,5	4,9
104	Arouca	6,9	4,4	7,1	4,5	7,3	4,6	7,4	4,6	7,4	4,6
702	Arraiolos	7,3	4,9	7,6	5,0	7,8	5,0	7,9	5,0	7,9	5,0

NP
EN 1998-5
2010

p. 46 de 54

	Período de retorno / Classe de importância	243 anos / Classe de importância I (edifícios e pontes)		475 anos / Classe de importância II (edifícios e pontes)		821 anos / Classe de importância III (edifícios)		1044 anos / Classe de importância III (pontes)		1303 anos / Classe de importância IV (edifícios)	
		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude	
		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
1202	Arronches	7,3	4,6	7,6	4,7	7,8	4,7	7,9	4,8	7,9	4,8
1102	Arruda dos Vinhos	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
105	Aveiro	7,0	4,3	7,2	4,4	7,3	4,4	7,4	4,4	7,4	4,4
1203	Avis	7,3	4,8	7,6	4,9	7,8	4,9	7,9	4,9	7,9	4,9
1103	Azambuja	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1302	Baião	6,9	4,5	7,1	4,6	7,2	4,6	7,3	4,7	7,4	4,7
302	Barcelos	6,7	4,4	6,8	4,6	6,9	4,6	6,9	4,7	7,0	4,7
204	Barrancos	7,2	4,6	7,5	4,8	7,7	4,8	7,8	4,9	7,9	4,9
1504	Barreiro	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1004	Batalha	7,2	4,7	7,4	4,7	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,7
205	Beja	7,3	4,9	7,6	5,0	7,8	5,0	7,9	5,0	7,9	5,1
501	Belmonte	7,2	4,5	7,4	4,6	7,7	4,7	7,7	4,8	7,8	4,8
1405	Benavente	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1005	Bombarral	7,2	5,0	7,5	5,1	7,7	5,2	7,8	5,3	7,8	5,3
703	Borba	7,3	4,7	7,6	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8	7,9	4,8
1702	Boticas	6,8	4,4	7,0	4,5	7,1	4,6	7,1	4,7	7,2	4,7
303	Braga	6,7	4,5	6,8	4,7	6,9	4,8	7,0	4,8	7,0	4,9
402	Bragança	6,9	4,3	7,1	4,5	7,3	4,6	7,3	4,6	7,4	4,6
304	Cabeceiras de Basto	6,8	4,4	7,0	4,6	7,1	4,6	7,1	4,7	7,2	4,7
1104	Cadaval	7,2	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,3	7,8	5,4
1006	Caldas da Rainha	7,2	5,0	7,4	5,1	7,7	5,2	7,7	5,3	7,8	5,3
1602	Caminha	6,5	4,4	6,6	4,5	6,7	4,6	6,7	4,6	6,7	4,7
1204	Campo Maior	7,2	4,5	7,5	4,6	7,8	4,7	7,9	4,8	7,9	4,8
602	Cantanhede	7,1	4,4	7,3	4,4	7,5	4,4	7,5	4,4	7,6	4,4
403	Carrazeda de Ansiães	7,0	4,4	7,2	4,5	7,4	4,6	7,4	4,7	7,5	4,7
1802	Carregal do Sal	7,1	4,5	7,3	4,6	7,5	4,7	7,6	4,7	7,7	4,7
1406	Cartaxo	7,3	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1105	Cascais	7,2	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1007	Castanheira de Pêra	7,2	4,6	7,4	4,7	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8
502	Castelo Branco	7,2	4,5	7,5	4,6	7,7	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8
106	Castelo de Paiva	6,9	4,5	7,1	4,6	7,2	4,6	7,3	4,6	7,3	4,7
1205	Castelo de Vide	7,3	4,6	7,6	4,7	7,8	4,7	7,9	4,8	7,9	4,8
1803	Castro Daire	7,0	4,5	7,2	4,6	7,4	4,7	7,4	4,7	7,5	4,7
804	Castro Marim	7,2	4,9	7,4	5,1	7,7	5,2	7,8	5,3	7,8	5,4
206	Castro Verde	7,3	5,0	7,6	5,1	7,8	5,1	7,9	5,1	7,9	5,1
903	Celorico da Beira	7,1	4,5	7,4	4,7	7,6	4,8	7,7	4,8	7,7	4,8
305	Celorico de Basto	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,6	7,2	4,7	7,2	4,7
1407	Chamusca	7,3	5,1	7,5	5,3	7,7	5,4	7,8	5,4	7,9	5,5

	Período de retorno / Classe de importância	243 anos / Classe de importância I (edifícios e pontes)		475 anos / Classe de importância II (edifícios e pontes)		821 anos / Classe de importância III (edifícios)		1044 anos / Classe de importância III (pontes)		1303 anos / Classe de importância IV (edifícios)	
		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude	
		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
1703	Chaves	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,7	7,2	4,7	7,2	4,8
1804	Cinfães	6,9	4,5	7,1	4,6	7,3	4,6	7,3	4,7	7,4	4,7
603	Coimbra	7,1	4,4	7,4	4,5	7,5	4,5	7,6	4,5	7,7	4,5
604	Condeixa-a-Nova	7,1	4,4	7,4	4,5	7,6	4,5	7,6	4,5	7,7	4,5
1408	Constância	7,3	4,9	7,5	5,0	7,7	5,0	7,8	5,0	7,9	5,0
1409	Coruche	7,3	5,1	7,5	5,2	7,8	5,4	7,8	5,4	7,9	5,5
503	Covilhã	7,2	4,5	7,4	4,6	7,7	4,7	7,7	4,8	7,8	4,8
1206	Crato	7,3	4,6	7,6	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8	7,9	4,8
207	Cuba	7,3	4,9	7,6	4,9	7,8	5,0	7,9	5,0	7,9	5,0
1207	Elvas	7,2	4,6	7,6	4,7	7,8	4,7	7,9	4,8	7,9	4,8
1410	Entroncamento	7,2	5,0	7,5	5,1	7,7	5,2	7,8	5,2	7,9	5,2
107	Espinho	6,8	4,4	7,0	4,4	7,1	4,4	7,2	4,5	7,2	4,5
306	Esposende	6,6	4,4	6,8	4,5	6,8	4,6	6,9	4,7	6,9	4,7
108	Estarreja	6,9	4,4	7,1	4,4	7,3	4,4	7,3	4,4	7,4	4,4
704	Estremoz	7,3	4,7	7,6	4,8	7,8	4,8	7,9	4,9	7,9	4,9
705	Évora	7,3	4,9	7,6	5,0	7,8	5,0	7,9	5,0	7,9	5,0
307	Fafe	6,8	4,5	6,9	4,6	7,1	4,6	7,1	4,7	7,2	4,7
805	Faro	7,2	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1303	Felgueiras	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,6	7,1	4,7	7,2	4,7
208	Ferreira do Alentejo	7,3	5,0	7,6	5,1	7,8	5,1	7,9	5,1	7,9	5,1
1411	Ferreira do Zêzere	7,2	4,7	7,5	4,8	7,7	4,8	7,8	4,8	7,9	4,9
605	Figueira da Foz	7,1	4,4	7,3	4,4	7,5	4,4	7,6	4,4	7,6	4,4
904	Figueira de Castelo Rodrigo	7,1	4,5	7,3	4,6	7,5	4,8	7,6	4,8	7,7	4,9
1008	Figueiró dos Vinhos	7,2	4,6	7,4	4,7	7,7	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8
905	Fornos de Algodres	7,1	4,6	7,4	4,7	7,6	4,9	7,6	5,0	7,7	5,0
404	Freixo de Espada à Cinta	7,1	4,4	7,3	4,5	7,5	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7
1208	Fronteira	7,3	4,7	7,6	4,8	7,8	4,8	7,9	4,8	7,9	4,9
504	Fundão	7,2	4,5	7,5	4,6	7,7	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8
1209	Gavião	7,3	4,7	7,5	4,8	7,8	4,8	7,8	4,8	7,9	4,9
606	Góis	7,2	4,5	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,7
1412	Golegã	7,3	5,1	7,5	5,3	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1304	Gondomar	6,8	4,5	7,0	4,5	7,1	4,6	7,1	4,6	7,2	4,7
906	Gouveia	7,1	4,5	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8
1505	Grândola	7,3	5,1	7,6	5,2	7,8	5,4	7,9	5,4	7,9	5,4
907	Guarda	7,2	4,5	7,4	4,7	7,6	4,8	7,7	4,9	7,8	4,9
308	Guimarães	6,8	4,5	6,9	4,6	7,0	4,6	7,1	4,7	7,1	4,7
505	Idanha-a-Nova	7,2	4,5	7,5	4,6	7,7	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8
110	Ílhavo	7,0	4,3	7,2	4,4	7,3	4,4	7,4	4,4	7,5	4,4

NP
EN 1998-5
2010

p. 48 de 54

	Período de retorno / Classe de importância	243 anos / Classe de importância I (edifícios e pontes)		475 anos / Classe de importância II (edifícios e pontes)		821 anos / Classe de importância III (edifícios)		1044 anos / Classe de importância III (pontes)		1303 anos / Classe de importância IV (edifícios)	
		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude	
		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
806	Lagoa	7,3	5,0	7,5	5,2	7,8	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
807	Lagos	7,2	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1805	Lamego	7,0	4,5	7,2	4,7	7,3	4,8	7,4	4,8	7,4	4,8
1009	Leiria	7,2	4,6	7,4	4,6	7,6	4,6	7,7	4,6	7,8	4,6
1106	Lisboa	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
808	Loulé	7,2	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1107	Loures	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1108	Lourinhã	7,2	5,0	7,5	5,1	7,7	5,2	7,7	5,3	7,8	5,3
607	Lousã	7,2	4,6	7,4	4,7	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8
1305	Lousada	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,6	7,2	4,7	7,2	4,7
1413	Mação	7,3	4,7	7,5	4,8	7,7	4,8	7,8	4,8	7,9	4,9
405	Macedo de Cavaleiros	7,0	4,4	7,2	4,5	7,3	4,6	7,4	4,6	7,4	4,7
1109	Mafra	7,2	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1306	Maia	6,8	4,5	6,9	4,7	7,0	4,8	7,1	4,8	7,1	4,9
1806	Mangualde	7,1	4,5	7,3	4,6	7,5	4,7	7,6	4,7	7,7	4,7
908	Manteigas	7,2	4,5	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8
1307	Marco de Canaveses	6,9	4,5	7,1	4,6	7,2	4,6	7,3	4,7	7,3	4,7
1010	Marinha Grande	7,2	4,6	7,4	4,6	7,6	4,6	7,7	4,6	7,8	4,6
1210	Marvão	7,3	4,6	7,6	4,7	7,8	4,7	7,9	4,8	7,9	4,8
1308	Matosinhos	6,8	4,5	6,9	4,6	7,0	4,7	7,1	4,8	7,1	4,8
111	Mealhada	7,1	4,4	7,3	4,4	7,5	4,4	7,6	4,4	7,6	4,5
909	Meda	7,1	4,5	7,3	4,6	7,5	4,7	7,6	4,7	7,6	4,8
1603	Melgaço	6,6	4,4	6,7	4,5	6,8	4,6	6,8	4,6	6,8	4,7
209	Mértola	7,3	5,0	7,5	5,1	7,8	5,2	7,9	5,2	7,9	5,2
1704	Mesão Frio	6,9	4,5	7,1	4,6	7,3	4,7	7,3	4,7	7,4	4,7
608	Mira	7,0	4,3	7,2	4,4	7,4	4,4	7,5	4,4	7,5	4,4
609	Miranda do Corvo	7,2	4,5	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8
406	Miranda do Douro	7,0	4,3	7,3	4,5	7,4	4,5	7,5	4,6	7,6	4,6
407	Mirandela	6,9	4,4	7,1	4,5	7,3	4,6	7,4	4,6	7,4	4,7
408	Mogadouro	7,0	4,4	7,3	4,5	7,4	4,6	7,5	4,6	7,6	4,7
1807	Moimenta da Beira	7,0	4,5	7,2	4,6	7,4	4,7	7,5	4,7	7,6	4,7
1506	Moita	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1604	Monção	6,5	4,4	6,7	4,5	6,7	4,6	6,8	4,6	6,8	4,7
809	Monchique	7,3	5,0	7,5	5,1	7,7	5,2	7,8	5,3	7,9	5,3
1705	Mondim de Basto	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,6	7,2	4,7	7,2	4,7
1211	Monforte	7,3	4,6	7,6	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8	7,9	4,8
1706	Montalegre	6,7	4,4	6,9	4,5	7,0	4,6	7,1	4,7	7,1	4,7
706	Montemor-o-Novo	7,3	5,2	7,6	5,2	7,8	5,3	7,9	5,3	7,9	5,3

	Período de retorno / Classe de importância	243 anos / Classe de importância I (edifícios e pontes)		475 anos / Classe de importância II (edifícios e pontes)		821 anos / Classe de importância III (edifícios)		1044 anos / Classe de importância III (pontes)		1303 anos / Classe de importância IV (edifícios)	
		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude	
		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
610	Montemor-o-Velho	7,1	4,4	7,3	4,4	7,5	4,4	7,6	4,4	7,7	4,4
1507	Montijo	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
707	Mora	7,3	5,0	7,6	5,1	7,8	5,1	7,9	5,1	7,9	5,1
1808	Mortágua	7,1	4,4	7,3	4,5	7,5	4,6	7,6	4,6	7,7	4,6
210	Moura	7,3	4,7	7,6	4,8	7,8	4,8	7,9	4,9	7,9	4,9
708	Mourão	7,3	4,7	7,6	4,8	7,8	4,8	7,9	4,9	7,9	4,9
1707	Murça	6,9	4,5	7,1	4,6	7,3	4,6	7,3	4,7	7,4	4,7
112	Murtosa	6,9	4,3	7,1	4,4	7,3	4,4	7,3	4,4	7,4	4,4
1011	Nazaré	7,2	4,7	7,4	4,8	7,6	4,8	7,7	4,8	7,8	4,8
1809	Nelas	7,1	4,4	7,3	4,6	7,5	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7
1212	Nisa	7,3	4,6	7,5	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8	7,9	4,8
1012	Óbidos	7,2	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,7	5,4	7,8	5,4
211	Odemira	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,3	7,9	5,3
1116	Odivelas	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1110	Oeiras	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
506	Oleiros	7,2	4,6	7,5	4,7	7,7	4,8	7,8	4,8	7,9	4,8
810	Olhão	7,2	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
113	Oliveira de Azeméis	6,9	4,4	7,1	4,4	7,3	4,4	7,3	4,5	7,4	4,5
1810	Oliveira de Frades	7,0	4,4	7,2	4,4	7,4	4,5	7,5	4,5	7,5	4,5
114	Oliveira do Bairro	7,0	4,3	7,2	4,4	7,4	4,4	7,5	4,4	7,5	4,4
611	Oliveira do Hospital	7,2	4,5	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8
1421	Ourém	7,2	4,8	7,5	4,9	7,7	5,0	7,8	5,0	7,8	5,0
212	Ourique	7,3	5,0	7,6	5,1	7,8	5,2	7,9	5,2	7,9	5,2
115	Ovar	6,9	4,3	7,1	4,4	7,2	4,4	7,3	4,4	7,3	4,5
1309	Paços de Ferreira	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,6	7,1	4,7	7,2	4,7
1508	Palmela	7,3	5,1	7,5	5,2	7,8	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
612	Pampilhosa da Serra	7,2	4,5	7,5	4,6	7,7	4,7	7,8	4,8	7,8	4,8
1310	Paredes	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,6	7,2	4,7	7,2	4,7
1605	Paredes de Coura	6,6	4,4	6,7	4,5	6,8	4,6	6,8	4,6	6,8	4,7
1013	Pedrógão Grande	7,2	4,6	7,5	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8	7,8	4,8
613	Penacova	7,1	4,5	7,4	4,6	7,6	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7
1311	Penafiel	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,6	7,2	4,7	7,3	4,7
1811	Penalva do Castelo	7,1	4,5	7,3	4,7	7,5	4,8	7,6	4,9	7,7	4,9
507	Penamacor	7,2	4,5	7,5	4,6	7,7	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8
1812	Penedono	7,1	4,5	7,3	4,6	7,5	4,7	7,5	4,7	7,6	4,7
614	Penela	7,2	4,5	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8
1014	Peniche	7,2	5,0	7,4	5,1	7,6	5,2	7,7	5,2	7,8	5,3
1708	Peso da Régua	6,9	4,5	7,1	4,7	7,3	4,7	7,4	4,8	7,4	4,8

NP
EN 1998-5
2010

p. 50 de 54

	Período de retorno / Classe de importância	243 anos / Classe de importância I (edifícios e pontes)		475 anos / Classe de importância II (edifícios e pontes)		821 anos / Classe de importância III (edifícios)		1044 anos / Classe de importância III (pontes)		1303 anos / Classe de importância IV (edifícios)	
		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude	
		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
910	Pinhel	7,1	4,4	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,7	4,7
1015	Pombal	7,2	4,5	7,4	4,5	7,6	4,5	7,7	4,5	7,8	4,5
1606	Ponte da Barca	6,6	4,4	6,8	4,6	6,8	4,6	6,9	4,7	6,9	4,7
1607	Ponte de Lima	6,6	4,4	6,7	4,5	6,8	4,6	6,8	4,7	6,9	4,7
1213	Ponte de Sor	7,3	4,8	7,6	4,9	7,8	4,9	7,9	4,9	7,9	4,9
1214	Portalegre	7,3	4,6	7,6	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8	7,9	4,8
709	Portel	7,3	4,8	7,6	4,8	7,8	4,9	7,9	4,9	7,9	4,9
811	Portimão	7,3	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1312	Porto	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,7	7,1	4,7	7,2	4,7
1016	Porto de Mós	7,2	4,8	7,5	4,8	7,7	4,8	7,7	4,9	7,8	4,9
309	Póvoa de Lanhoso	6,7	4,4	6,9	4,6	7,0	4,6	7,0	4,7	7,1	4,7
1313	Póvoa de Varzim	6,7	4,4	6,8	4,5	6,9	4,6	7,0	4,6	7,0	4,7
508	Proença-a-Nova	7,2	4,6	7,5	4,7	7,7	4,8	7,8	4,8	7,9	4,8
710	Redondo	7,3	4,7	7,6	4,8	7,8	4,9	7,9	5,0	7,9	5,0
711	Reguengos de Monsaraz	7,3	4,7	7,6	4,8	7,8	4,8	7,9	4,9	7,9	4,9
1813	Resende	6,9	4,5	7,1	4,6	7,3	4,6	7,3	4,7	7,4	4,7
1709	Ribeira de Pena	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,6	7,2	4,7	7,2	4,7
1414	Rio Maior	7,2	5,0	7,5	5,1	7,7	5,2	7,8	5,3	7,9	5,3
1710	Sabrosa	6,9	4,5	7,1	4,6	7,3	4,7	7,4	4,7	7,4	4,8
911	Sabugal	7,2	4,5	7,5	4,7	7,7	4,8	7,8	4,9	7,8	4,9
1415	Salvaterra de Magos	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1814	Santa Comba Dão	7,1	4,5	7,3	4,6	7,5	4,7	7,6	4,7	7,7	4,8
109	Santa Maria da Feira	6,9	4,4	7,1	4,4	7,2	4,4	7,3	4,4	7,3	4,4
1711	Santa Marta de Penaguião	6,9	4,5	7,1	4,6	7,3	4,7	7,3	4,7	7,4	4,7
1416	Santarém	7,3	5,0	7,5	5,1	7,7	5,2	7,8	5,3	7,9	5,3
1509	Santiago do Cacém	7,3	5,2	7,6	5,3	7,8	5,4	7,8	5,4	7,9	5,5
1314	Santo Tirso	6,8	4,5	6,9	4,6	7,0	4,7	7,1	4,7	7,1	4,7
812	São Brás de Alportel	7,2	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
116	São João da Madeira	6,9	4,4	7,1	4,4	7,2	4,4	7,3	4,4	7,3	4,4
1815	São João da Pesqueira	7,0	4,4	7,2	4,6	7,4	4,6	7,5	4,7	7,5	4,7
1816	São Pedro do Sul	7,0	4,4	7,2	4,5	7,4	4,5	7,5	4,5	7,5	4,6
1417	Sardoal	7,3	4,8	7,5	4,8	7,7	4,9	7,8	4,9	7,9	4,9
1817	Sátão	7,1	4,5	7,3	4,7	7,5	4,8	7,6	4,9	7,6	4,9
912	Seia	7,2	4,5	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8
1510	Seixal	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1818	Sernancelhe	7,1	4,6	7,3	4,7	7,5	4,8	7,5	4,9	7,6	4,9
213	Serpa	7,3	4,8	7,6	4,9	7,8	4,9	7,9	4,9	7,9	4,9
509	Sertão	7,2	4,6	7,5	4,7	7,7	4,8	7,8	4,8	7,9	4,8

	Período de retorno / Classe de importância	243 anos / Classe de importância I (edifícios e pontes)		475 anos / Classe de importância II (edifícios e pontes)		821 anos / Classe de importância III (edifícios)		1044 anos / Classe de importância III (pontes)		1303 anos / Classe de importância IV (edifícios)	
		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude	
		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
1511	Sesimbra	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1512	Setúbal	7,3	5,1	7,5	5,2	7,8	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
117	Sever do Vouga	7,0	4,4	7,2	4,4	7,3	4,4	7,4	4,4	7,5	4,4
813	Silves	7,3	5,0	7,5	5,2	7,8	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1513	Sines	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1111	Sintra	7,2	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1112	Sobral de Monte Agraço	7,2	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
615	Soure	7,1	4,4	7,4	4,4	7,6	4,5	7,6	4,5	7,7	4,5
1215	Sousel	7,3	4,7	7,6	4,8	7,8	4,8	7,9	4,9	7,9	4,9
616	Tábua	7,1	4,5	7,4	4,6	7,6	4,7	7,6	4,7	7,7	4,7
1819	Tabuaço	7,0	4,5	7,2	4,6	7,4	4,6	7,4	4,7	7,5	4,7
1820	Tarouca	7,0	4,6	7,2	4,7	7,4	4,8	7,4	4,9	7,5	4,9
814	Tavira	7,2	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
310	Terras de Bouro	6,7	4,5	6,8	4,6	6,9	4,7	7,0	4,7	7,0	4,8
1418	Tomar	7,2	4,8	7,5	4,9	7,7	4,9	7,8	4,9	7,9	4,9
1821	Tondela	7,1	4,5	7,3	4,6	7,5	4,7	7,6	4,8	7,7	4,8
409	Torre de Moncorvo	7,0	4,4	7,3	4,5	7,4	4,6	7,5	4,7	7,6	4,7
1419	Torres Novas	7,2	5,0	7,5	5,1	7,7	5,2	7,8	5,2	7,9	5,2
1113	Torres Vedras	7,2	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
913	Trancoso	7,1	4,5	7,3	4,6	7,5	4,7	7,6	4,7	7,7	4,7
1318	Trofa	6,7	4,5	6,9	4,7	7,0	4,8	7,1	4,8	7,1	4,9
118	Vagos	7,0	4,3	7,2	4,4	7,3	4,4	7,4	4,4	7,5	4,4
119	Vale de Cambra	6,9	4,4	7,1	4,4	7,3	4,5	7,3	4,5	7,4	4,5
1608	Valença	6,5	4,4	6,6	4,5	6,7	4,6	6,7	4,6	6,8	4,7
1315	Valongo	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,6	7,1	4,6	7,2	4,7
1712	Valpaços	6,9	4,4	7,1	4,5	7,2	4,6	7,3	4,6	7,3	4,7
712	Vendas Novas	7,3	5,1	7,6	5,2	7,8	5,3	7,9	5,3	7,9	5,4
713	Viana do Alentejo	7,3	5,0	7,6	5,0	7,8	5,1	7,9	5,1	7,9	5,1
1609	Viana do Castelo	6,6	4,4	6,7	4,5	6,8	4,6	6,8	4,7	6,8	4,7
214	Vidigueira	7,3	4,8	7,6	4,9	7,8	4,9	7,9	4,9	7,9	5,0
311	Vieira do Minho	6,7	4,4	6,9	4,5	7,0	4,6	7,0	4,7	7,1	4,7
510	Vila de Rei	7,2	4,7	7,5	4,8	7,7	4,8	7,8	4,8	7,9	4,9
815	Vila do Bispo	7,2	5,0	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,8	5,4
1316	Vila do Conde	6,7	4,4	6,8	4,5	6,9	4,6	7,0	4,6	7,0	4,7
410	Vila Flor	7,0	4,4	7,2	4,5	7,4	4,6	7,4	4,7	7,5	4,7
1114	Vila Franca de Xira	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9	5,4
1420	Vila Nova da Barquinha	7,3	5,0	7,5	5,0	7,7	5,1	7,8	5,1	7,9	5,1
1610	Vila Nova de Cerveira	6,5	4,4	6,6	4,5	6,7	4,6	6,7	4,6	6,8	4,7

NP
EN 1998-5
2010

p. 52 de 54

	Período de retorno / Classe de importância	243 anos / Classe de importância I (edifícios e pontes)		475 anos / Classe de importância II (edifícios e pontes)		821 anos / Classe de importância III (edifícios)		1044 anos / Classe de importância III (pontes)		1303 anos / Classe de importância IV (edifícios)	
		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude		Magnitude	
		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica		Acção sísmica	
Código do município	Designação	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
312	Vila Nova de Famalicão	6,7	4,5	6,9	4,7	7,0	4,8	7,0	4,8	7,1	4,9
914	Vila Nova de Foz Côa	7,1	4,4	7,3	4,5	7,5	4,6	7,5	4,7	7,6	4,7
1317	Vila Nova de Gaia	6,8	4,5	7,0	4,6	7,1	4,6	7,1	4,6	7,2	4,7
1822	Vila Nova de Paiva	7,0	4,5	7,3	4,7	7,4	4,8	7,5	4,9	7,6	4,9
617	Vila Nova de Poiares	7,1	4,5	7,4	4,6	7,6	4,7	7,7	4,7	7,7	4,7
1713	Vila Pouca de Aguiar	6,9	4,5	7,0	4,6	7,2	4,7	7,2	4,7	7,3	4,7
1714	Vila Real	6,9	4,5	7,1	4,6	7,2	4,7	7,3	4,7	7,4	4,7
816	Vila Real de Santo António	7,1	4,9	7,4	5,1	7,7	5,2	7,8	5,3	7,8	5,4
511	Vila Velha de Ródão	7,3	4,6	7,5	4,7	7,7	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8
313	Vila Verde	6,7	4,5	6,8	4,6	6,9	4,8	6,9	4,8	7,0	4,8
714	Vila Viçosa	7,3	4,6	7,6	4,7	7,8	4,8	7,9	4,8	7,9	4,8
411	Vimioso	7,0	4,3	7,2	4,4	7,4	4,5	7,5	4,6	7,5	4,6
412	Vinhais	6,9	4,4	7,1	4,5	7,2	4,6	7,2	4,6	7,3	4,7
1823	Viseu	7,1	4,5	7,3	4,6	7,5	4,7	7,6	4,7	7,6	4,7
314	Vizela	6,8	4,5	6,9	4,6	7,1	4,6	7,1	4,7	7,1	4,7
1824	Vouzela	7,0	4,4	7,2	4,4	7,4	4,5	7,5	4,5	7,6	4,5

Arquipélago da Madeira – Lista de Concelhos com definição da magnitude para verificação do potencial de liquefacção

	Período de retorno / Classe de importância	243 anos / Classe de importância I (edifícios e pontes)	475 anos / Classe de importância II (edifícios e pontes)	821 anos / Classe de importância III (edifícios)	1044 anos / Classe de importância III (pontes)	1303 anos / Classe de importância IV (edifícios)
Código do município	Designação	Magnitude - Acção sísmica Tipo 1	Magnitude - Acção sísmica Tipo 1	Magnitude - Acção sísmica Tipo 1	Magnitude - Acção sísmica Tipo 1	Magnitude - Acção sísmica Tipo 1
	Ilha da Madeira					
3101	Calheta	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7
3102	Câmara de Lobos	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7
3103	Funchal	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7
3104	Machico	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7
3105	Ponta do Sol	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7
3106	Porto Moniz	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7
3107	Ribeira Brava	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7
3108	Santa Cruz	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7
3109	Santana	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7
3110	São Vicente	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7
	Ilha de Porto Santo					
3201	Porto Santo	7,2	7,5	7,6	7,7	7,7

Arquipélago dos Açores – Lista de Concelhos com definição da magnitude para verificação do potencial de liquefacção

	Período de retorno / Classe de importância	243 anos / Classe de importância I (edifícios e pontes)	475 anos / Classe de importância II (edifícios e pontes)	821 anos / Classe de importância III (edifícios)	1044 anos / Classe de importância III (pontes)	1303 anos / Classe de importância IV (edifícios)
Código do município	Designação	Magnitude - Acção sísmica Tipo 2	Magnitude - Acção sísmica Tipo 2	Magnitude - Acção sísmica Tipo 2	Magnitude - Acção sísmica Tipo 2	Magnitude - Acção sísmica Tipo 2
	Ilha de Santa Maria					
4101	Vila do Porto	4,3	4,3	4,4	4,4	4,4
	Ilha de São Miguel					
4201	Lagoa	5,1	5,2	5,3	5,3	5,3
4202	Nordeste	5,1	5,2	5,2	5,3	5,3
4203	Ponta Delgada	5,1	5,2	5,3	5,3	5,4
4204	Povoação	5,1	5,2	5,3	5,3	5,3
4205	Ribeira Grande	5,1	5,2	5,3	5,3	5,3
4206	Vila Franca do Campo	5,1	5,2	5,3	5,3	5,3
	Ilha Terceira					
4301	Angra do Heroísmo	4,7	4,8	4,9	4,9	4,9
4302	Vila da Praia da Vitória	4,7	4,8	4,9	4,9	4,9
	Ilha da Graciosa					
4401	Santa Cruz da Graciosa	4,7	4,8	4,8	4,8	4,8
	Ilha de São Jorge					
4501	Calheta	4,7	4,8	4,9	4,9	5,0
4502	Velas	4,6	4,7	4,7	4,7	4,8
	Ilha do Pico					
4601	Lajes do Pico	5,0	5,2	5,3	5,4	5,5
4602	Madalena	5,0	5,1	5,2	5,2	5,2
4603	São Roque do Pico	5,0	5,2	5,3	5,4	5,4
	Ilha do Faial					
4701	Horta	4,9	5,0	5,1	5,1	5,2
	Ilha das Flores					
4801	Lajes das Flores	4,8	4,9	4,9	4,9	5,0
4802	Santa Cruz das Flores	4,8	4,8	4,9	4,9	5,0
	Ilha do Corvo					
4901	Corvo	4,8	4,8	4,9	4,9	4,9