

IMPACTO DA ACÇÃO SÍSMICA PREVISTA NO EUROCÓDIGO 8 NO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS

MARA FÁBIA FARINHA DE ANDRADE

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

MARÇO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, não posso deixar de dirigir com profunda admiração e estima um agradecimento especial ao Professor Doutor Raimundo Delgado, pelo precioso apoio, incentivo e disponibilidade que me facultou ao longo da minha formação académica. Em especial nestes últimos seis meses em que foi incansável no esclarecimento de dúvidas e na ajuda a ultrapassar as dificuldades que surgiram ao longo deste trabalho.

Agradeço, a todos os Professores do DEC da FEUP, nomeadamente da área de Estruturas, pelo permanente estímulo e dedicação que sempre me destinaram.

A interacção com o Engenheiro Xavier Romão foi bastante útil, principalmente no que concerne a questões relacionadas com os programas de análise utilizados nesta dissertação.

Agradeço ao Professor António Arêde pela prontidão e simpatia no apoio prestado e material disponibilizado.

Apresento um agradecimento especial à minha família, e em particular aos meus pais e irmãos que me encorajaram e apoiaram incondicionalmente.

Agradeço ainda, aos meus colegas e amigos que, directa ou indirectamente, me ajudaram a realizar este trabalho e com quem partilhei inúmeras experiências nestes anos de aprendizagem e crescimento.

A todos a minha profunda e sincera gratidão.

RESUMO

A recente publicação de um conjunto de Normas Europeias que substituirão a regulamentação nacional vigente vai introduzir alterações significativas no dimensionamento de estruturas. Deste conjunto de normas destaca-se o Eurocódigo 8 por ser o único que aborda de forma horizontal todos os aspectos relativos ao dimensionamento estrutural no que se refere à acção sísmica. Esta organização é diferente da adoptada na Regulamentação Nacional, o RSA, em que os aspectos sísmicos são tratados em conjunto com as outras acções, e decorre da relevância do dimensionamento sismo-resistente em alguns países da União Europeia. Daí a importância de avaliar o impacto que a nova regulamentação terá no dimensionamento de estruturas.

Nesta dissertação apresentam-se as linhas gerais de projecto sismo-resistente pelo EC8 e RSA e procura-se fazer uma análise comparativa dos seus fundamentos, nomeadamente no que se refere às exigências fundamentais e à forma de definição da acção sísmica e seus valores. Aborda-se o desenvolvimento de ambos os regulamentos a respeito de zonamento sísmico, período de retorno da acção sísmica de projecto, configuração dos espectros de resposta respectivos e efeito dos solos nessa mesma configuração. Adicionalmente são analisadas as disposições específicas a cumprir e referem-se os métodos de referência utilizados por cada um dos regulamentos.

Os dois regulamentos são aplicados a cinco a edifícios reticulados de betão armado com configurações estruturais distintas, sendo considerada a acção sísmica definida pelos dois regulamentos para as zonas de Lisboa e do Porto, para os dois cenários sísmicos e para os vários tipos de terreno. A referida análise é levada a efeito por comparação de resultados obtidos em termos de deslocamentos, forças de corte e de armadura requerida.

Finalmente e relativamente a um dos edifícios analisados efectua-se uma análise pushover com o objectivo de comparar os resultados obtidos com os das análises lineares. Procura-se, ainda, avaliar se estruturas dimensionadas com a acção sísmica prevista no RSA anda dispõem de segurança adequada, quando analisados com esta análise mais rigorosa, para a acção sísmica prevista no EC8 que é em geral mais elevada.

PALAVRAS-CHAVE: acção sísmica, comportamento sísmico, regulamentação estrutural, análise pushover, engenharia sísmica

ABSTRACT

The recent publication of a number of European Standards which will replace existing national regulations will introduce important changes in the structural design. Of this set of standards the Eurocode 8 stands out because it is the only one that deals with all aspects of the structural design as regards to the seismic action. This organization is different from that adopted at the National Regulation, RSA, where seismic aspects are treated together with other actions, and follows the relevance of design earthquake-resistant structures in some European Union countries, hence the importance of evaluating the impact that the new regulations will have on the design of structures. In this dissertation is present the outlines of design earthquake-resistant by EC8 and RSA and seeks to make a comparative analysis of their pleas, in particular with regard to fundamental requirements and the definition of the seismic action and its values. It is mentioned the development of both codes concerning seismic zones, return period of the design seismic action, shape of the design response spectrum and effect of the ground type in that same shape. Also it is examined specific measures to comply and referred the reference methods used by each regulation.

The two regulations are applied to five reinforced concrete buildings with different structural configurations and the seismic action is defined by these regulations for areas of Lisbon and Porto, for both seismic scenarios for the various ground types. That analysis is carried out by comparing the results obtained in terms of displacement, shear forces and steel required.

Finally, for one of the buildings studied a pushover analysis is performed in order to compare the results with the ones obtained with linear analysis. Also, it is aimed to evaluate if the structures designed according the RSA code still have safety enough against EC8 seismic action, when analysed with this more accurate methodology.

KEYWORDS: seismic action, seismic behaviour, structural regulation, pushover analysis, seismic engineering

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS	2
1.3. ESTRUTURA DA TESE	2
2. ACÇÃO SÍSMICA E RESPOSTA NÃO-LINEAR DE ESTRUTURAS	5
2.1. ACÇÃO DOS SISMOS	5
2.2. SISMICIDADE EM PORTUGAL	6
2.3. PROJECTO SISMO-RESISTENTE	7
2.4. EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS	8
2.5. NÍVEIS DE DUCTILIDADE	9
2.6. MÉTODOS DE ANÁLISE PUSHOVER	11
3. EFEITOS DA ACÇÃO DOS SISMOS. ASPECTOS REGULAMENTARES	19
3.1. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO E CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE	19
3.2. ZONAMENTO SÍSMICO	22
3.3. CONDIÇÕES DO TERRENO E DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	25
3.4. DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS	33
3.4.1. CARACTERÍSTICAS DO PROJECTO SISMO-RESISTENTE	33
3.4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL	35
3.4.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	37
3.5. REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	40
3.5.1. CONCEITOS DE DIMENSIONAMENTO	40

4. COMPARAÇÃO DOS EFEITOS DA ACÇÃO SÍSMICA DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8 E O RSA	45
4.1. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS	45
4.1.1. ASPECTOS GERAIS	45
4.1.2. CARREGAMENTO VERTICAL, ACÇÃO SÍSMICA E COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	51
4.1.3. MATERIAIS UTILIZADOS	53
4.1.4. MODELAÇÃO DAS ESTRUTURAS	53
4.1.5. DETERMINAÇÃO DOS PERÍODOS DE VIBRAÇÃO PRÓPRIOS	53
4.2. DESLOCAMENTOS	58
4.2.1. EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS EM ALTURA	58
4.2.2. DESLOCAMENTOS DE TOPO	65
4.3. FORÇAS SÍSMICAS	77
4.3.1. EVOLUÇÃO CORTES EM ALTURA	77
4.3.2. CORTE BASAL	87
4.3.3. INFLUÊNCIA DA DUCTILIDADE	98
4.3.4. INFLUÊNCIA DO TIPO DE SISMO	102
4.3.5. INFLUÊNCIA DA ZONA	102
4.3.6. INFLUÊNCIA DO TIPO DE TERRENO	103
4.4. ARMADURAS	103
 5. APLICAÇÃO DA ANÁLISE PUSHOVER	 111
5.1. ANÁLISE PUSHOVER / ASPECTOS GERAIS	111
5.2. MÉTODO N2	114
5.3. DISPOSIÇÃO DE ARMADURAS	117
5.4. CURVA DE CAPACIDADE	118
5.5. DESLOCAMENTOS	122
5.6. FORÇAS SÍSMICAS	124
 6. CONCLUSÕES	 127
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	127
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. – Relações entre o coeficiente de comportamento e a ductilidade global da estrutura	10
Figura 2.2. – Curvas de capacidade para o sistema de vários graus de liberdade e o correspondente sistema de um grau de liberdade, Menjivar, M. (2004).....	13
Figura 2.3. - Curva de capacidade do sistema equivalente de um grau de liberdade e representação bilinear correspondente, Menjivar, M. (2004).....	14
Figura 3.1. - Zonamento sísmico do Anexo Nacional da EN 1998-1 (EC8) para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas (à esquerda) e para o cenário de sismo próximo/sismo intraplaca (à direita), Carvalho, E.C. (2007).....	23
Figura 3.2. - Zonamento sísmico do território Nacional	24
Figura 3.3. - Forma genérica do espectro de resposta elástico da EN 1998-1	27
Figura 3.4. - Espectros de resposta elásticos do Tipo 1 da EN 1998-1 para terrenos do tipo A a E (5% de amortecimento)	28
Figura 3.5. - Espectros de resposta elásticos do Tipo 2 da EN 1998-1 para terrenos do tipo A a E (5% de amortecimento)	29
Figura 3.6. - Espectros de resposta da acção sísmica para um terreno do tipo I, para a zona A e para os dois tipos de acção sísmica, RSA (1993).....	32
Figura 3.7. - Espectros de resposta da acção sísmica para um terreno do tipo II, para a zona A e para os dois tipos de acção sísmica, RSA (1993).....	32
Figura 3.8. - Espectros de resposta da acção sísmica para um terreno do tipo III, para a zona A e para os dois tipos de acção sísmica, RSA (1993).....	33
Figura 4.1. - Desenvolvimento em planta e altura da configuração estrutural 1, Carvalho, E.C. e Coelho, E. (1997)	46
Figura 4.2. - Desenvolvimento em planta e altura das configurações estruturais 2 e 3, Carvalho, E.C. e Coelho, E. (1997)	47
Figura 4.3. - Desenvolvimento em planta e altura da configuração estrutural 5, Carvalho, E.C. e Coelho, E. (1997)	48
Figura 4.4. - Desenvolvimento em planta e altura da configuração estrutural 6, Carvalho, E.C. e Coelho, E. (1997)	49
Figura 4.5. - Estudo da influência dos modos de vibração na resposta à acção sísmica	57
Figura 4.6. - Perfis de deslocamentos em altura para a configuração 1, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.....	60
Figura 4.7. - Perfis de deslocamentos em altura para a configuração 2, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.....	61

Figura 4.8. - Perfis de deslocamentos em altura para a configuração 3, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média	62
Figura 4.9. - Perfis de deslocamentos em altura para a configuração 5, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média	63
Figura 4.10. - Perfis de deslocamentos em altura para a configuração 6, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média	64
Figura 4.11. - Deslocamentos de topo para a configuração 1, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	66
Figura 4.12. - Relação percentual entre os deslocamentos de topo obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 1, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	67
Figura 4.13. - Deslocamentos de topo para a configuração 2, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	68
Figura 4.14. - Relação percentual entre os deslocamentos de topo obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 2, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	70
Figura 4.15. - Deslocamentos de topo para a configuração 3, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	71
Figura 4.16. - Relação percentual entre os deslocamentos de topo obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 3, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	72
Figura 4.17. - Deslocamentos de topo para a configuração 5, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	73
Figura 4.18. - Relação percentual entre os deslocamentos de topo obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 5, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	74
Figura 4.19. - Deslocamentos de topo para a configuração 6, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	75
Figura 4.20. - Relação percentual entre os deslocamentos de topo obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 6, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	76
Figura 4.21. - Perfis de cortes em altura para a configuração 1, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas	80
Figura 4.22. - Perfis de cortes em altura para a configuração 2, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.....	82
Figura 4.23. - Perfis de cortes em altura para a configuração 3, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.....	83
Figura 4.24. - Perfis de cortes em altura para a configuração 5, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.....	84

Figura 4.25. - Perfis de cortes em altura para a configuração 6, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média	86
Figura 4.26. - Corte basal para a configuração 1, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.....	87
Figura 4.27. - Corte basal para a configuração 2, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.....	89
Figura 4.28. - Corte basal para a configuração 3, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.....	90
Figura 4.29. - Corte basal para a configuração 5, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.....	91
Figura 4.30. - Corte basal para a configuração 6, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.....	92
Figura 4.31. - Relação percentual entre o corte basal obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 1, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.....	93
Figura 4.32. - Relação percentual entre o corte basal obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 2, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.....	94
Figura 4.33. - Relação percentual entre o corte basal obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 3, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.....	95
Figura 4.34. - Relação percentual entre o corte basal obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 5, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.....	96
Figura 4.35. - Relação percentual entre o corte basal obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 6, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.....	97
Figura 4.36. - Corte basal para a configuração 1, na zona de Lisboa considerando as várias classes de ductilidade	98
Figura 4.37. - Corte basal para a configuração 2, na zona de Lisboa considerando as várias classes de ductilidade	99
Figura 4.38. - Corte basal para a configuração 3, na zona de Lisboa considerando as várias classes de ductilidade	99
Figura 4.39. - Corte basal para a configuração 5, na zona de Lisboa considerando as várias classes de ductilidade	99
Figura 4.40. - Corte basal para a configuração 6, na zona de Lisboa considerando as várias classes de ductilidade	100
Figura 4.41. - Corte basal para a configuração 1, na zona do Porto considerando as duas classes de ductilidade	100

Figura 4.42. - Corte basal para a configuração 2, na zona do Porto considerando as duas classes de ductilidade.....	101
Figura 4.43. - Corte basal para a configuração 3, na zona do Porto considerando as duas classes de ductilidade.....	101
Figura 4.44. - Corte basal para a configuração 5, na zona do Porto considerando as duas classes de ductilidade.....	101
Figura 4.45. - Corte basal para a configuração 6, na zona do Porto considerando as duas classes de ductilidade.....	102
Figura 4.46. - Armadura total para a configuração estrutural 1, para ambas as zonas e todas as classes de ductilidade.....	105
Figura 4.47. - Armadura total para a configuração estrutural 2, para ambas as zonas e todas as classes de ductilidade.....	106
Figura 4.48. - Armadura total para a configuração estrutural 3, para ambas as zonas e todas as classes de ductilidade.....	107
Figura 4.49. - Armadura total para a configuração estrutural 6, para ambas as zonas e todas as classes de ductilidade.....	108
Figura 5.1. - Elemento estrutural repartido em sub-elementos de comportamento elástico linear e de comportamento não linear, associados em série, Varum, H. S. A. (1995)	113
Figura 5.2. - Curva base de comportamento trilinear, Varum, H. S. A. (1995)	113
Figura 5.3. - Regras de histerese associadas ao modelo não linear em flexão, Varum, H. S. A. (1995).....	114
Figura 5.4. - Determinação da relação força-deslocamento idealizada, diagrama bilinear, EN 1998-1 ...	115
Figura 5.5. - Determinação do deslocamento de desempenho para o sistema de um grau de liberdade equivalente (EN 1998-1).....	116
Figura 5.6. - Desenvolvimento em planta da configuração estrutural 2 e respectiva numeração de vigas e pilares.....	117
Figura 5.7. - Curva de capacidade para a configuração 2 dimensionada para o Porto (RSA).....	118
Figura 5.8. - Rótulas plásticas que conduzem à formação do mecanismo, para a configuração estrutural 2 dimensionada para o Porto (RSA)	119
Figura 5.9. - Curva de capacidade e deslocamentos de mecanismo e desempenho para o EC8 e RSA, na zona do Porto, para a configuração estrutural 2 dimensionada para o Porto (RSA)	119
Figura 5.10. - Curva de capacidade e deslocamentos de mecanismo e desempenho para o EC8 e RSA, na zona de Lisboa, para a configuração estrutural 2 dimensionada para o Porto (RSA)	120
Figura 5.11. - Curva de capacidade para a configuração 2 dimensionada para a acção sísmica de Lisboa (RSA)	120

Figura 5.12. - Rótulas plásticas que conduzem à formação do mecanismo, para a configuração estrutural 2 dimensionada para a acção sísmica de Lisboa (RSA)	121
Figura 5.13. - Curva de capacidade e deslocamentos de mecanismo e desempenho para EC8 e RSA, da zona de Lisboa, da configuração 2 dimensionada para a acção sísmica de Lisboa (RSA) .	121
Figura 5.14. - Curva de capacidade e deslocamentos de mecanismo e desempenho para EC8 e RSA, da zona 1, da configuração 2 dimensionada para a acção sísmica de Lisboa (RSA)	122
Figura 5.15. - Perfis de deslocamentos em altura da configuração 2 para as análises dinâmica linear e pushover, para a zona do Porto.	122
Figura 5.16. - Perfis de deslocamentos em altura da configuração 2 para as análises dinâmica linear e pushover, para a zona de Lisboa com as novas armaduras	123
Figura 5.17. - Perfis de cortes em altura da configuração 2 para as análises dinâmica linear e pushover, para a zona do Porto	124
Figura 5.18. - Perfis de cortes em altura da configuração 2 para as análises dinâmica linear e pushover, para a zona de Lisboa, da configuração 2 dimensionada de acordo com o RSA	125

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1. - Aceleração máxima de referência a_{gR} (cm/s ²) nas várias zonas sísmicas, Anexo Nacional da EN 1998-1.....	23
Tabela 3.2. - Valores dos coeficientes de sismicidade α para as várias zonas sísmicas.....	24
Tabela 3.3. - Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos do Anexo Nacional da EN 1998-1 para os vários tipos de terreno.....	26
Tabela 3.4. - Valores das variáveis definidoras da configuração espectral em rocha do Anexo Nacional da EN 1998-1.....	28
Tabela 3.5. - Valores das variáveis definidoras da configuração espectral em rocha na direcção vertical do Anexo Nacional da EN 1998-1.....	30
Tabela 3.6. - Consequências da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico.....	34
Tabela 3.7. - Valor base do coeficiente de comportamento, q_0 , para os vários tipos estruturais	42
Tabela 4.1. - Secção transversal dos elementos estruturais da configuração 1.....	46
Tabela 4.2. - Secção transversal dos elementos estruturais das configurações 2 e 3.....	47
Tabela 4.3. - Secção transversal dos elementos estruturais da configuração 5.....	48
Tabela 4.4. - Secção transversal dos elementos estruturais da configuração 6.....	49
Tabela 4.5. - Aceleração máxima de referência a_{gR} (cm/s ²) nas duas zonas sísmicas em estudo	50
Tabela 4.6. - Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta de cálculo do EC8 para a zona de Lisboa e para os vários tipos de terreno	51
Tabela 4.7. - Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta de cálculo do EC8 para a zona do Porto e para os vários tipos de terreno	52
Tabela 4.8. - Propriedades do betão	53
Tabela 4.9. - Propriedades do aço	53
Tabela 4.10. - Períodos fundamentais de vibração, T (s), para todas as configurações estruturais....	55
Tabela 4.11. - Períodos fundamentais de vibração utilizados, T (s), para todas as configurações estruturais	56
Tabela 4.12. – Verificação para pilares	104
Tabela 4.12. – Verificação para vigas	104

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

<i>EC8</i>	Eurocódigo 8
<i>RSA</i>	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
<i>q</i>	Coeficiente de comportamento
<i>DCL</i>	Classe de ductilidade baixa
<i>DCM</i>	Classe de ductilidade média
<i>DCH</i>	Classe de ductilidade alta
μ_d	Ductilidade global
$\{\Phi\}$	Forma do modo de vibração
<i>M</i>	Vector de massa do sistema de vários graus de liberdade
<i>Γ</i>	Factor de transformação
d_n	Deslocamento no nó de controle do sistema de vários graus de liberdade
F_b	Valor de corte basal do sistema de vários graus de liberdade
d^*	Deslocamento no nó de controle do sistema um grau de liberdade equivalente
F^*	Valor de corte basal do sistema de um grau de liberdade equivalente
<i>MDOF</i>	Sistema de vários graus de liberdade
<i>SDOF</i>	Sistema de um grau de liberdade
m^*	Massa do sistema de um grau de liberdade equivalente
F_y^*	Força de cedência
d_y^*	Deslocamento de cedência do sistema equivalente de um grau de liberdade idealizado
E_m^*	Área abaixo da curva de capacidade do sistema equivalente de um grau de liberdade
d_t^*	Deslocamento do sistema equivalente de um grau de liberdade
d_t	Nível de deformação do sistema de vários graus de liberdade
d_m^*	Deslocamento máximo do sistema equivalente de um grau de liberdade
P_{NCR}	Probabilidade de excedência de referência em 50 anos para a exigência de não colapso
T_{NCR}	Período de retorno de referência para a exigência de não colapso
γ_I	Coeficiente de importância
a_g	Aceleração máxima de projecto em rocha (terreno tipo A)
a_{gR}	Aceleração máxima de projecto de referência
P_{DLR}	Probabilidade de excedência de referência em 10 anos para a exigência de limitação dos danos
T_{DLR}	Período de retorno de referência para a exigência de limitação dos danos

S	Factor de terreno
α	Coeficiente de sismicidade
$v_{s,30}$	Velocidade de propagação das ondas de corte
S_e	Espectro de resposta elástico
T	Período de vibração dum sistema de um grau de liberdade
T_B	Limite inferior do ramo espectral de aceleração constante
T_C	Limite superior do ramo espectral de aceleração constante
T_D	Valor definidor do início do ramo de deslocamento constante
η	Factor de correcção do amortecimento (com um valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento)
ξ	Coeficiente de amortecimento da estrutura
S_{De}	Espectro de resposta elástico de deslocamentos
S_{ve}	Espectro de resposta elástico com a direcção vertical
a_{vg}	Aceleração máxima de projecto em rocha (terreno tipo A) na direcção vertical
d_g	Deslocamento de projecto em rocha
S_d	Espectro de cálculo
β	Factor que determina o limite inferior para o espectro de cálculo
S_{vd}	Espectro de resposta de cálculo da acção sísmica com a direcção vertical
ψ_{Ei}	Coeficiente para as combinações para o cálculo dos efeitos da acção sísmica
ψ_{2i}	Coeficiente para as combinações para as acções variáveis
ϕ	Factor de redução
α_u / α_1	Factor de sobre-resistência
d_s	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural resultante da acção sísmica
q_d	Factor de comportamento de deslocamentos
d_e	Deslocamento do ponto do sistema estrutural determinado por uma análise linear com base no espectro de resposta de cálculo
E_d	Valor do efeito da acção sísmica de cálculo em consideração, incluindo, se necessário, efeitos de segunda ordem. A redistribuição dos destes valores é permitida
R_d	Correspondente resistência de dimensionamento do elemento, calculada de acordo com as regras prescritas para o material utilizado
θ	Coeficiente de sensibilidade entre pisos
P_{tot}	Somatório das cargas gravíticas no piso em consideração e acima deste
d_r	Deslocamento entre pisos, avaliado como sendo a diferença entre as médias dos deslocamentos laterais d_s no topo e base do piso em consideração
V_{tot}	Força de corte total

h	Altura entre pisos
ΣM_{Rc}	Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares que convergem num ponto
ΣM_{Rb}	Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que convergem nesse ponto
v	Factor de redução que tem em consideração o baixo período de retorno da acção sísmica associada à exigência de limitação dos danos
S_d	Valor de cálculo do esforço actuante
R_d	Valor de cálculo do esforço resistente
q_0	Valor base do coeficiente de comportamento, dependente do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura
k_w	Factor que reflecte o modo de rotura prevalecente de um sistema estrutural que possua paredes de betão armado
α_1	Valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo deve ser multiplicada por forma a atingir a resistência à flexão de qualquer membro da estrutura, enquanto as restantes acções de cálculo permanecem constantes
α_u	Valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo deve ser multiplicada por forma a formarem-se rótulas plásticas num número suficiente de elementos que conduza à instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes as restantes acções de cálculo

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A engenharia sísmica tem como principal propósito o estudo dos fenómenos sísmicos no que concerne ao seu impacto sobre as populações, o ambiente e as infra-estruturas, bem como a concepção, o projecto e a exploração de sistemas que possibilitam a mitigação desses efeitos. Em todas as civilizações atingidas por sismos o seu maior impacto é causado nas construções existentes. Assim, o objectivo primordial da engenharia sísmica assenta em entender quais os efeitos dos sismos nas construções e como é que estas devem ser dimensionadas e executadas para acomodar esses efeitos.

O dimensionamento de edifícios tendo em conta os efeitos da acção sísmica constitui um campo de trabalho desafiante devido a aleatoriedade da acção sísmica e à complexidade da resposta da estrutura. Envolve, além da caracterização da acção sísmica em si, a determinação do comportamento não linear da estrutura a uma acção dinâmica.

Para evitar a devastação causada pelos sismos, têm vindo a ser desenvolvidas técnicas de construção sismo-resistentes envolvendo regras e métodos específicos de construção dos edifícios que os tornam mais resistentes aos abalos sísmicos. A estratégia convencional de concepção e dimensionamento assenta no princípio de garantir à estrutura, simultaneamente, um misto de capacidade resistente e capacidade de deformação, partindo do pressuposto que estas terão de conseguir dissipar a energia que lhes é transmitida pelos sismos. Em alternativa ou como complemento desta estratégia surgiu uma outra que tem como objectivo proteger as estruturas da acção sísmica, em vez de a acomodar, por quebra da transmissão do movimento do solo às estruturas dissipando desta forma a energia a ser transmitida. Como exemplo destes sistemas de protecção podem ser citados os sistemas de isolamento de base e sistemas que empregam dissipadores de energia.

No âmbito do dimensionamento de estruturas resistentes à acção sísmica surge o Eurocódigo 8, CEN (2004), relativo ao projecto sismo-resistente, com disposições de dimensionamento e pormenorização de estruturas resistentes à acção sísmica, aperfeiçoando a definição da acção sísmica em cada local e a sua aplicação a cada tipo de estruturas.

Atendendo à futura implementação dos Eurocódigos Estruturais em Portugal que vão introduzir algumas alterações significativas na prática corrente de projecto, é de fundamental importância a análise da aplicação destes novos regulamentos. De entre os Eurocódigos que têm maior relevância no dimensionamento de estruturas de edifícios de betão armado, aquele que irá causar mais alterações na prática de projecto é o Eurocódigo 8 (EC8), referente ao projecto de estruturas em regiões sísmicas. Daí a importância de conhecer os efeitos das alterações introduzidas pela nova regulamentação,

relativamente ao disposto na regulamentação em vigor actualmente, o Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

1.2. OBJECTIVOS

A presente dissertação tem como principal objectivo a análise dos efeitos da nova definição da acção sísmica presente no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 sobre a prática corrente de dimensionamento à acção sísmica. Assim, pretende-se determinar o impacto que o dimensionamento sismo-resistente tem no projecto de estruturas e determinar as principais diferenças entre a definição da acção sísmica pelo EC8 e pelo RSA, e as suas consequências no dimensionamento. Esta análise foi efectuada para as zonas Norte e Centro do País.

Evidenciam-se os aspectos mais relevantes do seu Anexo Nacional para Portugal comparando-se também o aí disposto com o disposto na regulamentação nacional em vigor. Em particular abordar-se-ão os aspectos relativos ao zonamento e definição da acção sísmica em confronto com o RSA.

O impacto da acção sísmica foi avaliado através da determinação dos seus efeitos em cinco estruturas regulares porticadas de betão armado com diferentes configurações estruturais. Para cada uma destas configurações estruturais foram considerados dois cenários de localização geográfica, diferentes tipos de terreno de fundação e diferentes classes de ductilidade. O dimensionamento à acção sísmica destas estruturas foi efectuado em termos da actual regulamentação nacional (RSA) e da futura regulamentação europeia (EC8).

Os resultados desta análise são apresentados em termos comparativos de deslocamentos, forças sísmicas e armadura total requerida para o seu adequado dimensionamento, obtidas pelas duas abordagens.

Para uma das estruturas foi ainda efectuada uma análise estática com consideração do comportamento não linear dos elementos estruturais, com o objectivo de evidenciar as possibilidades desta nova metodologia de análise.

1.3. ESTRUTURA DA TESE

A presente dissertação está organizada em seis capítulos.

Neste primeiro capítulo apresenta-se uma introdução ao tema a desenvolver e algumas considerações gerais sobre o tema da dissertação. Apresentam-se os objectivos que estão na base da realização deste trabalho, para além da descrição da estrutura da tese.

O segundo capítulo refere aspectos da solicitação sísmica de estruturas, bem como de regulamentação que o contempla. Referem-se as questões relativas à ductilidade como aspecto essencial na reposta à solicitação dinâmica das estruturas e discute-se a aplicação de alguns métodos de análise estática não linear como alternativa a uma análise dinâmica não linear.

O terceiro capítulo inicia-se com a descrição das bases do projecto sismo-resistente nos dois regulamentos em análise (EC8 e RSA) e o modo como devem ser considerados os seus efeitos no dimensionamento de estruturas. Seguidamente são referidos tópicos relativos a aspectos de dimensionamento de edifícios, nomeadamente os tipos de análise estrutural recomendados por ambos os regulamentos e verificações de segurança necessárias. Por fim alude-se a regras específicas a obedecer no dimensionamento de edifícios de betão armado.

No quarto capítulo apresentam-se cinco exemplos de aplicação, para duas zonas do País com diferentes classes de ductilidade e tipo de terreno. Estes exemplos de aplicação diferem entre si em configuração estrutural e número de pisos. Os resultados da análise dos edifícios à acção dos sismos são apresentados em termos de deslocamentos, forças sísmicas e quantidades de armadura. A partir desses resultados faz-se um estudo da influência das disposições de cada um dos regulamentos.

No quinto capítulo são abordados os aspectos relativos ao comportamento não linear de uma das estruturas estudadas no capítulo anterior quando sujeita à acção sísmica, isto é, apresenta-se uma análise pushover comparando os resultados obtidos com a análise dinâmica linear.

No sexto capítulo apresentam-se as conclusões finais do trabalho realizado tendo em conta os aspectos mais relevantes e algumas perspectivas de trabalho futuras.

2

ACÇÃO SÍSMICA E RESPOSTA NÃO-LINEAR DE ESTRUTURAS

O presente capítulo alude à sísmica enquanto acção para o dimensionamento de estruturas e envolve a sua caracterização no panorama Nacional. Referem-se aspectos de projecto sísmo-resistente bem como dos eurocódigos estruturais que futuramente serão a base do dimensionamento de todo o tipo de estruturas, em particular o Eurocódigo 8 referente ao projecto de estruturas em regiões sísmicas.

Adicionalmente aborda-se a questão da consideração de níveis de ductilidade distintos assim como os métodos de análise pushover mais adequados à análise não-linear.

2.1. ACÇÃO DOS SISMOS

A acção dos sismos resulta de um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas à estrutura. Um sismo é um fenómeno natural de vibração brusca e passageira da superfície da Terra, resultante de uma rotura mais ou menos violenta no interior da crosta terrestre, correspondendo à libertação de uma grande quantidade de energia sob a forma de ondas sísmicas, e que provoca vibrações que se transmitem a uma vasta área circundante. Os sismos podem ter origem em movimentos subterrâneos de placas rochosas, em actividade vulcânica, e nos movimentos de material fundido em profundidade resultantes de deslocamentos (migração) de gases no interior da Terra. Na maior parte dos casos os sismos são devidos a movimentos ao longo de falhas geológicas existentes entre as diferentes placas tectónicas que constituem a região superficial terrestre, as quais se movimentam lentamente entre si.

Os sismos são assim movimentos naturais da crosta terrestre que ocorrem num período de tempo restrito, em determinado local, e que se propagam em todas as direcções (através das ondas sísmicas), dentro e à superfície da crosta terrestre, sempre que a energia elástica (movimento ao longo do plano de Falha) se liberta bruscamente nalgum ponto (foco ou hipocentro). Ao ponto que, na mesma vertical do hipocentro, se encontra à superfície terrestre dá-se o nome de epicentro e corresponde à zona onde o sismo é sentido com maior intensidade, rodeado por uma região macrossísmica que abrange todos os pontos onde o abalo pode ser sentido pelo Homem e ter efeito nas estruturas.

Qualquer material rígido, de acordo com as leis físicas, quando submetido à acção de forças (pressões e tensões) deforma-se até atingir o seu limite de elasticidade. Caso a acção da força prossiga o material entra em ruptura, libertando instantaneamente toda a energia que havia acumulado durante a deformação elástica. Em termos gerais, é aquilo que se passa quando a litosfera fica submetida a tensões. Devido às tensões causadas, a maior parte das vezes pelo movimento das Placas Tectónicas, a litosfera acumula energia. Logo que, numa dada região, o limite de elasticidade é atingido e após

terem sido ultrapassados os limites de resistência do material, dá-se uma ou várias rupturas ao longo de uma falha. A energia bruscamente libertada ao longo destas falhas provoca vibrações, ou ondas sísmicas, que se propagam no interior e à superfície da terra, sendo estas vibrações as que se sentem quando ocorre um sismo. É desta forma também que as estruturas reagem ao movimento sísmico, isto é, quando submetidas a tensões elevadas deformam-se até atingir o seu limite de elasticidade, passando a partir daí a ter deformações plásticas (permanentes) a que se associa um processo de dissipação de energia.

As ondas sísmicas propagam-se através dos corpos por intermédio de movimentos ondulatórios, como qualquer onda, dependendo a sua propagação das características físico-químicas dos corpos atravessados.

A quantificação de um sismo envolve duas grandezas: a magnitude e a intensidade. A magnitude está relacionada com a energia libertada por um sismo, enquanto que os estragos causados indicam a sua intensidade. Assim por cada sismo existe uma magnitude, mas várias intensidades. Quanto mais longe do epicentro menores são os seus efeitos, pois existe uma progressiva perda de energia. A Escala de Richter indica valores de magnitude e a Escala de Mercalli os de Intensidade.

2.2. SISMICIDADE EM PORTUGAL

Portugal, no contexto da tectónica de placas, situa-se na placa euro-asiática, limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar, a qual corresponde à fronteira entre as placas euro-asiática e africana e, a oeste pela falha dorsal do oceano Atlântico. O movimento das placas caracteriza-se pelo deslocamento para norte da placa africana e pelo movimento divergente de direcção este-oeste na dorsal atlântica.

Os dados disponibilizados pelo Instituto de Meteorologia demonstram que a actividade sísmica do território português resulta de fenómenos localizados na fronteira entre as placas euro-asiática e africana (sismicidade interplaca) e de fenómenos localizados no interior da placa euro-asiática (sismicidade intraplaca).

Em função do enquadramento geodinâmico regional do território continental português verifica-se que a sismicidade, associada a falhas activas, apresenta dois casos distintos: para sismos gerados no oceano (sismos interplacas) a sua sismicidade pode considerar-se elevada. Os sismos apresentam magnitudes elevadas ($M > 6$) e períodos de retorno de algumas centenas de anos. Para sismos intraplaca a sismicidade é moderada passando a baixa nas zonas situadas no norte de Portugal. Este facto não significa que nestas zonas não possam ocorrer sismos de magnitudes significativas mas que os seus períodos de retorno são da ordem dos milhares a dezenas de milhares de anos.

Os grandes sismos históricos tiveram os seus epicentros localizados no acidente Açores-Gibraltar (sismos interplacas), dos quais se destaca o de 1 de Novembro de 1755, com uma magnitude aproximada de 8,75. Este sismo originou um tsunami com cerca de 15 metros de altura, fenómenos de liquefacção e deslizamentos, tendo provocado na cidade de Lisboa grande número de mortos e destruição de edifícios.

A sismicidade intraplaca é mais difusa, destacando-se, como exemplo, o sismo de 23 Abril de 1909 com epicentro em Benavente, Vale Inferior do Tejo, e com uma magnitude de 6,7. Para além da região do Vale Inferior do Tejo, existem outras zonas de sismicidade histórica importante: Loulé, Setúbal, Batalha-Alcobaça e Moncorvo.

A carta das máximas intensidades observadas até à actualidade, permite-nos concluir que o risco sísmico no Continente é significativo: as maiores concentrações demográficas situam-se no seu litoral,

precisamente nas áreas de maiores intensidades sísmicas observadas. O Arquipélago dos Açores também é bastante afectado pelos sismos (principalmente os grupos Central e Oriental), estando esta actividade, por vezes, associada à actividade vulcânica.

2.3. PROJECTO SISMO-RESISTENTE

A preocupação de projectar estruturas sismo-resistentes é bastante remota. Os antigos já estavam conscientes do poder amortecedor dos terrenos brandos. Plínio cita o Templo de Diana, fundado por Tesífone sobre um pântano para maior segurança face aos terramotos, recheando a fundação com lã e carvão.

Actualmente a preocupação centra-se na diminuição dos efeitos dos sismos que pode ser conseguida dimensionando as estruturas para resistirem à sua acção.

No que diz respeito aos seus elementos de fundação, na generalidade dos casos as grandes sapatas corridas e a lajes são mais seguras que as sapatas isoladas. As estacas podem actuar como elementos transmissores de vibrações do substracto, porém aumentam consideravelmente a segurança em caso de terrenos arenosos, moles com nível freático elevado, nos quais existe o alto risco de liquefacção.

No que diz respeito à superestrutura a ideia chave está em dimensionar de forma a que tenha uma boa capacidade de dissipação de energia, isto é, de se deformar aquando da ocorrência do sismo e depois retomar a sua posição inicial, adaptando-se aos movimentos vibratórios que lhe são transmitidos.

Quando os solos onde estão fundadas as estruturas se movem devido a ondas sísmicas geram-se forças de inércia nas estruturas proporcionais às ondas sísmicas. O facto de as componentes das acelerações dos solos resultantes dos sismos serem predominantemente horizontais, e de as estruturas estarem preparadas para resistir às forças verticais gravitacionais, faz com que se estabeleça uma correspondência entre acção sísmica e aplicação às estruturas de forças horizontais.

Entre as características das estruturas essenciais à avaliação da sua resposta a acções dinâmicas, como as induzidas pelos movimentos sísmicos, estão as frequências próprias, o amortecimento e a relação capacidade resistente – capacidade de deformação. Se as frequências das acções forem semelhantes às da estrutura, os seus efeitos são amplificados, isto é, ocorre ressonância. No que respeita às acções sísmicas, e tendo conhecimento que os solos mais brandos vibram com maior intensidade para frequências inferiores e que as estruturas de frequências mais baixas são as de maior altura (são mais flexíveis e com mais massa), infere-se que o que importa é fundar este tipo de estruturas em solos mais rijos, reduzindo assim os efeitos de ressonância, sendo o oposto também verdadeiro. O amortecimento pode ser visto como a propriedade que as estruturas têm de dissipar parte da energia que lhes é transmitida pelos movimentos sísmicos, em virtude do comportamento viscoso dos seus materiais.

Para entender a relação capacidade resistente – capacidade de deformação importa saber que as acções induzidas pelos sismos originam forças de inércia, no entanto na realidade o que é aplicado às estruturas são deslocamentos impostos ao nível da base, à qual a estrutura reage mobilizando temporariamente as forças de inércia inerentes à sua capacidade resistente até que consiga retornar a um estado de equilíbrio estático por dissipação da energia transmitida pelo sismo. O problema é que, em acções sísmicas intensas, as deformações impostas às estruturas podem ser consideráveis e, ao mesmo tempo que se garante uma resistência mínima das estruturas, há que garantir que elas têm capacidade para acomodarem as deformações impostas, mesmo para além dos limites da capacidade resistente. Os materiais constituintes das estruturas determinam um limite para a sua capacidade resistente, que se esgota praticamente quando se atinge determinado nível de deformação (a cedência), correspondente ao limiar do seu comportamento elástico e um limite de reversibilidade nas

deformações impostas. Ultrapassado esse nível de deformação, os materiais e as estruturas continuam a deformar-se sem que haja incremento significativo da sua resistência até atingir uma deformação para a qual entrem em rotura ou colapso (comportamento não linear associado a um comportamento dúctil). É nesta fase que as estruturas são capazes de dissipar grande parte da energia que lhes é transmitida. Esta necessidade de garantir ductilidade ou capacidade de deformação às estruturas resulta não só de se conseguir estruturas mais económicas como também de garantir um melhor comportamento estrutural.

Conclui-se portanto que para que as estruturas tenham um melhor comportamento sísmico devem: ser leves, proporcionalmente à sua resistência; ter características dinâmicas bem distintas dos solos de fundação e se possível da acção sísmica; e ter uma apropriada capacidade resistente associada a uma boa capacidade de deformação, entenda-se ductilidade.

2.4. EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS

Rematando um processo de conciliação técnica com início na década de setenta, o CEN – Comité Europeu de Normalização, por mandato da União Europeia, preparou um conjunto de normas designadas por Eurocódigos Estruturais que se destinam a ser adoptadas no projecto estrutural das construções em todos os países da União Europeia.

Ao todo prepararam-se 10 Eurocódigos, subdivididos em várias partes, que cobrem os aspectos relativos aos conceitos gerais de segurança, à definição das acções e ao dimensionamento e pormenorização de estruturas nos vários materiais estruturais. Os Eurocódigos abordam as estruturas de betão estrutural, de aço, mistas aço-betão, de madeira, de alvenaria e de alumínio. Adicionalmente, para além do Eurocódigo com a definição das acções, existem dois Eurocódigos de âmbito horizontal abordando as questões geotécnicas e as estruturas sismo-resistentes. Este último, designado por Eurocódigo 8 (ou EN1998), é o objecto principal do presente texto.

Para acompanhar esta actividade criou-se em Portugal uma comissão com o objectivo de representar o nosso País no CEN que tem a responsabilidade de preparar as traduções portuguesas dos Eurocódigos e elaborar os documentos necessários à aplicação dos Eurocódigos em Portugal. As versões EN dos Eurocódigos deixam ao critério de cada País a preparação de documentos que permitam a sua adaptação à realidade existente nos aspectos relacionados com a segurança e economia ou em aspectos de natureza geográfica ou climática. Estes aspectos devem ser abordados no Anexo Nacional, tendo em consideração que apenas se pode proceder a alterações relativamente a aspectos que estejam explicitamente previstos para esse efeito, os designados Parâmetros de Determinação Nacional.

De evidenciar que depois de formalizada a publicação dos Eurocódigos nos vários Países (traduzidos e acompanhados pelos respectivos Anexos Nacionais), decorrerá uma fase de transição em que estes coexistirão, com carácter alternativo, com os regulamentos nacionais, no caso de existirem para o respectivo campo. Após esta fase, com duração de cerca de três anos, os Regulamentos Nacionais serão retirados, permanecendo então apenas os Eurocódigos acompanhados dos Anexos Nacionais. O Anexo Nacional para a NP EN 1998-1 encontra-se nesta altura em fase final de elaboração.

No contexto do dimensionamento sismo-resistente surge o Eurocódigo 8 - *Projecto de estruturas sismo-resistentes*, um regulamento preparado pelo CEN – Comité Europeu de Normalização, por mandato da União Europeia, de entre um conjunto de normas designadas por Eurocódigos Estruturais que se destinam a ser utilizadas no projecto estrutural das construções na União Europeia. O Eurocódigo 8 destaca-se por ser o único que aborda de forma horizontal todos os aspectos relativos ao dimensionamento estrutural no que se refere a uma dada acção, a acção sísmica, para além de ser o

único que atende a aspectos relativos a avaliação de segurança e reforço de estruturas existentes. Neste Eurocódigo abordam-se todos os aspectos do dimensionamento sísmico, incluindo diversos tipos de materiais, tipos estruturais e aspectos geotécnicos, formulados com base nos mais recentes avanços da engenharia sísmica.

O Eurocódigo 8 é dividido em seis partes, das quais, neste trabalho, se abordará a primeira relativa a 'regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios'. Nesta parte estão incluídos os aspectos gerais que são comuns a todas as partes, nomeadamente exigências e critérios de conformidade que as estruturas devem cumprir bem como a caracterização da acção sísmica; inclui ainda as regras para o dimensionamento de edifícios e regras específicas para o dimensionamento com os materiais mais comuns. De salientar que a aplicação do Eurocódigo 8 não se faz autonomamente, mas antes em complemento à aplicação dos restantes Eurocódigos Estruturais relevantes para cada caso em apreço.

O Eurocódigo 8 subdivide-se nas seguintes 6 partes:

- EN1998-1: Eurocódigo 8: Projecto de estruturas sismo-resistentes - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios
- EN1998-2: Eurocódigo 8: Projecto de estruturas sismo-resistentes - Parte 2: Pontes
- EN1998-3: Eurocódigo 8: Projecto de estruturas sismo-resistentes - Parte 3: Avaliação e reforço de edifícios
- EN1998-4: Eurocódigo 8: Projecto de estruturas sismo-resistentes - Parte 4: Silos, reservatórios e condutas enterradas
- EN1998-5: Eurocódigo 8: Projecto de estruturas sismo-resistentes - Parte 5: Fundações, estruturas de contenção e aspectos geotécnicos
- EN1998-6: Eurocódigo 8: Projecto de estruturas sismo-resistentes - Parte 6: Torres, mastros e chaminés

A EN 1998-1 inclui 56 Parâmetros de Determinação Nacional (NDPs) sendo de salientar que, por assuntos, têm a seguinte distribuição: 11 de aspectos gerais e definição da acção sísmica; 7 de modelação, análise e dimensionamento de edifícios; 11 de edifícios de betão; 6 de edifícios de aço; 4 de edifícios mistos aço-betão; 1 de edifícios de madeira; 15 de edifícios de alvenaria; e 1 de isolamento de base.

2.5. NÍVEIS DE DUCTILIDADE

Segundo pesquisa de Slak e Kilar (2003) a experiência de sismos passados com elevada magnitude provou que a concepção estrutural é um aspecto fundamental para o comportamento da estrutura durante a ocorrência do sismo.

O poder de destruição que a energia proveniente de um sismo é capaz de produzir é enorme. Por razões de economia, a maior parte das estruturas não pode ser construída com rigidez suficiente de forma a acomodar toda essa energia sem deformações plásticas, não obstante, dependendo da estrutura e da sua vida útil pode ser tolerado um certo nível de dano na estrutura. Ao mesmo tempo funcionam melhor e por este motivo as forças sísmicas elásticas são reduzidas a forças sísmicas de cálculo pelo coeficiente de comportamento q . Este factor de redução apenas é válido para estruturas com alguma regularidade tanto em planta como em altura. Deve, contudo, ter-se a noção de que durante a ocorrência de um sismo de maior intensidade podem ser induzidos deslocamentos de tal forma que se ultrapasse o domínio de um adequado comportamento da estrutura.

Os actuais regulamentos sísmicos adoptaram esta forma de encarar a acção sísmica em que se pode tolerar um certo nível de dano, desde que as estruturas tenham ductilidade suficiente para dissipar energia sem comprometer a integridade e estabilidade do sistema estrutural.

De acordo com o EC8 um projecto estrutural pode ser realizado com base em três diferentes níveis de ductilidade. A classe de ductilidade reflecte o equilíbrio entre a redução das forças sísmicas que é permitida e a complexidade do projecto estrutural e correspondente pormenorização. Estas classes de ductilidade designam-se por baixa (DCL), média (DCM) e alta (DCH). A classe de ductilidade baixa combina forças sísmicas menos reduzidas com realização de pormenorização menos apurada, ao passo que a classe de ductilidade alta combina forças sísmicas mais reduzidas com pormenorização mais exigente e utilização de métodos de cálculo mais exactos. Assim, as forças sísmicas de cálculo podem ser bastante reduzidas levando a que o projecto com base na ductilidade da estrutura seja mais económico. Contudo, ductilidade implica dano e por isso deve ter-se em atenção o nível de ductilidade considerado por forma a ser o mais adequado, isto é, deve ser definida com algum cuidado a quantidade de redução das forças sísmicas adequada para esse nível de ductilidade e quais as medidas de execução que devem ser tomadas para garantir esse nível de ductilidade.

De acordo com Lu *et al* (2000), a nível conceptual podemos ter duas condições idealizadas que definem os limites para a relação entre o coeficiente de comportamento q (factor de redução das forças sísmicas) e a ductilidade global da estrutura μ_d representadas na figura 2.1.:

$$\mu_d = q \text{ aproximação com igual deslocamento;} \quad (2.1)$$

$$\mu_d = \frac{1}{2} \cdot (q^2 + 1) \text{ aproximação com igual energia.} \quad (2.2)$$

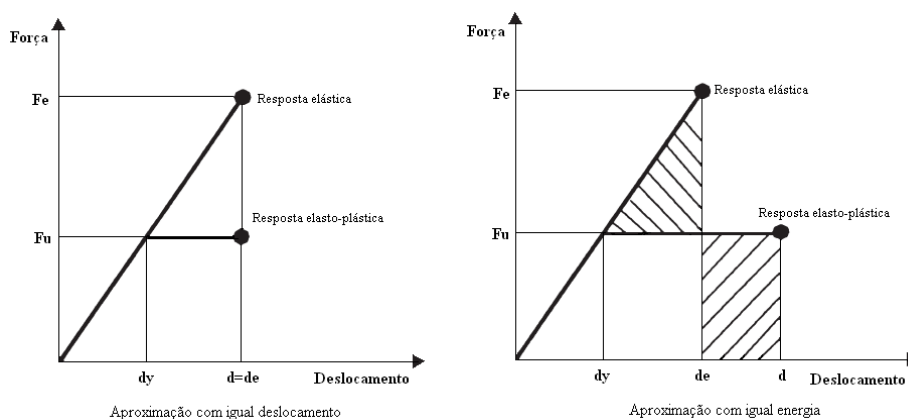


Figura 2. 1. - Relações entre o coeficiente de comportamento e a ductilidade global da estrutura.

Os sistemas estruturais com períodos de vibração relativamente altos incorrem no primeiro caso, enquanto os que possuem períodos de vibração mais baixos aproximam-se do segundo caso.

As estruturas projectadas para diferentes classes de ductilidade têm diferentes características no respeitante ao seu desempenho:

- estruturas projectadas para a classe de ductilidade alta tendem a ser mais económicas devido à grande redução das forças de cálculo. Como resultado espera-se que ocorram maiores deformações inelásticas e consequentemente maior dano global;

- estruturas projectadas para a classe de ductilidade baixa requerem elevada resistência para compensar a baixa ductilidade, assim a sua resposta é mais rígida com menor cedência podem por isso, no entanto, surgir problemas de rotura frágil;
- estruturas projectadas para a classe de ductilidade média comportam-se no intermédio das duas referidas anteriormente.

De forma a melhor compreender o comportamento dúctil de uma estrutura podem ser estudadas as suas relações histeréticas em termos de deslocamento-esforços. A capacidade de dissipação de energia por histerese é um parâmetro importante na definição do comportamento dúctil da estrutura. As relações de dissipação de energia por histerese de determinada estrutura podem ser obtidas sujeitando-a a carregamentos cíclicos, em que a energia dissipada é dada pela quantidade de deformações plásticas experimentadas pela estrutura. Deste modo a ductilidade requerida pode ser determinada pela razão entre o deslocamento máximo que se pode atingir e o deslocamento de cedência. Para as estruturas porticadas estudadas por Lu *et al* (2000) o factor de redução das forças sísmicas q em regime inelástico é determinado pela razão entre o corte basal que se obteria se a estrutura fosse perfeitamente elástica e a real resistência ao corte basal. Segundo as análises levadas a cabo por Lu *et al* (2000) tanto uma análise não-linear variável no tempo como uma análise baseada na resposta histerética que se prevê na estrutura reflectem com boa aproximação a resposta da estrutura.

Com base nos resultados obtidos das análises efectuadas por Lu *et al* (2000) pode concluir-se que a quantidade de armadura existente nas regiões críticas dos pilares contribui sobremaneira para o comportamento local assim como para o comportamento dúctil global, verificando-se também uma melhoria do comportamento histerético como resultado do adequado confinamento, justificando desta forma a pormenorização de armaduras de confinamento requeridas pelo EC8 em regiões críticas. Conclui-se também que as estruturas projectadas para ductilidade mais elevada acarretam maior dano devido a uma superior incursão em regime plástico, e comparativamente verifica-se que as estruturas com ductilidade média se comportam de forma mais satisfatória, apresentando níveis de dano global reduzido e um bom comportamento histerético. Para os casos estudados verificou-se que a relação entre o coeficiente de comportamento e a ductilidade global da estrutura tende a relacionar-se pela aproximação com igual deslocamento.

2.6. MÉTODOS DE ANÁLISE PUSHOVER

É largamente reconhecido que o método mais exacto de análise sísmica é uma análise dinâmica não linear ao longo do tempo. Contudo, esta análise requer a selecção e aplicação de um conjunto apropriado de acelerogramas que representem a acção sísmica e uma ferramenta de cálculo capaz de fazer esta análise e fornecer resultados cuja utilização seja possível no âmbito de projecto corrente. É, por isso, claramente preferível uma análise mais simples como por exemplo o método de análise sísmica estática não linear, mais comumente designado por análise pushover.

O objectivo principal desta análise é o de determinar o desempenho estrutural, através da estimativa das capacidades de resistência e deformação usando uma análise estática não linear e comparar estas capacidades com os requisitos em cada nível de performance. Esta análise tem em consideração a não linearidade dos materiais, assim como a redistribuição dos esforços internos. Este método não está livre de algumas limitações tais como a impossibilidade de incluir os efeitos dos modos de vibração mais elevados ou de degradação de rigidez. Assim, é fundamental a existência de um método de análise adaptativo que colmate as limitações referidas anteriormente.

Os parâmetros de resposta que podem ser obtidos da análise pushover incluem:

- forças reais nos elementos tidos como potencialmente frágeis, já contabilizando fenómenos de redistribuição de forças;
- estimativa das deformações nos elementos que têm capacidade de deformação inelástica, dissipando energia;
- fornecimento de uma pintura sequencial da cedência e colapso dos elementos estruturais, bem como da capacidade global da estrutura;
- identificação das regiões críticas, onde é expectável que ocorram as deformações inelásticas;
- identificação das irregularidades de resistência no plano e em altura;
- controlo dos danos em elementos não-estruturais através da estimativa dos deslocamentos relativos entre pisos.

A análise pushover é descrita por Menjivar (2004) como sendo uma análise em que um modelo que incorpore a resposta não elástica do material é levado a um deslocamento de desempenho permitindo a determinação das forças e deformações correspondentes a esse nível de deformação. Nesta análise é definida uma distribuição em altura das forças e estas são incrementadas monotonicamente, observando-se nos elementos da estrutura a sequência de fendilhação, formação de rótulas plásticas e rotura até que se atinja o deslocamento objectivo ou a estrutura colapse. O deslocamento objectivo representa o deslocamento máximo que a estrutura deve experimentar durante a ocorrência de um sismo.

A análise pushover não tem grandes fundamentos teóricos e baseia-se em assumir que a resposta de um sistema de vários graus de liberdade está directamente relacionada com a resposta de um sistema equivalente de um grau de liberdade com características histeréticas apropriadas. O que implica que a resposta de um sistema de vários graus de liberdade seja determinada por apenas um modo, e que a forma desse modo $\{\Phi\}$ é constante ao longo do tempo, independentemente do nível de deformação. Desta forma o factor de transformação pode ser obtido por:

$$\Gamma = \frac{\{\phi\}^T \cdot M \cdot \{1\}}{\{\phi\}^T \cdot M \cdot \{\phi\}} \quad (2.3)$$

em que M representa a matriz de massa do sistema de vários graus de liberdade.

As características de força e deformação do sistema equivalente podem ser obtidas dos resultados da análise pushover do sistema de vários graus de liberdade por:

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.4)$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.5)$$

Em que F_b e d_n são o valor de corte basal e o deslocamento no nó de controlo do sistema de vários graus de liberdade. Estes valores são obtidos da curva de capacidade do sistema de vários graus de liberdade (sistema MDOF), resultando numa curva de capacidade para o sistema equivalente de um grau de liberdade (sistema equivalente SDOF) conforme se representa na figura 2.2..

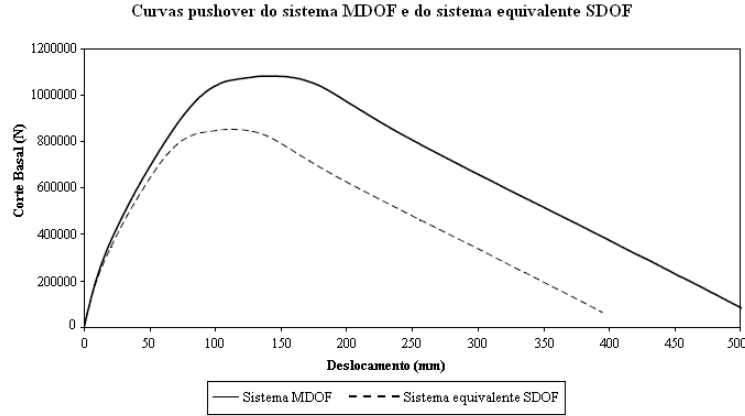


Figura 2. 2. - Curvas de capacidade para o sistema de vários graus de liberdade e o correspondente sistema de um grau de liberdade, Menjivar, M. (2004).

A massa do sistema SDOF equivalente pode ser estimada da seguinte forma:

$$m^* = \sum m_i \phi_i^2 \quad (2.6)$$

pelo que o factor de transformação pode assumir igualmente o seguinte aspecto:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2.7)$$

A partir do diagrama de capacidade assim obtido pode obter-se um diagrama idealizado elasto-plástico, em que a força de cedência F_y^* representa a resistência última do sistema idealizado e é igual ao valor máximo da força de corte na curva de capacidade do sistema equivalente de um grau de liberdade, como se representa em seguida, na figura 2.3.. Neste diagrama idealizado a rigidez do tramo inicial é determinada por forma a fazer coincidir as áreas abaixo da curva real e da curva idealizada sejam iguais (ver Figura 2.3.). Com base neste pressuposto, o valor do deslocamento de cedência do sistema equivalente de um grau de liberdade idealizado d_y^* é dado por:

$$E_m^* = \left[d_m^* - \frac{d_y^*}{2} \right] F_y^* \rightarrow \frac{d_y^*}{2} = d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \quad (2.8)$$

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.9)$$

em que E_m^* é área abaixo da curva de capacidade do sistema equivalente de um grau de liberdade.

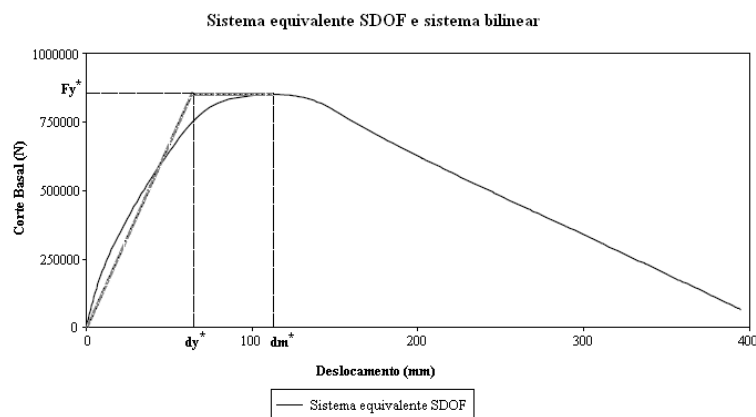


Figura 2. 3. - Curva de capacidade do sistema equivalente de um grau de liberdade e representação bilinear correspondente, Menjivar, M. (2004).

Apesar do carácter relativamente pouco preciso desta análise, há estudos que provam que o factor de transformação sofre pequenas alterações com a mudança de $\{\Phi\}$ e que se podem obter resultados satisfatórios em sistemas em que o modo de vibração fundamental é dominante, como por exemplo Krawinkler e Seneviratna (1998), Lawson *et al*, (1994) e Fajfar e Gaspersic (1996).

O valor máximo do deslocamento do sistema equivalente de um grau de liberdade, d_t^* , sujeito à acção sísmica pode ser obtido pelo espectro de resposta elástico, inelástico ou por uma análise variável ao longo do tempo. O nível de deformação do sistema de vários graus de liberdade d_t é determinado por:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (2.10)$$

Para obter o deslocamento de desempenho correspondente a cada análise pushover para um sistema de vários graus de liberdade é necessário efectuar uma transformação da curva de capacidade numa curva bilinear idealizada correspondente ao sistema de um grau de liberdade equivalente, baseada no pressuposto de uma compensação de áreas energéticas, tal como foi referido anteriormente. O ponto de partida para esta transformação é o ponto de mecanismo que corresponde à formação de um mecanismo plástico na estrutura em análise (por exemplo, um parâmetro global ou local de verificação, por controlo do máximo deslocamento relativo entre pisos, ou ainda a exigência de formação de um dado número de rótulas plásticas).

O deslocamento de desempenho de uma análise pushover deve ser aproximadamente correspondente ao máximo nível de deformação que se espera aquando da ocorrência de um sismo. Pode ser utilizado por qualquer procedimento que tenha em consideração os efeitos não lineares da resposta em termos da amplitude do deslocamento. Alternativamente ao método explicitado anteriormente podemos utilizar o método N2 (Fajfar e Gasperic (1996)) que será explicado detalhadamente na secção 5.2..

O outro método permitido, de cariz iterativo, é aconselhado sempre que o deslocamento obtido pelo método directo anteriormente exposto conduza a valores de d_m^* muito diferentes do valor de d_t^* , havendo a necessidade de repetir todo o processo até que os valores convirjam.

O máximo deslocamento experimentado pelo sistema MDOF pode finalmente ser obtido através da seguinte equação:

$$d_t = \Gamma d_m^* \quad (2.11)$$

A distribuição de forças em altura deve reproduzir aproximadamente as forças de inércia que se esperam que existam no edifício na altura da ocorrência do evento sísmico. Apesar das forças de

inércia variarem com a intensidade do sismo e com o tempo, admite-se razoável uma distribuição invariável. Esta aproximação fornece adequadas previsões para pequenas e médias estruturas porticadas, onde o comportamento estrutural é dominado pelo primeiro modo de vibração. Contudo, a análise “pushover” pode ser fortemente inapropriada para estruturas com períodos elevados, nas quais os efeitos dos diferentes modos são relevantes.

Existem duas abordagens na análise pushover, uma em que há imposição de um padrão de cargas impostas à estrutura (permitindo o formato modal ou uniforme), e outra constituindo uma solicitação baseada em deslocamentos. A aplicação de vectores de deslocamentos ao invés de forças nos procedimentos de “pushover” é teoricamente mais correcta e racional. Contudo, as análises “pushover” baseadas em deslocamentos acarretam algumas imperfeições, uma vez que o carácter constante da natureza do vector solicitante conduz frequentemente à perda de importantes características estruturais, tais como irregularidades na resistência. A afirmação anterior está fundamentada por um estudo desenvolvido por Menjivar (2004). Assim, para aplicar deslocamentos, em detrimento de forças, é necessário o desenvolvimento de um processo adaptativo do vector de deslocamentos às propriedades estruturais do modelo, tais como a rigidez e a distribuição de massa. Os deslocamentos a aplicar devem ser resultado de uma análise modal, a repetir ou não em cada passo de cálculo, consoante o método escolhido seja adaptativo ou não-adaptativo.

As análises levadas a cabo atestam a existência de boas razões para o uso da análise pushover para estimação de deformações em vez da utilização de métodos de análise linear. Sendo uma delas a simplicidade do método quando comparado com uma análise dinâmica ao longo do tempo. Apesar de ser extremamente útil possui algumas limitações que são descritas em seguida:

- o pressuposto teórico do método não é robusto e é de difícil argumentação. A equivalência entre os sistemas de vários graus de liberdade e um grau de liberdade é discutível e a sua aplicabilidade fica comprometida nos casos em que a resposta não é dominada pelo modo fundamental. Por outro lado, os modos de vibração podem variar significativamente ao longo da excitação sísmica em função do nível de inelasticidade envolvido. Como consequência, a deformação estimada pelo método pode ser totalmente inapropriada para estruturas em que os modos de vibração mais elevados sejam significativos. O método, tal como é sugerido no EC8, ignora explicitamente a contribuição desses modos para a resposta total;
- é difícil proceder a análises “pushover” em modelos tridimensionais com efeitos de torção importantes, uma vez que a análise “pushover” é essencialmente vocacionada para modelos a duas dimensões;
- a progressiva perda de rigidez que ocorre durante o sismo devido ao comportamento cíclico não linear dos materiais não é tida em conta. Esta degradação, por seu turno, introduz mudanças nos períodos e nas características modais da estrutura. Por outro lado, os padrões de solicitação são baseados em forças, uma vez que os formatos baseados em deslocamentos não conseguem traduzir cabalmente as fragilidades estruturais que porventura existam;
- sendo um método estático, o “pushover” concentra-se unicamente na energia de deformação da estrutura, negligenciando outras fontes de dissipação energética associadas à resposta dinâmica, tal como a energia associada ao amortecimento viscoso da estrutura;
- só são consideradas cargas horizontais como solicitação. A componente vertical da excitação sísmica, que pode ser em certos casos de grande importância, é ignorada, uma vez que nenhum método foi até hoje proposto para combinar análises “pushover” com acções englobando a componente vertical da acção sísmica.

A análise “pushover” não pode, portanto, ser encarada como uma substituta à análise dinâmica não-linear, nomeadamente quando as estruturas a analisar forem de elevada complexidade. Todavia têm

sido desenvolvidos estudos para tornar esta análise mais adequada e para colmatar as fragilidades do método. De facto, algumas das desvantagens anteriormente apontadas podem realmente ser ultrapassadas mediante a aplicação de uma análise “pushover” adaptativa, que contabilize os modos de vibração mais elevados e as alterações da resistência local e correspondentes características modais.

Note-se que segundo Antoniou and Pinho (2004a) é o perfil de deslocamentos entre pisos que deve ser estudado na comparação das análises, em vez da curva de capacidade, uma vez que o dano na estrutura está directamente relacionado com deformações locais em vez de forças.

Segundo Menjivar (2004) a aplicação no método de análise pushover de carregamentos laterais com variação em altura uniforme ou triangular e invariáveis no tempo não reproduz fielmente o comportamento dinâmico da estrutura. Considerando estas limitações devido à invariabilidade no tempo, pode melhorar-se a análise com o uso de formas adaptativas, que são corrigidas a cada passo para entrar em conta com a degradação de rigidez ocorrida aquando da acção sísmica, as mudanças nas características modais e amplificação espectral.

Na tentativa de considerar a contribuição dos modos de vibração mais elevados Sasaki *et al.* (1998) propõe um método de análise pushover multimodal em que se realizam várias análises pushover com vectores de força representando os vários modos que contribuem para a resposta. Este procedimento de facto proporciona informação qualitativa relativamente à identificação de potenciais problemas devido aos modos de vibração mais elevados, no entanto, os efeitos destes modos mais elevados não são quantificados de uma forma simples e concisa, uma vez que o método não proporciona uma estimativa da resposta.

Existem dois métodos distintos de análise pushover adaptativa, um baseado na aplicação de forças que são constantemente modificadas ao longo da aplicação do método realizando uma combinação dos vários modos que contribuem para a resposta e outro baseado na aplicação de deslocamentos corrigidos a cada passo.

No método baseado em forças a análise é efectuada considerando uma distribuição de forças em altura inicial, normalmente com o formato triangular que é actualizada através de incrementos calculados instante a instante e que entram em consideração com alteração da rigidez da estrutura devida à formação de rótulas plásticas, reflectindo portanto o estado de inelasticidade da estrutura. A distribuição de forças actualizada é aplicada até nova alteração do estado de rigidez da estrutura.

O outro método de análise pushover adaptativo é baseado na aplicação de deslocamentos progressivamente actualizados ao longo da análise para considerar as alterações de rigidez das estruturas. É muito semelhante ao método baseado em forças, contudo a aplicação de deslocamentos é mais vantajosa a nível conceptual do que a aplicação de forças

Dos casos estudados por Menjivar (2004) pode concluir-se que o método de análise pushover adaptativa constitui uma alternativa viável à análise dinâmica não linear. Um dos métodos propostos por Antoniou and Pinho (2004a) e Antoniou and Pinho (2004b) é particularmente adequado pois baseia-se em assumir uma distribuição de forças em altura continuamente variável ao longo do processo de análise. Este método é multimodal e tem em consideração a atenuação de rigidez da estrutura, o seu período de vibração e a modificação das forças de inércia devido a amplificação espectral. Esta metodologia provou, experimentalmente, que fornece resultados muito semelhantes ao de uma análise dinâmica não linear em estruturas porticadas planas, especialmente na sua variante baseada na aplicação deslocamentos.

Menjivar (2004) apresenta o método de adição vectorial directa, como alternativa ao uso da raiz quadrada da soma dos quadrados para combinação dos modos de resposta. Este método combina os

modos de vibração de forma algébrica sem alterar o sinal de cada contribuição modal. Comprovando que este método reproduz o comportamento da estrutura com suficiente convicção.

3

EFEITOS DA ACÇÃO DOS SISMOS. ASPECTOS REGULAMENTARES

No presente texto pretende-se fazer uma apresentação geral das grandes linhas de projecto sísmo-resistente de acordo com os Eurocódigos Estruturais, em particular da parte 1 do EC8, procurando compará-lo com a regulamentação Nacional vigente às estruturas de betão armado e que consta do RSA e do REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado).

Neste capítulo estão incluídos os aspectos gerais de dimensionamento, nomeadamente exigências e critérios de conformidade. Inclui também uma abordagem aos aspectos de definição da acção sísmica e dimensionamento estrutural presentes no EC8 e RSA, bem como de zonamento do território Nacional, de condições do terreno e disposições específicas a cumprir. Reporta-se também os métodos de referência presente em ambos os regulamentos para a determinação dos efeitos da acção sísmica usando tanto um modelo linear elástico da estrutura e o espectro de resposta de cálculo como um modelo de análise estática não linear. Explicitam-se as verificações de segurança necessárias a um correcto dimensionamento, bem como as regras específicas para edifícios de betão armado, especialmente no respeitante às diferentes classes de ductilidade que se podem utilizar.

3.1. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO E CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE

Com base no disposto na parte 1 do EC8, o objectivo do projecto sísmo-resistente de acordo com o Eurocódigo 8 é o de, na eventualidade de ocorrência de sismos, proteger vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de protecção civil importantes.

Este objectivo reflecte-se no dimensionamento das estruturas por duas exigências que devem ser satisfeitas com o devido grau de confiança no seu dimensionamento e construção:

- exigência de não colapso – a estrutura deve ser dimensionada e construída de forma a suportar a acção sísmica de projecto definida neste regulamento sem ocorrência de colapso local ou global, e mantendo a sua integridade estrutural com uma capacidade residual de suporte das cargas gravíticas durante e após a ocorrência do sismo. Ou seja, sob a acção de um evento sísmico raro, as estruturas não devem colapsar. Admite-se, no entanto, que os danos estruturais possam ser muito significativos, ao ponto de a recuperação posterior da estrutura não ser economicamente viável. Esta exigência destina-se essencialmente a proteger as vidas humanas dos efeitos de colapsos globais ou parciais. Esta acção sísmica é determinada tendo em conta: a probabilidade de excedência de referência em 50 anos P_{NCR} ou um período de retorno de

referência T_{NCR} ; e o factor de importância, γ_I para considerar diferentes níveis de confiança. O valor determinado no anexo nacional é de 10% de probabilidade em 50 anos, ficando-lhe subjacente uma aceleração sísmica máxima de referência em rocha a_{gR} , correspondente um período de retorno de 475 anos.

- exigência de limitação dos danos – a estrutura deve ser dimensionada e construída de forma a suportar uma acção sísmica com maior probabilidade de ocorrência que a acção sísmica de projecto sem ocorrência de danos e a consequente limitação de uso, cujo custo de reparação seja desproporcionalmente elevado em relação ao custo da estrutura. Ou seja, sob a acção de um evento sísmico relativamente frequente, os danos nas construções devem ser limitados. Esta exigência destina-se essencialmente a reduzir as perdas económicas. Esta acção sísmica está associada a uma determinada probabilidade de excedência P_{DLR} em 10 anos e a um período de retorno T_{DLR} . O valor determinado no anexo nacional é de 10% de probabilidade em 10 anos ou seja uma acção com um período de retorno de 95 anos (ou ainda, para uma comparação directa com a probabilidade da acção de projecto, trata-se de uma acção com 40,9 % de probabilidade de excedência em 50 anos).

As duas exigências referidas devem ser garantidas para dois níveis diferentes de acção sísmica. A acção sísmica para a qual a exigência de não-colapso deve ser verificada é designada por acção sísmica de projecto. A acção sísmica para a qual a exigência de limitação dos danos deve ser verificada é designada correntemente por acção sísmica de serviço.

O conceito de classes de importância é introduzido no EC8 para poder diferenciar a fiabilidade do comportamento sísmico de diferentes tipos de construções, deste modo, esta classificação influencia o valor da acção sísmica a considerar no seu projecto através de um coeficiente de importância γ_I . Sempre que se considere pertinente, este factor deve levar à alteração do período de retorno da acção sísmica de forma a ser o mais adequado ao dimensionamento de cada tipo de estruturas.

Para edifícios estão previstas quatro classes de importância, de I a IV, de acordo com as consequências que o colapso da estrutura acarretaria em termos de vidas humanas, com a sua importância para a segurança pública e protecção civil no período pós-sismo e com as consequências económicas e sociais do colapso do edifício. Cada uma das classes de importância está associada a um coeficiente de importância que varia respectivamente entre 1,4 e 0,8 (dos mais para os menos importantes). Este coeficiente multiplica a acção sísmica de referência (ou em alternativa os seus efeitos, quando se realize uma análise linear), ou seja a aceleração de projecto será dada em cada caso por $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$. Os diferentes níveis de confiança são assim obtidos multiplicando a acção sísmica de referência ou em alternativa os seus efeitos pelo coeficiente de importância. Para os edifícios correntes o valor do coeficiente de importância é de 1, correspondendo-lhe uma acção sísmica de projecto com um período de retorno de 475 anos.

Assim, de forma a satisfazer os requisitos fundamentais, devem ser verificados o estado limite último e o estado limite de serviço (ou de limitação de danos). Os estados limites últimos estão relacionados com qualquer tipo de falha ou colapso da estrutura que possam pôr em perigo a vida das pessoas; os estados limites de serviço estão relacionados com um limite de dano para além do qual determinados requisitos de serviço não são verificados.

Os casos de baixa ou muito baixa sismicidade são casos particulares em que, para determinadas categorias de estruturas, as exigências fundamentais são cumpridas através da aplicação de regras mais simples do que as que de seguida se descrevem. Nos casos de muito baixa sismicidade não há a necessidade de atender a nenhuma destas disposições. A definição destes casos é função da aceleração máxima de projecto de referência a_{gR} cujos valores serão apresentados no ponto 3.2..

Em estado limite último a estrutura deve ter a resistência e capacidade de dissipação de energia adequadas, admitindo-se explicitamente que a capacidade resistente máxima possa ser atingida em algumas secções, o que implica que deixa de ser válido o comportamento linear das estruturas e que, consequentemente, se verificam incursões no comportamento não-linear. Esta relação entre resistência e capacidade de dissipação de energia é caracterizada pelo factor de comportamento q e respectiva classificação de ductilidade. A estrutura como um todo deve ser verificada para resistir à acção sísmica de projecto. Deve verificar-se se os elementos de fundação bem como o solo de fundação são capazes de resistir aos efeitos da acção resultantes da resposta da estrutura sem deformações permanentes substanciais. A influência dos efeitos de segunda ordem não deve ser negligenciada e o comportamento dos elementos não estruturais também deve ser estudado para que não representem riscos para as pessoas e que não provoque um efeito negativo na resposta dos elementos estruturais.

Em estado limite de serviço deve ser garantido um adequado grau de confiança através do cumprimento de limites de deformações ou outros que se considerem necessários. Em estruturas com elevada importância em termos de protecção civil deve ser assegurado que o seu sistema estrutural tenha a resistência e rigidez necessárias à manutenção em funcionamento dos serviços vitais para uma acção sísmica associada a um período de retorno adequado.

De modo a promover o bom funcionamento da estrutura podem ser aplicadas algumas medidas que limitem as incertezas inerentes a uma acção sísmica superior à de projecto. Essas medidas podem ser:

- as estruturas devem ter, sempre que possível, formas simples e regulares tanto em planta como em altura. Este propósito pode ser alcançado pela divisão a estrutura através de juntas em unidades independentes, com formas simples e regulares, em relação a acções dinâmicas;
- de modo a assegurar o comportamento dissipativo e dúctil de toda a estrutura deve evitar-se rotura frágil ou formação de mecanismos;
- para assegurar na estrutura uma adequada capacidade de transmissão de forças e dissipação de energia deve fazer-se uma cuidada pormenorização das ligações entre elementos estruturais em que seja previsível um comportamento não-linear, uma vez que o desempenho da estrutura global é largamente dependente do comportamento das suas regiões críticas;
- a análise da estrutura deve ser feita com base num modelo adequado, que deve ter em conta, sempre que necessário, a deformação do solo de fundação bem como a existência de elementos não estruturais e outros aspectos;
- a rigidez dos elementos de fundação deve ser adequada para garantir uma adequada transmissão de acções da superestrutura ao solo de fundação, devendo apenas ser utilizado um tipo de elemento de fundação para cada estrutura ou parte de estrutura independente (com a excepção das pontes).

Na abordagem do RSA a acção sísmica é considerada como uma acção variável e como tal tem implicitamente uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos ou seja corresponde-lhe um período de retorno de 975 anos. Adicionalmente, uma vez que o RSA, ao considerar a acção sísmica como uma acção variável, impõe a majoração da acção (por um coeficiente parcial de segurança de 1,5) ao combiná-la com as restantes acções para efeito de dimensionamento (verificação do estado limite último), tal implicitamente pressupõe um período de retorno ainda maior (da ordem dos 2.500 a 3.000 anos) comparado com o do EC8 (475 anos) que não prevê tal majoração, como referido por Carvalho, E.C. (2007).

Considera-se, no entanto, mais adequados os valores recomendados no EC8, dado que para a casualidade sísmica do território Nacional resultante dos estudos mais recentes, a manutenção dos critérios do RSA daria origem a um agravamento generalizado e muito significativo dos valores da

acção sísmica a considerar no projecto sísmo-resistente em Portugal. Assim, a adopção do valor recomendado de 475 anos, tal como será adoptado na maior parte dos países europeus, conduz a uma acção sísmica de projecto que, apesar de impor alterações significativas em algumas zonas do país é considerada mais razoável.

Outro aspecto de grande importância que revela discrepância conceptual entre as abordagens dos dois regulamentos é o facto de que no RSA não é explicitada qualquer verificação sísmica a efectuar para um estado limite de serviço, o que equivaleria à verificação da limitação de danos prevista no EC8. Tal diferença decorre da evolução da filosofia do projecto sísmo-resistente que tem vindo progressivamente a passar de uma preocupação original quase exclusiva de acautelar a segurança das pessoas para uma preocupação mais abrangente de, sem descurar esse objectivo, incorporar também no dimensionamento sísmico objectivos de natureza económica.

Embora se trate de uma questão bem pertinente a nível conceptual não se revela fundamental a nível prático, já que a dupla verificação para acções sísmicas de diferente probabilidade de ocorrência não se reveste de dificuldade acrescida pois o EC8 admite (simplificando a realidade) que as duas acções a considerar têm a mesma configuração espectral, com a aplicação de um coeficiente de redução (de cerca de 0,4 ou 0,5 para os períodos de retorno adoptados) à acção sísmica de projecto para obter a “acção sísmica de serviço”.

O conceito de diferenciação da fiabilidade, conseguido no EC8 pela aplicação do coeficiente de importância, está de certa maneira também previsto na regulamentação portuguesa através da disposição no REBAP que impõe a utilização de coeficientes de comportamento com uma redução de 30% no projecto de construções com funções vitais.

3.2. ZONAMENTO SÍSMICO

O zonamento sísmico de cada país é definido, de acordo com o EC8, pelo respectivo Anexo Nacional e é função da aceleração máxima de projecto de referência para um terreno do tipo A, a_{gr} . Esta aceleração máxima de projecto de referência corresponde ao período de retorno P_{NCR} da acção sísmica definido para a exigência de não colapso da estrutura, e está associada a um coeficiente de importância de 1.

O EC8 apresenta dois tipos de acção sísmica com diferente sísmo-génese, uma para situações em que o evento sísmico condicionante tem Magnitude superior a 5,5 (sismo do tipo 1) associado ao cenário de sismo afastado, e outra para situações em que o evento sísmico condicionante tem Magnitude inferior a 5,5 (sismo do tipo 2) associado ao cenário de sismo próximo.

O zonamento sísmico do território Nacional é diferente para a acção sísmica afastada (sismo interplacas) e para a acção sísmica próxima (sismo intraplaca), com vista a ser o mais adequado a cada um dos cenários. Para o estabelecimento do zonamento sísmico dos dois cenários apresentados na figura 3.1. foram elaborados mapas de casualidade sísmica definidos em termos de intensidade de Housner. Os valores da aceleração máxima de projecto de referência a_{gr} para as diferentes zonas são apresentados na tabela 3.1..

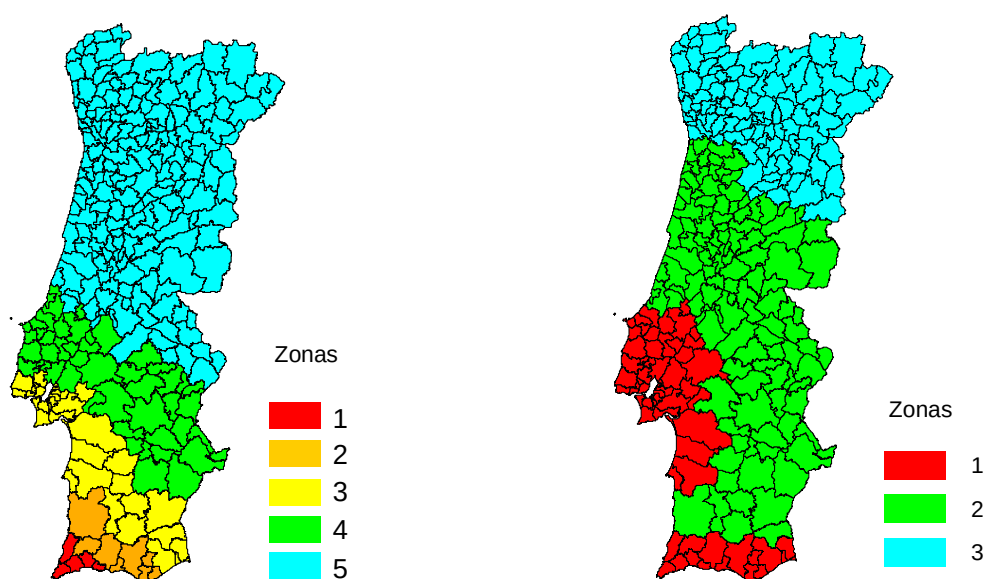


Figura 3. 1. - Zonamento sísmico do Anexo Nacional da EN 1998-1 (EC8) para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas (à esquerda) e para o cenário de sismo próximo/sismo intraplaca (à direita), Carvalho, E.C. (2007).

Tabela 3. 1. - Aceleração máxima de referência a_{gR} (cm/s²) nas várias zonas sísmicas, Anexo Nacional da EN 1998-1.

Zona Sísmica	Sismo afastado/interplacas	Sismo próximo/intraplaca
1	250	170
2	200	110
3	150	80
4	100	-
5	50	-

Em casos de baixa sismicidade e para alguns tipos ou categorias de estruturas podem ser adoptados procedimentos simplificados no projecto sísmo-resistente. A definição destes casos é recomendada no EC8 e é baseada no valor da aceleração máxima de projecto de referência a_{gR} , que não deverá exceder o valor de 0,08 g (0,78 m/s²) ou do produto $a_g \cdot S$ com um valor máximo de 0,1 g (0,98 m/s²), em que S é o factor de terreno.

Em casos de muito baixa sismicidade não é necessário cumprir as disposições previstas no EC8. Para estes casos o EC8 define os valores máximos da aceleração máxima de projecto de referência a_{gR} em 0,04 g (0,39 m/s²) ou do produto $a_g \cdot S$ em 0,05 g (0,49 m/s²).

O zonamento do território Nacional está realizado, na regulamentação vigente actualmente no País, em quatro zonas, e ao contrário do que acontece no EC8 não depende do tipo de acção sísmica

considerado. Por ordem decrescente de sismicidade as zonas são designadas por A, B, C e D. A delimitação destas zonas é a que se apresenta na figura 3.2. e encontra-se mais pormenorizada no anexo III deste regulamento. As do arquipélago dos Açores encontram-se definidas como pertencentes à zona A, à excepção das ilhas das Flores e do Corvo que juntamente com as do arquipélago da Madeira são pertencentes à zona D, embora não se encontrem representadas na figura. Este zonamento foi realizado com base em estudos realizados à data da elaboração do RSA não estando adequado, ao contrário do previsto no EC8, aos dois cenários de acção sísmica, pois estabelece um mesmo zonamento para dois cenários de ocorrência sísmica totalmente diversos.

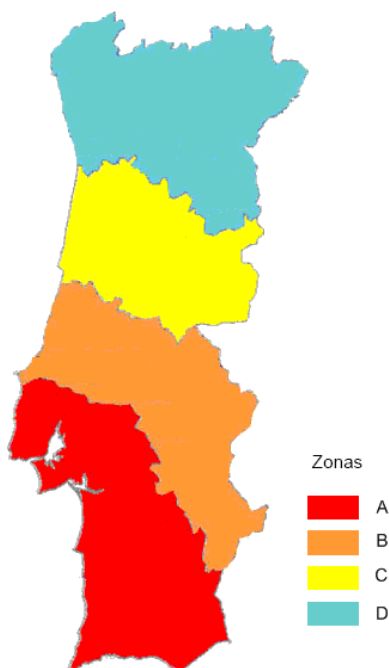


Figura 3. 2. - Zonamento sísmico do território Nacional.

Os valores característicos da acção dos sismos são definidos na regulamentação Portuguesa em função da sismicidade da zona em que se situa a construção e da natureza do terreno no local em que é implantada. A influência da sismicidade para as diferentes zonas do território é introduzida por um coeficiente de sismicidade α cujos valores são os indicados na tabela 3.2..

Tabela 3. 2. - Valores dos coeficientes de sismicidade α para as várias zonas sísmicas.

Zona sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

É de salientar a grande discrepância de abordagem pelos dois regulamentos, uma vez que o EC8 faz o zonamento do território em função do tipo de acção sísmica considerado, sendo por isso mais preciso

quanto à definição da acção para cada caso, enquanto, por sua vez, o RSA faz um zonamento para ambas as acções sísmicas, que conforme se pode observar nas figuras 3.1. e 3.2. é absolutamente distinto do EC8.

Admite-se que a abordagem do EC8 supera uma anomalia conceptual do RSA, uma vez que resulta de estudos de casualidade sísmica realizados recentemente, que revelaram diferenças entre os dois cenários considerados. A abordagem do EC8 permite ainda um ajuste para cada tipo de cenário pois para o caso de sismo afastado (sismo interplacas) existe uma variação mais suave da aceleração entre zonas e, por outro lado, no caso de sismo próximo (sismo intraplaca) eliminaram-se zonas com valores de aceleração muito próximos.

Em termos comparativos de acelerações de projecto, entre o EC8 e RSA, é interessante notar que, para o cenário próximo, o valor proposto pelo EC8 para a zona 1 de maior casualidade (170 cm/s^2) é muito semelhante ao valor do RSA para a zona A (zona de maior acção sísmica) em que a aceleração para o sismo próximo (acção sísmica tipo 1 do RSA) é de 180 cm/s^2 (note-se que este valor é o valor implícito decorrente dos espectros de potência do RSA, uma vez que este regulamento não explicita o valor da aceleração do terreno).

No que se refere ao cenário de sismo afastado a diferença de avaliação da casualidade sísmica entre os dois documentos é bastante mais significativa, sobretudo nas zonas de maior casualidade. De facto, enquanto no EC8 temos uma aceleração de 250 cm/s^2 (para a zona de maior casualidade), no RSA ao sismo afastado (acção sísmica tipo 2 do RSA) corresponde uma aceleração (implícita) de apenas 110 cm/s^2 .

Nesta comparação deve contudo salientar-se que os períodos de retorno associados aos valores dos dois regulamentos são diferentes, sendo de 475 anos no EC8 e 975 anos no RSA. Tal facto implica que, na realidade, para o cenário próximo, a avaliação actual da casualidade sísmica que suporta a proposta do Anexo Nacional (no que se refere à aceleração máxima na zona de maior casualidade) é um pouco superior à que esteve na base do estabelecimento do RSA há cerca de 25 anos.

A estas diferenças entre acelerações há que adicionar o facto de se considerar a envolvente dos dois cenários, a disparidade dos dois regulamentos quanto à majoração da acção e as diferenças associadas às configurações dos espectros de resposta, não permitindo, portanto, que se retirem ilações da simples comparação de acelerações entre os dois regulamentos.

3.3. CONDIÇÕES DO TERRENO E DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

Com vista a considerar o efeito da variação das características do terreno em que está implantada a estrutura, na acção sísmica à superfície, o Eurocódigo 8 faz a divisão dos terrenos em sete tipos. Os tipos A, B, C, D e E têm perfis geológicos e parâmetros de identificação distintos, tendo a sua densidade diminuída do solo A para o solo E. O solo deve ser classificado de acordo com as suas características mecânicas, nomeadamente através do valor do parâmetro velocidade de propagação das ondas de corte $v_{s,30}$, sempre que seja possível obter esse valor, ou pelo valor de N_{SPT} proveniente de ensaios de penetração e de coesão não drenada. Os solos S1 e S2 são dois tipos especiais de solo para os quais devem ser realizados estudos específicos para a definição da acção sísmica. Nestes casos deve ser tida em conta a possibilidade de rotura do solo quando sujeito à acção sísmica.

Para identificar o tipo de terreno deve ser realizada uma investigação adequada, consistindo em estudos geológicos. O local da construção e a natureza do solo de fundação devem normalmente ser livres de risco de rotura do solo, instabilidade por escorregamento e assentamentos permanentes causados pela liquefacção ou consolidação do solo durante o sismo.

A classificação dos terrenos não é estabelecida pelo Anexo Nacional mas a configuração do espectro de resposta correspondente a cada terreno é, pela diferenciação dos valores dos parâmetros definidores do espectro (S , T_B , T_C e T_D), tornando desta forma possível incluir o efeito dos terrenos na acção sísmica de projecto. Das quatro variáveis que condicionam a configuração espectral apenas S e T_C são variáveis, para cada um dos dois tipos de acção sísmica, com a zona de território e tipo de terreno previstos e os seus valores são apresentados na tabela 3.3.. Esta variação com o tipo de acção sísmica e zona do território em questão decorre do facto de que, o efeito dos terrenos na acção sísmica depende da intensidade da própria acção, já que esta pode alterar as características mecânicas dos terrenos atravessados, e desta forma influenciar o grau de amplificação que os terrenos podem induzir no movimento à superfície.

Tabela 3. 3. - Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos do Anexo Nacional da EN 1998-1 para os vários tipos de terreno.

Tipo de terreno	Espectro Tipo 1 (Sismo interplacas)								Espectro Tipo 2 (Sismo intraplaca)			
	Zona 1 (250 cm/s ²)		Zona 2 (200 cm/s ²)		Zona 3 (150 cm/s ²)		Zona 4 e 5 (100/50 cm/s ²)		Zona 1 (170 cm/s ²)		Zonas 2 e 3 (110/80 cm/s ²)	
	S	T_C (s)	S	T_C (s)	S	T_C (s)	S	T_C (s)	S	T_C (s)	S	T_C (s)
A	1,0	0,6	1,0	0,6	1,0	0,6	1,0	0,6	1,0	0,25	1,0	0,25
B	1,2	0,6	1,2	0,6	1,2	0,6	1,3	0,6	1,35	0,25	1,35	0,25
C	1,3	0,6	1,4	0,6	1,5	0,6	1,6	0,6	1,5	0,25	1,6	0,25
D	1,4	0,8	1,6	0,8	1,8	0,8	2,0	0,8	1,8	0,3	2,0	0,3
E	1,4	0,6	1,5	0,6	1,7	0,6	1,8	0,6	1,6	0,25	1,8	0,25

No EC8 o movimento sísmico de um dado ponto à superfície é representado por um espectro de resposta elástico da aceleração designado por espectro de resposta elástico. A forma deste espectro é igual para qualquer dos níveis de acção sísmica correspondente às exigências de não colapso ou de limitação de danos, isto é, para estados limites último ou de serviço.

No âmbito do EC8 o movimento sísmico na direcção horizontal num dado ponto à superfície é decomposto em duas componentes ortogonais independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta. Existe uma terceira componente representativa da acção sísmica na direcção vertical. As três componentes da acção sísmica podem ser definidas por uma ou mais formas de espectro, dependendo da fonte sísmica e das magnitudes resultantes de forma a representar adequadamente a acção sísmica.

Para estruturas com factor de importância superior a um deve considerar-se efeitos de amplificação da acção sísmica resultantes da topografia. Para determinados tipos de estruturas pode ser permitida a variação do movimento do solo tanto no espaço como no tempo (“time-history”).

O espectro de resposta elástico $S_e(T)$ da acção sísmica com a direcção horizontal é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.4)$$

em que:

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;

T é o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

a_g é a aceleração máxima de projecto em rocha (terreno tipo A) $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$;

T_B é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D é o valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S é o factor de terreno;

η é o factor de correcção do amortecimento (com um valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento).

O valor do factor de correcção do amortecimento pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.5)$$

em que ξ é o coeficiente de amortecimento da estrutura, expresso em termos percentuais.

Este espectro de resposta elástico tem a forma genérica apresentada na figura 3.3..

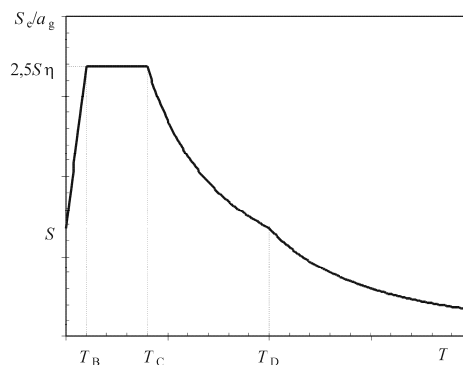


Figura 3. 3 - Forma genérica do espectro de resposta elástico da EN 1998-1.

Como se pode constatar na figura 3.3. a forma do espectro é condicionada pelos valores atribuídos às variáveis S , T_B , T_C e T_D e ao factor de terreno, que para o terreno do tipo A (rocha) são as definidas na tabela 3.4..

Tabela 3. 4. - Valores das variáveis definidoras da configuração espectral em rocha do Anexo Nacional da EN 1998-1.

Variável	Sismo afastado/interplacas	Sismo próximo/intraplaca
	Espectro Tipo 1	Espectro Tipo 2
S	1,0	1,0
T_B (s)	0,1	0,1
T_C (s)	0,6	0,25
T_D (s)	2,0	2,0

Para os restantes tipos de terreno há variação apenas dos parâmetros S e T_C , como referido em 2.3. e os seus valores são determinados no Anexo Nacional e são os constantes da tabela 3.3.. Resultando para os dois tipos de acção sísmica em espectros com uma forma genérica representada na figura 3.4. e 3.5. para a acção sísmica do tipo 1 e do tipo 2 respectivamente.

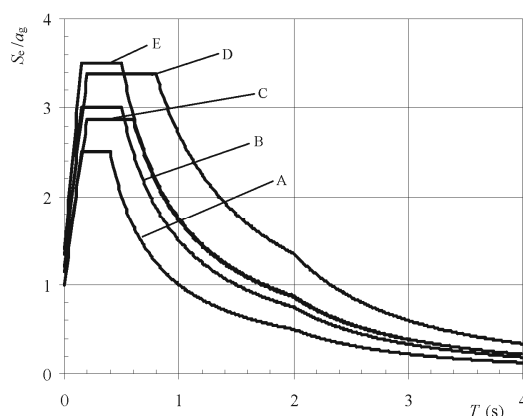


Figura 3. 4 - Espectros de resposta elásticos do Tipo 1 da EN 1998-1 para terrenos do tipo A a E (5% de amortecimento).

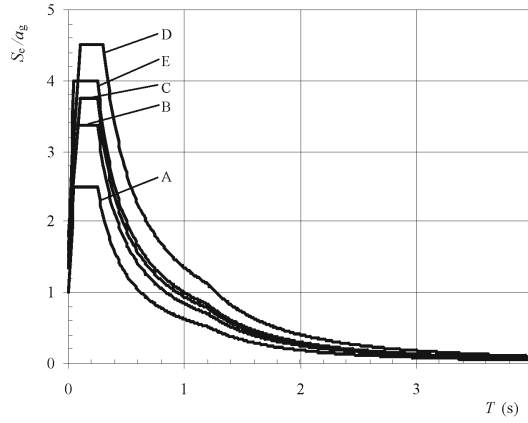


Figura 3. 5 - Espectros de resposta elásticos do Tipo 2 da EN 1998-1 para terrenos do tipo A a E (5% de amortecimento).

O espectro de resposta elástico de deslocamentos $S_{De}(T)$ deve ser obtido a partir do espectro de resposta elástico da aceleração $S_e(T)$ pela expressão que se segue:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3. 6)$$

Esta expressão deve ser aplicada a estruturas com períodos fundamentais de vibração inferiores a 4,0s, pois para períodos superiores deve ser realizada uma definição mais completa do espectro de acordo com o Anexo A do EC8.

O espectro de resposta elástico da acção sísmica com a direcção vertical $S_{ve}(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3. 7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3. 8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3. 9)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3. 10)$$

em que:

$S_{ve}(T)$ é o espectro de resposta elástico com a direcção vertical;

a_{vg} é a aceleração máxima de projecto em rocha (terreno tipo A) na direcção vertical.

os restantes parâmetros são definidos como para as expressões anteriores.

A forma do espectro é condicionada pelos valores atribuídos às variáveis a_{vg} , T_B , T_C e T_D que tomam os valores recomendados pelo EC8 constantes da tabela 3.5..

Tabela 3. 5. - Valores das variáveis definidoras da configuração espectral em rocha na direcção vertical do Anexo Nacional da EN 1998-1.

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

À falta de outro tipo de estudos, o deslocamento de projecto em rocha d_g , em correspondência com aceleração máxima de projecto, pode ser obtido pela seguinte expressão:

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

em que a_g , S , T_C e T_D são definidos como referido anteriormente.

A capacidade dos sistemas estruturais resistirem à acção sísmica em regime não-linear permite que estes sejam dimensionados para forças sísmicas inferiores às correspondentes em regime linear elástico. Com vista a evitar uma análise estrutural inelástica o EC8 propõe a consideração da capacidade de dissipação de energia da estrutura (conseguida através do comportamento dúctil dos seus elementos) realizando uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao elástico, designado espectro de cálculo. Essa redução é concretizada pela utilização do coeficiente de comportamento q .

O coeficiente de comportamento é definido aproximadamente pela razão entre as forças sísmicas que a estrutura teria de suportar se o seu comportamento fosse completamente elástico (com 5% de amortecimento) e as forças sísmicas usadas no dimensionamento com o modelo elástico que assegurem uma resposta satisfatória. O valor deste coeficiente pode ser diferente para as duas componentes horizontais da acção sísmica, embora a classificação de ductilidade deva ser a mesma para ambas as direcções horizontais.

O espectro de resposta de cálculo $S_d(T)$ da acção sísmica com a direcção horizontal é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.14)$$

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

em que:

a_g , S , T_C e T_D são como definido para o espectro de resposta elástico;

$S_d(T)$ é o espectro de cálculo;

q é o factor de comportamento;

β é o factor que determina o limite inferior para o espectro de cálculo (com o valor recomendado de 0,2).

O espectro de resposta de cálculo $S_{vd}(T)$ da acção sísmica com a direcção vertical é definido a partir das expressões anteriores no qual a aceleração de projecto em rocha a_g é substituída pela aceleração vertical de projecto em rocha a_{vg} , o valor de S é tomado igual à unidade e os valores dos restantes parâmetros são conforme definido na tabela 3.5..

Para estruturas com características especiais de tal forma que não possa ser considerada a mesma excitação em todos os pontos de apoio é requerido um modelo tridimensional da estrutura. Alternativamente aos espectros de resposta, a acção sísmica pode ser representada por acelerogramas com variação ao longo do tempo. Quando é necessário um modelo tridimensional da estrutura a acção sísmica deve ser representada por três acelerogramas com variação ao longo do tempo a actuar simultaneamente, no entanto não deve ser utilizado o mesmo acelerograma para ambas as componentes horizontais. Dependendo da natureza da aplicação e da informação disponível podem ser utilizados acelerogramas artificiais e documentados ou simulados. Os acelerogramas artificiais devem ser gerados de forma a corresponder aos espectros de resposta elásticos apresentados anteriormente e a sua duração deve ser compatível com a magnitude e restantes características da acção sísmica. Os acelerogramas devem ser gerados de forma a corresponder ao espectro de resposta elástico definido pelas equações (3.2) a (3.4) e (3.6) a (3.10) com 5% de amortecimento.

Na abordagem do RSA, no que diz respeito à natureza dos terrenos no local de implantação são considerados três tipos de I a III, do mais rijo para o mais brando, respectivamente.

Pelo RSA, na generalidade dos casos apenas é necessário considerar direcções de actuação dos sismos no plano horizontal; a consideração da direcção vertical apenas é necessária para estruturas que sejam especialmente sensíveis a vibrações nessa direcção.

Neste regulamento é necessário verificar a segurança sísmica em relação a duas acções sísmicas que representem um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal - acção sísmica tipo 1 (sismo próximo) - e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal - acção sísmica tipo 2 (sismo afastado), tal como para o EC8.

A acção dos sismos sobre as estruturas é representada por um conjunto de movimentos do terreno, traduzidos por densidades espectrais de potência segundo cada uma das direcções principais de actuação do sismo. Com base no disposto no RSA, esta necessidade de se considerar um conjunto de movimentos provém de a resposta das estruturas, principalmente em regime não linear, ser muito sensível a pormenores aparentemente pouco significativos do movimento vibratório, o que impossibilita a escolha de um único movimento para representar a acção sísmica. Na verificação de segurança das estruturas deve considerar-se o valor médio dos efeitos máximos produzidos por cada movimento do terreno pertencente ao conjunto referido.

No caso de estruturas em que as frequências próprias dos modos de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta estão bem separadas (relação entre duas frequências situadas fora do intervalo 0,67 a 1,5), a acção sísmica pode, simplificada, ser quantificada por espectros de resposta médios. Estes espectros, relativamente às componentes horizontais de translação são fornecidos pelo regulamento, para a zona A para os diferentes tipos de terreno, perfazendo um total de seis espectros de resposta representados nas figuras 3.6., 3.7. e 3.8. para os terrenos de tipo I, II e III respectivamente. Para as restantes zonas basta multiplicar o valor obtido no espectro pelo respectivo

coeficiente de sismicidade. Os espectros de reposta médios relativos à componente vertical dos sismos obtêm-se dos anteriores multiplicando por dois terços as respectivas coordenadas. A acção sísmica determinada por estes espectros tem um período de retorno de 975, bem superior ao do EC8 (de 475 anos).

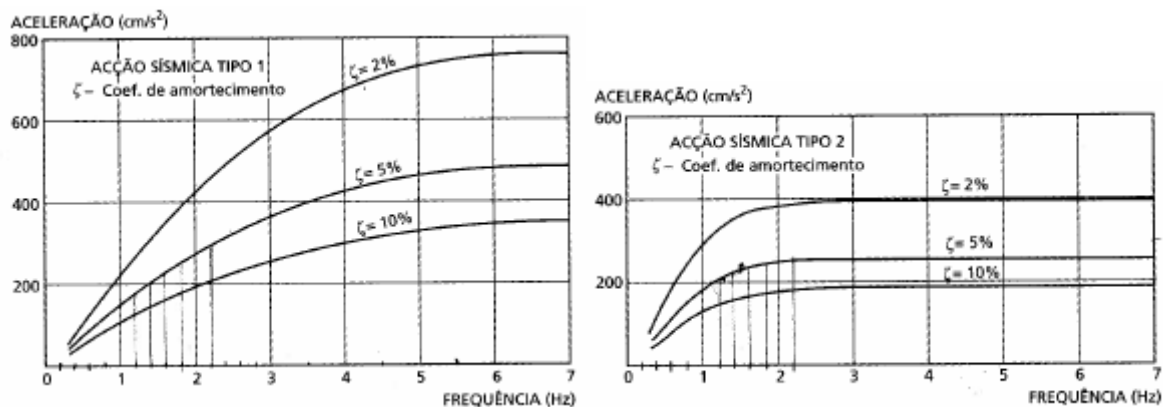


Figura 3. 6. - Espectros de resposta da acção sísmica para um terreno do tipo I, para a zona A e para os dois tipos de acção sísmica, RSA (1993).

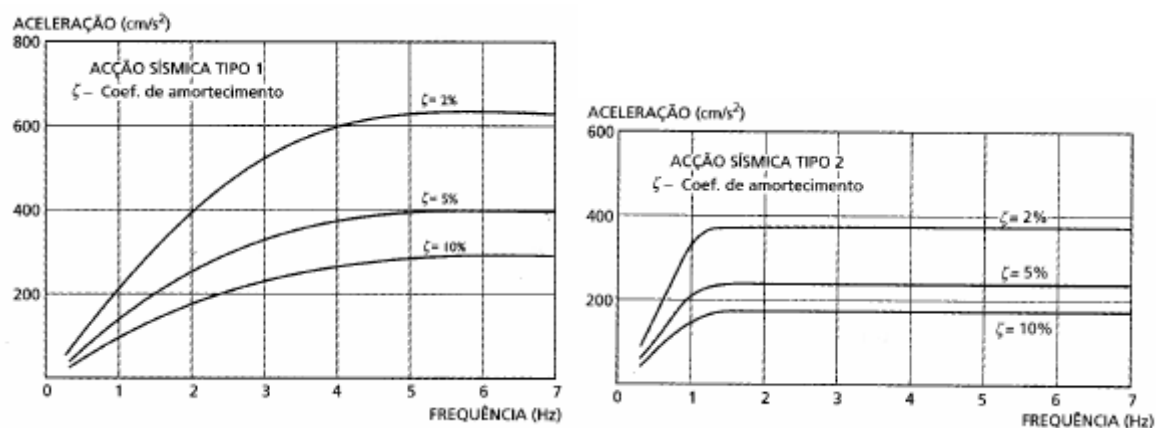


Figura 3. 7. - Espectros de resposta da acção sísmica para um terreno do tipo II, para a zona A e para os dois tipos de acção sísmica, RSA (1993).

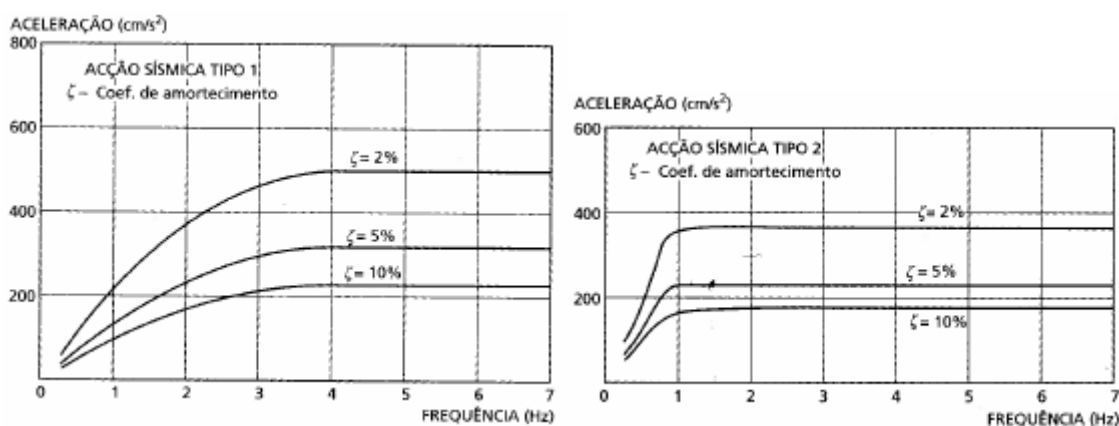


Figura 3. 8. - Espectros de resposta da acção sísmica para um terreno do tipo III, para a zona A e para os dois tipos de acção sísmica, RSA (1993).

A resposta global da estrutura é obtida a partir de uma ponderação quadrática, efectuada por meio da raiz quadrada da soma dos quadrados das respostas correspondentes a cada modo de vibração.

O aspecto da classificação dos solos é mais um dos aspectos que diferencia o EC8 e o RSA, uma vez que o EC8 faz uma distinção entre rocha (tipo A) e terrenos rijos (tipo B) enquanto no RSA são considerados em conjunto (tipo I) e considera situações de formações brandas de pequena espessura sobre formações rochosas ou quase rochosas com grande contraste de rigidez (tipo E), não contemplado pelo RSA.

Na adaptação feita à definição da acção sísmica segundo o EC8 para a realidade Nacional foi tomada a opção fundamental de alterar os valores indicados pela versão europeia para a definição da configuração espectral de modo a compatibilizar este espectro com o do RSA, mantendo assim genericamente os respectivos valores de dimensionamento e critérios de segurança que vigoram no País. No que se refere à discriminação do efeito do tipo de terreno na configuração espectral a opção tomada foi de acompanhar a abordagem do EC8 consistindo numa maior diferença decorrente dessa opção relativamente ao disposto no RSA.

De salientar que no Anexo Nacional do EC8, em linha com o estipulado no RSA, verifica-se a consideração de duas acções sísmicas para representar a casualidade sísmica do território, não obstante possuem, como já foi referido, zonamentos distintos.

3.4. DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS

3.4.1. CARACTERÍSTICAS DO PROJECTO SISMO-RESISTENTE

De acordo com o estipulado no EC8, o projecto de estruturas sismo-resistentes deve garantir que, com um nível de custos adequados, a estrutura satisfaz as exigências de desempenho. Em regiões sísmicas, a concepção de edifícios deve ter a preocupação de assegurar que o sistema estrutural tenha um comportamento adequado no caso de se verificar uma ocorrência sísmica, sendo estabelecidos os seguintes princípios básicos para a concepção das estruturas: simplicidade estrutural; uniformidade simetria e redundância; resistência e rigidez em duas direcções; resistência e rigidez torsional; comportamento de diafragma rígido ao nível dos pisos; e elementos de fundação adequados.

Alguns dos elementos estruturais podem ser designados por elementos sísmicos secundários por não fazerem parte do sistema resistente à acção sísmica. Por isso a resistência e rigidez desses elementos não deve ser tida em conta no dimensionamento sísmico e eles não deverão ser dimensionados e pormenorizados de acordo com o especificado no EC8. A contribuição destes membros para a rigidez lateral não deve exceder os 15% da totalidade dos elementos sísmicos primários. Todos os outros elementos são designados por elementos sísmicos primários e devem ser dimensionados e pormenorizados para resistir a acções sísmicas laterais.

Para o dimensionamento sismo-resistente de edifícios estes podem ser classificados em regulares ou irregulares, quer do ponto de vista do seu desenvolvimento em planta quer em altura. Esta classificação reflecte-se nos seguintes aspectos: no modelo estrutural a utilizar; no método de análise a adoptar; e no valor do coeficiente de comportamento q a considerar.

No que respeita às implicações de regularidade estrutural na análise e dimensionamento das estruturas, as considerações dependem das características de regularidade em planta e em altura, conforme se pode observar pela tabela 3.6..

Tabela 3. 6. - Consequências da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico.

Regularidade		Simplificações permitidas		Factor de comportamento (para análise linear)
Planta	Altura	Modelo	Método de análise linear elástica	
Sim	Sim	Plano	Estático	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Dinâmico	Valor reduzido em 20%
Não	Sim	Espacial	Estático	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Dinâmico	Valor reduzido em 20%

Um aspecto importante, e que constitui uma alteração em relação às regulamentações anteriores, refere-se à prescrição de adoptar a rigidez fendilhada para as análises estruturais, implicando uma redução dos esforços e um aumento da deformabilidade das estruturas.

Os coeficientes para as combinações ψ_{2i} , para as acções variáveis, devem ser os que constam da EN 1990:2002 com o valor de 0,3.

Os coeficientes para as combinações ψ_{Ei} para o cálculo dos efeitos da acção sísmica devem ser obtidos a partir da seguinte expressão:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (3.16)$$

em que φ depende do tipo de acção variável e do tipo de ocupação do piso em que seja usado. Para edifícios com utilização de habitação ou escritórios os eu valor é de 1,0 no último piso e 0,5 nos restantes.

3.4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

Com base no disposto no EC8 o modelo estrutural a adoptar para o edifício deve representar adequadamente a distribuição de rigidez e de massa de tal forma que todos os modos de deformação e forças de inércia sejam devidamente contabilizados quando sujeito à acção sísmica. No caso de uma análise não-linear o modelo deve ainda ser capaz de representar adequadamente a distribuição de rigidez. O modelo deve também ter em consideração a existência de juntas para a deformação do edifício e de elementos não estruturais que possam afectar a resposta dos elementos sísmicos primários. Em geral deve considerar-se a estrutura como um conjunto de sistemas resistentes verticais e laterais, ligados por diafragmas horizontais. Quando os diafragmas dos pisos do edifício possam ser considerados rígidos no seu plano, as massas e os momentos de inércia de cada piso podem ser considerados concentrados no centro de gravidade.

Sempre que o edifício obedece ao critério de regularidade em planta, ou nos casos em que não obedece mas respeita um conjunto de critérios especiais de regularidade previstos no EC8, a análise pode ser realizada usando dois modelos planos, um para cada direcção principal. Caso contrário a análise deve ser realizada com base num modelo espacial da estrutura.

O EC8 admite várias opções para proceder à análise estrutural de edifícios sob o efeito da acção sísmica. Dependendo das características do edifício são definidas duas metodologias de análise, ambas com base num comportamento elástico linear da estrutura e num espectro de resposta: método de

análise baseado na aplicação de forças estáticas horizontais (“lateral force method of analysis”) ou método de análise dinâmica modal com espectros de resposta (“modal response spectrum analysis”).

O método de análise dinâmica modal com espectros de resposta deve ser aplicado sempre que os requisitos necessário para a aplicação do método de análise baseado na aplicação de forças estáticas horizontais não sejam verificados. Neste caso a resposta de todos os modos de vibração que contribuam de forma significativa para a resposta global da estrutura devem ser considerados.

Os vários modos de vibração podem ser considerados de forma independente sendo o seu efeito contabilizado pela raiz quadrada da soma dos quadrados da contribuição de cada modo ou podem ser utilizados procedimentos mais exactos para a combinação modal, tal como combinação quadrática dos modos de resposta.

Para além dos métodos lineares, o EC8 aceita, como alternativa, a utilização de métodos de análise não linear, designadamente métodos estáticos com aplicação progressiva de cargas laterais e métodos dinâmicos de avaliação da resposta estrutural ao longo do tempo (integração passo a passo). Deste modo podem ser utilizados um dos dois seguintes métodos de análise não-linear: análise estática não linear (análise pushover) ou análise não linear variável no tempo (análise dinâmica ao longo do tempo), desde que se cumpram algumas disposições especificadas no regulamento.

O método de análise baseado na aplicação de forças estáticas horizontais deve ser aplicado a estruturas em que o modo de vibração fundamental é o preponderante na resposta à acção sísmica para cada uma das direcções principais. Este método baseia-se na aplicação aos modelos planares de forças horizontais estáticas, em todos os pisos, com a configuração em altura correspondente ao primeiro modo de vibração. Estas forças são determinadas com base no valor de corte basal e na forma do modo fundamental de vibração devidamente equilibrado pela massa de cada piso. Para tal, os modos fundamentais de vibração nas duas direcções horizontais em análise devem ser calculados usando métodos de dinâmica estrutural ou podem ser aproximados por deslocamentos horizontais crescentes linearmente em altura.

Quando o modo fundamental de vibração é aproximado por deslocamentos horizontais crescentes linearmente os valores dos deslocamentos em cada piso podem ser substituídos pelas alturas das massas respectivas.

Na aplicação dos métodos não-lineares, o modelo matemático usado para a análise elástica deve ser ampliado para abranger a resistência estrutural dos elementos e o seu comportamento pós-elástico. No mínimo deve ser considerado uma relação força-deformação bilinear que deve corresponder à rigidez das secções fissuradas. Nos elementos dúcteis, nos quais é de esperar comportamento pós-cedência durante a resposta, a rigidez elástica da relação bilinear deve corresponder à secante ao ponto de cedência. Podem ainda, de forma a tornar a análise mais exacta, ser utilizadas relações força-deformação trilineares que têm em consideração a rigidez pré e pós fendilhação e pós cedência.

A análise “pushover” é um método não-linear estático que se aplica em estruturas sujeitas a carregamentos gravitacionais constantes e carregamentos horizontais monotonicamente crescentes. É aplicada com os seguintes propósitos: para verificar as razões de α_u / α_1 (razão entre a força que provoca o aparecimento da primeira rótula plástica na estrutura e a força que corresponde à formação de um mecanismo); para estimar a localização da formação de mecanismos plásticos ao longo da estrutura e a distribuição dos danos; para avaliar o desempenho de estruturas existentes; ou como alternativa aos métodos de análise elástica linear que utilizam o factor de comportamento q para contabilizar os efeitos não-lineares. Para os casos em que se realize uma análise “pushover” a um edifício representado por um modelo espacial devem ser realizadas duas análises independentes com

as cargas laterais aplicadas apenas numa das direcções. Quando o critério de regularidade em planta é cumprido o EC8 permite que a análise seja realizada com dois modelos planos, uma para cada direcção principal.

A distribuição em altura das cargas laterais pode ser uma das duas seguintes: um modelo uniforme, baseado em forças laterais proporcionais à massa do piso independentemente da altura do mesmo; ou um modelo “modal” proporcional à distribuição de forças laterais determinadas por um dos dois métodos considerados anteriormente para a análise elástica linear. Estas cargas laterais devem ser aplicadas no modelo ao nível a que se encontram as massas dos pisos.

A curva que traduz a relação entre força de corte basal e deslocamento no nó de controlo é denominada de curva de capacidade e deve ser determinada pela análise pushover para valores de deslocamento a variar entre 0 e 150% do deslocamento de desempenho, definido no EC8 como sendo o deslocamento de um sistema de um grau de liberdade equivalente resultante de uma análise através do espectro de resposta elástico e cujo método de obtenção será definido mais adiante. O deslocamento de desempenho deve ser considerado para o centro de massa do último piso da estrutura.

O outro método de análise não linear é a análise dinâmica ao longo do tempo, em que a resposta da estrutura é obtida através da aplicação de um método numérico de integração das equações diferenciais de movimento, em que se usam acelerogramas para representar os movimentos do terreno. Os elementos estruturais devem ser caracterizados em termos do seu comportamento cíclico, isto é, devem ser caracterizados em termos de um modelo histerético não linear do elemento.

Segundo o preceituado no RSA, a determinação dos efeitos da acção dos sismos pode ser efectuada por métodos de análise dinâmica ou por processos simplificados de análise estática. Os métodos de análise dinâmica para a determinação dos efeitos da acção dos sismos devem ter em conta a quantificação das vibrações sísmicas apresentadas anteriormente e considerar as massas correspondentes ao valor médio das cargas permanentes e o valor quase permanente das cargas variáveis que actuam na estrutura. As características de rigidez e amortecimento a adoptar devem corresponder a valores médios das propriedades dos materiais.

Com base no disposto neste regulamento na aplicação da análise dinâmica às estruturas pode admitir-se um comportamento linear das mesmas, utilizando o coeficiente de comportamento, que depende do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade, para corrigir estes resultados. O coeficiente de comportamento deve dividir a acção sísmica e deve ser devidamente justificado, tendo em conta o tipo de estrutura e as suas características de ductilidade. Para a determinação dos deslocamentos deve fazer-se actuar a acção sísmica sem consideração deste coeficiente.

A determinação dos sismos nas estruturas implica a resolução de problemas de comportamento dinâmico, em geral em regime não-linear e exigindo por vezes a consideração da interacção entre a estrutura e o terreno, o que torna necessário a aplicação de meios de análise relativamente complexos. Por este motivo, alternativamente e caso as estruturas satisfaçam uma série de critérios impostos, a determinação da acção sísmica pode ser efectuada de modo simplificado supondo a aplicação de forças estáticas actuando separadamente segundo as direcções em que a estrutura se desenvolve, cujo valor deve ser determinado em função de coeficientes sísmicos definidos neste regulamento. Estes efeitos são determinados admitindo comportamento linear das estruturas.

Segundo o disposto no EC8, os deslocamentos da estrutura, no caso da aplicação de uma análise linear, resultantes da aplicação da acção sísmica de projecto, devem ser calculados com base no princípio das deformações elásticas do sistema estrutural através da expressão:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (3.17)$$

em que

d_s é o deslocamento de um ponto do sistema estrutural resultante da acção sísmica;

q_d é o factor de comportamento de deslocamentos, que se assume igual a q a menos de outras especificações;

d_e é o deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural determinado por uma análise linear com base no espectro de resposta de cálculo.

O valor do deslocamento assim obtido não tem obrigatoriamente de ser superior ao resultante da aplicação do espectro de resposta elástico. O valor do deslocamento obtido pela análise linear deve já ter em conta os efeitos de torção.

Para análises estáticas ou dinâmicas não lineares os deslocamentos são obtidos directamente a partir da análise efectuada.

3.4.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

As verificações de segurança devem ser realizadas para dois estados limites: estado limite último e estado limite de serviço.

As verificações de projecto relacionadas com o estado limite último têm a ver com a obtenção de uma combinação de resistência e ductilidade dos elementos estruturais.

Para edifícios não pertencentes à classe de importância IV, os estados limites referidos são satisfeitos se: o corte basal total devido à acção sísmica calculada com um factor de comportamento igual ao aplicado a estruturas pouco dissipativas é menor que o resultante para as outras combinações de acções relevantes para o qual o edifício é dimensionado numa análise elástica linear; forem cumpridas as medidas que limitam as incertezas inerentes a uma acção sísmica superior à de projecto referidas em 3.1..

A exigência de não colapso é cumprida se forem cumpridas algumas condições no que respeita a resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade da fundação e juntas sísmicas.

Todos os elementos estruturais, incluindo ligações e elementos não-estruturais relevantes, devem cumprir o seguinte no que respeita à verificação da sua resistência:

$$E_d \leq R_d \quad (3.18)$$

em que

E_d é o valor do efeito da acção sísmica de cálculo em consideração, incluindo, se necessário, efeitos de segunda ordem. A redistribuição destes valores é permitida;

R_d é a correspondente resistência de dimensionamento do elemento, calculada de acordo com as regras prescritas para o material utilizado.

Os efeitos de segunda ordem não necessitam ser considerados desde que se cumpra a condição seguinte em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (3.19)$$

em que

θ é o coeficiente de sensibilidade entre pisos;

P_{tot} é o somatório das cargas gravíticas no piso em consideração e acima deste;

d_r é o deslocamento entre pisos, avaliado como sendo a diferença entre as médias dos deslocamentos laterais d_s no topo e base do piso em consideração;

V_{tot} é a força de corte total;

h é a altura entre pisos.

Caso $0,1 < \theta \leq 0,2$ os efeitos de segunda ordem podem ser considerados de forma simplificada multiplicando os efeitos da acção sísmica pelo factor $1/(1-\theta)$. O valor do coeficiente θ não deve exceder o valor de 0,3. Se os efeitos da acção sísmica forem determinados por um método de análise não-linear a verificação de resistência deve ser aplicada apenas em termos de forças para elementos frágeis. Para zonas dissipativas que são projectadas para possuírem ductilidade a verificação de resistência deve ser cumprida no que respeita a deformações. Não é necessário realizar verificação de resistência à fadiga na situação de aplicação de acção sísmica de projecto.

No que concerne à ductilidade deve ser verificado que tanto os elementos estruturais como a estrutura global possuem ductilidade adequada, tendo em consideração o nível de ductilidade que se prevê explorar (traduzida pelo factor de comportamento utilizado). Em edifícios com mais de um piso deve evitar-se a formação um mecanismo plástico num andar sem preenchimento (“soft storey”), pois pode provocar exigências de ductilidade excessivas nos pilares do “soft storey”. Para cumprir este requisito para estruturas porticadas ou porticadas equivalentes, com dois ou mais pisos, a seguinte condição deve ser satisfeita em todas as ligações de vigas primárias ou secundárias com pilares primários:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (3. 20)$$

em que

$\sum M_{Rc}$ é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares que convergem num ponto. Deve ser utilizado o menor valor dos momentos de resistência sem contabilizar o esforço axial resultante da combinação sísmica;

$\sum M_{Rb}$ é a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que convergem nesse ponto. Caso se utilizem ligações parciais, os momentos de resistência destes elementos são considerados na determinação de $\sum M_{Rb}$.

A expressão anterior deve ser verificada nas duas direcções ortogonais e esta regra não pode ser aplicada ao último piso dos edifícios de vários pisos.

A estrutura deve ser estável, incluindo escorregamento e derrube, quando sujeita à combinação sísmica. Em casos especiais a estabilidade pode ser verificada através de métodos de equilíbrio de energia ou por métodos geométricos não-lineares.

Os diafragmas em conjunto com qualquer reforço no plano horizontal devem ser capazes transmitir adequadamente e com suficiente sobre-resistência, os efeitos da acção sísmica de projecto, aos elementos resistentes às forças horizontais a que estão ligados. Este requisito considera-se cumprido desde que para as verificações de segurança que se considerem relevantes os efeitos da acção sísmica nos diafragmas obtidos da análise sejam multiplicados por um factor de sobre-resistência γ_d superior a 1,0.

O sistema de fundação deve estar conforme a parte 5 do EC8.

A exigência de limitação dos danos (correspondente ao estado limite de serviço) é considerada satisfeita sempre que sob uma acção sísmica com uma probabilidade de ocorrência superior à acção sísmica de projecto, correspondente à exigência de não colapso, os deslocamentos entre pisos são limitados de acordo com o que se segue. Deste modo as verificações relacionadas com estados limites de serviço referem-se essencialmente ao estabelecimento de deformações laterais da estrutura que assegurem a integridade dos elementos estruturais e não estruturais no caso de sismos relativamente frequentes. Contudo, em edifícios de grande importância para a protecção civil ou que tenham equipamento sensível podem ser necessárias verificações adicionais. A menos que existam outras especificações nas regras específicas para edifícios de betão devem ser observados os seguintes limites:

- para edifícios que tenham elementos não estruturais ou frágeis ligados à estrutura:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (3.21)$$

- para edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad (3.22)$$

- para edifícios com elementos não estruturais fixados de forma a não interferir com deformações estruturais, ou que não possuam elementos não estruturais:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h \quad (3.23)$$

em que

d_r é o deslocamento entre pisos, conforme determinado em 3.4.2.;

h é a altura do piso;

v é o factor de redução que tem em consideração o baixo período de retorno da acção sísmica associada à exigência de limitação dos danos.

O valor do factor de redução v pode ser função da classe de importância do edifício. O seu uso baseia-se em assumir que o espectro de resposta elástico da acção sísmica para a qual a exigência de limitação dos danos deve ser verificada tem a mesma forma que o espectro de resposta elástico para a qual a exigência de não colapso é verificada.

O RSA obriga, tal como o EC8, à verificação de segurança em relação ao estado limite último pela condição seguinte:

$$S_d \leq R_d \quad (3.24)$$

em que

S_d é o valor de cálculo do esforço actuante;

R_d é o valor de cálculo do esforço resistente.

Esta condição é em tudo idêntica à imposta pelo EC8. No respeitante a estados limites de serviço o EC8 avança para além do especificado no RSA em que não existem disposições para este estado limite.

3.5. REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

Estas regras são específicas para o projecto de edifícios de betão armado em regiões sísmicas. Aplicam-se tanto a edifícios monolíticos betonados 'in situ' como a edifícios com elementos pré-fabricados.

3.5.1. CONCEITOS DE DIMENSIONAMENTO

O projecto de edifícios de betão armado deve propiciar às estruturas uma adequada capacidade de dissipação de energia sem que isso implique uma redução substancial da sua capacidade resistente global a carregamentos verticais e horizontais. Na combinação sísmica, todos os elementos estruturais devem ser providos de adequada resistência, e as exigências de deformação não linear em regiões críticas deve ser equivalente à ductilidade global considerada nos cálculos.

A resistência e capacidade de dissipação de energia a atribuir à estrutura estão relacionadas com a maior ou menor exploração do comportamento não-linear que se pretenda obter. Em termos práticos, no âmbito do EC8, o balanço entre a resistência e capacidade de dissipação de energia é caracterizado pelo valor do coeficiente de comportamento q e pela escolha da classe de ductilidade.

De uma maneira geral para os vários tipos de materiais prevêem-se três classes de ductilidade designadas por: classe de ductilidade baixa (DCL), classe de ductilidade média (DCM) e classe de ductilidade alta (DCH).

Os edifícios de betão armado podem em alternativa ser projectados para baixas capacidades de dissipação de energia e consequentemente baixa ductilidade, através da aplicação do disposto na EN 1992-1-1:2004 (Eurocódigo 2), ignorando as regras específicas, desde que não tenha isolamento de base ou se encontre numa zona de baixa sismicidade, como o definido em 3.2.. Nestes casos ainda pode ser utilizado um factor de comportamento igual ou superior a 1,5 na determinação dos efeitos da acção sísmica, desde que tenha um adequado sistema estrutural e regularidade em altura.

As estruturas devem ser dimensionadas, quando não forem de baixa ductilidade, para providenciar uma adequada capacidade de dissipação de energia e comportamento dúctil global. O comportamento dúctil global é assegurado se a exigência de ductilidade envolve na totalidade um grande volume da estrutura, estendido a diferentes elementos e localizações de todos os seus pisos. Para alcançar este fim os modos de rotura dúctil devem preceder os modos de rotura frágil com suficiente segurança.

Os edifícios de betão armado de acordo com o anteriormente exposto são classificados em duas classes de ductilidade DCM (classe de ductilidade média) e DCH (classe de ductilidade alta) dependendo da sua capacidade de dissipação de energia por histerese. Ambas as classes correspondem a edifícios projectados, dimensionados e pormenorizados de acordo com regras específicas de resistência a acções sísmicas, que permitem que a estrutura desenvolva mecanismos associados a grande dissipação de energia histerética quando sujeito à acção de repetidas cargas invertidas, sem sofrer qualquer tipo de rotura frágil. As regras de dimensionamento para a capacidade real procuram prevenir mecanismos de colapso indesejados ou frágeis, asseguram, nomeadamente um mecanismo para movimentos horizontais em que a não linearidade deve ocorrer nas vigas e não nos pilares, por estes possuírem de forma geral menor ductilidade.

Para que se possa providenciar a ductilidade necessária às classes de ductilidade média e alta, devem ser tomadas medidas específicas para que todos os elementos estruturais pertençam a essa classe de ductilidade. O valor do coeficiente de comportamento a utilizar nas duas classes é diferente e está em correspondência com a classe de ductilidade em questão.

Os edifícios de betão armado devem ser classificados num dos seguintes sistemas estruturais, de acordo com o seu comportamento quando sujeito a acções sísmicas horizontais: sistema porticado; sistema duplo (porticado equivalente ou parede resistente equivalente); sistema parede resistente; sistema de longas paredes esbeltas de betão armado; sistema de pêndulo invertido; sistema com flexibilidade torsional. Com a excepção dos referidos em último lugar os edifícios de betão armado podem ser classificados em tipos diferentes para as duas direcções horizontais.

O valor limite superior para o coeficiente de comportamento a utilizar na definição do espectro de resposta de cálculo, para consideração da capacidade de dissipação de energia da estrutura deve resultar, para ambas as direcções em análise, da expressão:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.25)$$

em que

q_0 é o valor base do coeficiente de comportamento, dependente do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

k_w é um factor que reflecte o modo de rotura prevalecente de um sistema estrutural que possua paredes de betão armado.

Para edifícios regulares em altura de acordo com os critérios referidos no EC8, o valor base do coeficiente de comportamento q_0 para os vários tipos estruturais é dado na tabela 3.7..

Tabela 3. 7. - Valor base do coeficiente de comportamento, q_0 , para os vários tipos estruturais.

Tipo de sistema estrutural	DCM	DCH
sistema porticado; sistema duplo; sistema parede resistente ligado	3,0 α_u / α_1	4,5 α_u / α_1
sistema parede resistente desligado	3,0	4,0 α_u / α_1
sistema com flexibilidade torsional	2,0	3,0
sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

em que

α_1 é o valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo deve ser multiplicada por forma a atingir a resistência à flexão de qualquer membro da estrutura, enquanto as restantes acções de cálculo permanecem constantes;

α_u é o valor pelo qual a acção sísmica horizontal de cálculo deve ser multiplicada por forma a formarem-se rótulas plásticas num número suficiente de elementos que conduza à instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes as restantes acções de cálculo. Este factor pode ser determinado através de uma análise estática não linear (análise pushover).

Para estruturas que não sejam regulares em altura os valores indicados na tabela 3.7. devem ser reduzido em 20%. Esta diminuição do coeficiente de comportamento para estruturas irregulares em altura reflecte o facto de nessas estruturas ser mais provável a ocorrência de concentrações

desfavoráveis de comportamento não-linear, implicando por isso maiores exigências de ductilidade local, para uma mesma ductilidade global.

Nos casos em que o factor multiplicativo α_u / α_1 (razão entre a força que provoca o aparecimento da primeira rótula plástica na estrutura e a força que corresponde à formação de um mecanismo) não tenha sido apurado por um meio de cálculo explícito, e para edifícios regulares em planta, podem ser utilizados valores aproximados devidamente especificados no EC8, dependendo do sistema estrutural em questão que para as estruturas em que o sistema estrutural é porticado ou duplo com mais do que um andar em que os pórticos possuem vários tramos, a ser utilizadas no âmbito deste trabalho, tem o valor de 1,3. Esta razão reflecte explicitamente a sobre-resistência da estrutura (ou endurecimento após a formação da primeira rótula) associada à sua maior ou menor redundância. Para edifícios irregulares em planta o valor aproximado do factor multiplicativo α_u / α_1 a ser usado quando o seu valor exacto não for determinado é igual à média entre 1,0 e o valor definido para edifícios regulares em planta. Podem ser usados valores do factor multiplicativo α_u / α_1 superiores aos definidos anteriormente, desde que sejam confirmados por uma análise “pushover” global do edifício. O valor máximo deste coeficiente a ser usado no projecto de estruturas sismo-resistente é de 1,5, mesmo que o resultado da análise “pushover” seja superior.

O factor k_w retrata o modo de rotura prevalecente num sistema estrutural com paredes e é devidamente definido no EC8, tendo o valor de 1,0 caso o sistema estrutural não tenha paredes.

Para a classe de ductilidade baixa não são estabelecidas no EC8 exigências especiais de dimensionamento e pormenorização relativamente ao dimensionamento não sísmico, para além da consideração de forças horizontais inerentes, pelo que a sua capacidade de dissipação de energia será relativamente baixa, designando-se por isso de estruturas de baixa dissipação admitindo-se que a sua resposta se processa essencialmente em regime linear.

Para as restantes classes de ductilidade (média e alta) o EC8 impõe condições específicas para o dimensionamento e pormenorização de modo a verificar de modo a conferir aos diferentes elementos estruturais uma ductilidade compatível com as exigências de ductilidade inerentes aos coeficientes de comportamento adoptados. Estas disposições referem-se essencialmente à extensão em que deve ser aplicado o dimensionamento por capacidade real na avaliação dos esforços e às regras de pormenorização dos elementos.

Segundo os preceitos do REBAP podem considerar-se dois tipos de estruturas relativamente às suas características de ductilidade: estruturas de ductilidade normal e melhorada. Sendo que as estruturas de ductilidade normal têm de cumprir determinados requisitos e as de ductilidade melhorada devem cumprir esses mesmos acrescidos de outros complementares. Estas estruturas estão diferenciadas pelo coeficiente de ductilidade considerado que se destina a corrigir os efeitos da acção dos sismos obtidos por uma análise linear de modo a transformá-los nos valores que se obteriam numa análise não linear. As disposições a cumprir destinam-se a aumentar a ductilidade das estruturas, permitindo portanto que estas possam sofrer grandes deformações sem diminuição significativa da sua capacidade resistente, para tal assegura-se que as roturas são condicionadas pela armadura e não pelo betão.

A abordagem do EC8 no que concerne a esta matéria não se afasta muito da já existente no RSA/REBAP em que se prevê também o conceito de coeficiente de comportamento e de classes de ductilidade. De salientar no entanto que a classificação nos dois regulamentos é distinta uma vez que no REBAP apenas existem duas classes de ductilidade (normal e melhorada) com valores que variam com o tipo de sistema estrutural e que para estruturas em pórtico têm o valor de 2,5 e 3,5 para classe de ductilidade normal e melhorada respectivamente. No entanto, verifica-se que ambos os regulamentos divergem no aspecto em que o EC8 considera redução de rigidez para estruturas

irregulares em altura e no RSA não existe tal penalização. Para a classe de ductilidade DCL as estruturas são dimensionadas sem requisitos específicos para controle da ductilidade, sendo comparável ao que é exigido no REBAP para estruturas de ductilidade normal, sendo a classe DCM equivalente à ductilidade melhorada.

Após análise dos dois regulamentos podem tecer-se os seguintes comentários: no EC8 os valores para a classe de ductilidade baixa (ou seja estruturas não dissipativas) podem ser inferiores aos valores admitidos no REBAP para a situação equivalente de estruturas de ductilidade normal, no entanto neste regulamento não é permitida a utilização desta classe de ductilidade nas zonas de maior sismicidade do País pois as forças laterais a resistir inerentes a um coeficiente de comportamento de 1,5 poderão ser já relativamente importantes (segundo o EC8 as estruturas com baixa ductilidade só devem ser utilizadas nos casos de baixa ou muito baixa ductilidade); os valores do EC8 para classe de ductilidade média comparam-se razoavelmente com os do REBAP para classe de ductilidade melhorada, sendo tendencialmente superiores no EC8; os valores de ductilidade melhorada previstos no EC8 são sobremaneira superiores aos do REBAP para ductilidade melhorada, reflectindo-se numa maior exigência quanto à pormenorização das estruturas pertencentes à DCH.

4

COMPARAÇÃO DOS EFEITOS DA ACÇÃO SÍSMICA DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8 E O RSA

No presente capítulo faz-se a aplicação da acção sísmica segundo o Eurocódigo 8 e o RSA a um conjunto de cinco edifícios, que variam tanto em configuração estrutural como em número de pisos, e discutem-se os resultados obtidos. A análise é efectuada em termos de cortes e deslocamentos da resposta das estruturas à acção sísmica pura e em termos de armaduras totais para a combinação sísmica. O estudo pretende avaliar a influência da aplicação dos dois regulamentos na resposta de várias estruturas e comparar os respectivos resultados.

4.1. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS

4.1.1. ASPECTOS GERAIS

Para o desenvolvimento deste estudo foram seleccionadas cinco estruturas regulares porticadas de betão armado (sendo que uma delas possui um núcleo em betão armado), que diferem entre si no número de pisos (4, 8 e 12 pisos) ou na configuração estrutural, considerando para cada estrutura diferentes classes de ductilidade.

Em termos de acção sísmica foram consideradas duas zonas bem distintas, em termos de sismicidade, do território Português e para cada uma dessas zonas diferentes tipos de terreno.

As estruturas estudadas foram as Configurações 1, 2, 3, 5 e 6 do projecto de investigação denominado “Prenormative Research in Support of Eurocode 8” (PREC8). Este projecto foi desenvolvido entre 1993 e 1996 com o apoio da Comissão Europeia e teve como objectivo desenvolver um estudo com o intuito de verificar, calibrar e melhorar as formulações que à data serviam de base à versão provisória do Eurocódigo 8. O projecto compreendia quatro tópicos diferentes referentes aos seguintes temas: estruturas porticadas e com paredes de betão armado, estruturas porticadas preenchidas por paredes de alvenaria, pontes e fundações directas e profundas e muros de contenção. O estudo realizado nesta tese incide sobre o Tópico 1 que trata de estruturas porticadas e com paredes de betão armado.

A configuração 1, representada na figura 4.1., é uma estrutura porticada de betão armado, regular, com 4 pisos elevados (e sem pisos enterrados), tendo cada um dos pisos uma altura de 3m, e tendo em planta uma configuração rectangular de 15x20m². As dimensões dos elementos estruturais variam com a classe de ductilidade considerada e com a zona do território em que se encontra a estrutura e é a que consta da tabela 4.1..

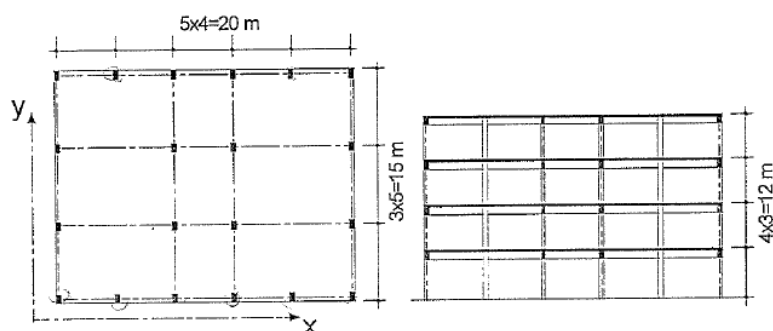
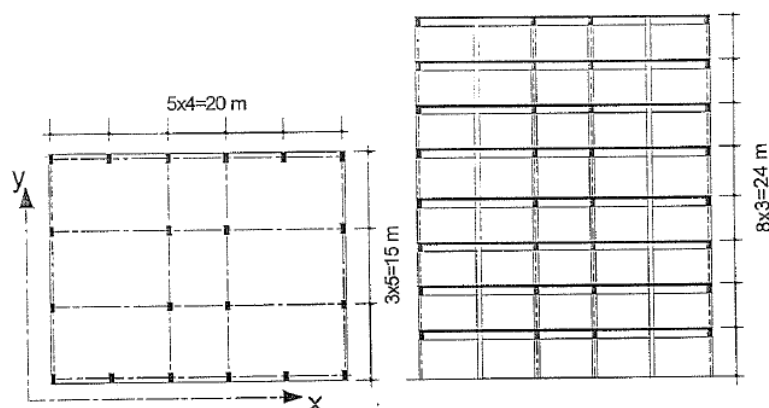


Figura 4. 1. - Desenvolvimento em planta e altura da configuração estrutural 1, Carvalho, E.C. e Coelho, E. (1997).

Tabela 4. 1. - Secção transversal dos elementos estruturais da configuração 1.

Conf.	Zona	Ductilidade	Pilares			Vigas na direcção x (b/h)		Laje (m)
			Internos (mxm)	Externos (mxm)	Canto (mxm)	Vão 4m (m/m)	Vão 8m (m/m)	
1	Porto	DCL	0,50x0,50	0,45x0,45	0,40x0,40	0,25/0,45	0,30/0,60	0,14
		DCM	0,50x0,50	0,45x0,45	0,40x0,40	0,25/0,45	0,30/0,60	0,14
	Lisboa	DCL	0,50x0,50	0,45x0,45	0,40x0,40	0,25/0,45	0,30/0,60	0,14
		DCM	0,50x0,50	0,45x0,45	0,40x0,40	0,30/0,50	0,30/0,60	0,14
		DCH	0,50x0,50	0,45x0,45	0,40x0,40	0,30/0,50	0,30/0,60	0,14

As configurações 2 e 3 tratam-se também de duas estrutura porticadas de betão armado, regulares. A configuração 2 possui 8 pisos elevados (e sem pisos enterrados), e a configuração 3 possui 12 pisos elevados (e sem pisos enterrados), cada um deles com 3m de altura. Em planta os edifícios têm configuração rectangular de 15x20m², semelhante à da configuração 1, conforme se pode observar na figura 4.2.. As dimensões dos elementos estruturais são, tal como para a configuração 1, variáveis com a classe de ductilidade em questão e zona do território considerada, e constam da tabela 4.2..



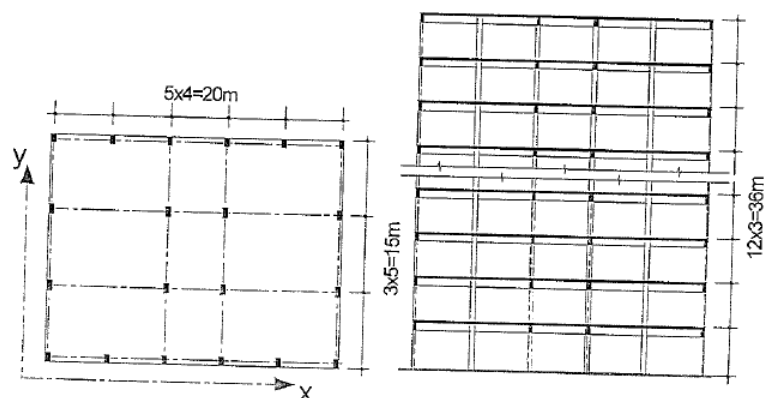


Figura 4. 2. - Desenvolvimento em planta e altura das configurações estruturais 2 e 3, Carvalho, E.C. e Coelho, E. (1997).

Tabela 4. 2. - Secção transversal dos elementos estruturais das configurações 2 e 3.

Conf.	Zona	Ductilidade	Pilares			Vigas na direcção x (b/h)		Laje (m)
			Internos (mxm)	Externos (mxm)	Canto (mxm)	Vão 4m (m/m)	Vão 8m (m/m)	
2	Porto	DCL	0,60x0,60	0,55x0,55	0,50x0,50	0,30/0,60	0,30/0,60	0,14
		DCM	0,60x0,60	0,55x0,55	0,50x0,50	0,25/0,50	0,30/0,60	0,14
	Lisboa	DCL	0,60x0,60	0,55x0,55	0,50x0,50	0,30/0,60	0,30/0,60	0,14
		DCM	0,70x0,70	0,60x0,60	0,60x0,60	0,30/0,60	0,30/0,60	0,14
		DCH	0,70x0,70	0,60x0,60	0,60x0,60	0,30/0,60	0,30/0,60	0,14
3	Porto	DCL	0,80x0,80	0,70x0,70	0,70x0,70	0,30/0,60	0,30/0,60	0,14
		DCM	0,80x0,80	0,70x0,70	0,70x0,70	0,30/0,60	0,30/0,60	0,14
	Lisboa	DCL	0,80x0,80	0,70x0,70	0,70x0,70	0,30/0,60	0,30/0,60	0,14
		DCM	0,80x0,80	0,70x0,70	0,70x0,70	0,35/0,60	0,35/0,60	0,14
		DCH	0,80x0,80	0,70x0,70	0,70x0,70	0,35/0,65	0,35/0,65	0,14

A configuração 5 é uma estrutura porticada de betão armado com um núcleo central constituído por paredes em betão armado, com 8 pisos elevados (e sem pisos enterrados), tendo cada um 3m de altura, e apresentando em planta uma configuração rectangular de 15x20m². Os pórticos da periferia são semelhantes aos das configurações 1, 2 e 3, conforme se pode observar na figura 4.3., e as dimensões dos elementos estruturais, tabela 4.3., são variáveis com a classe de ductilidade e zona do território considerada.

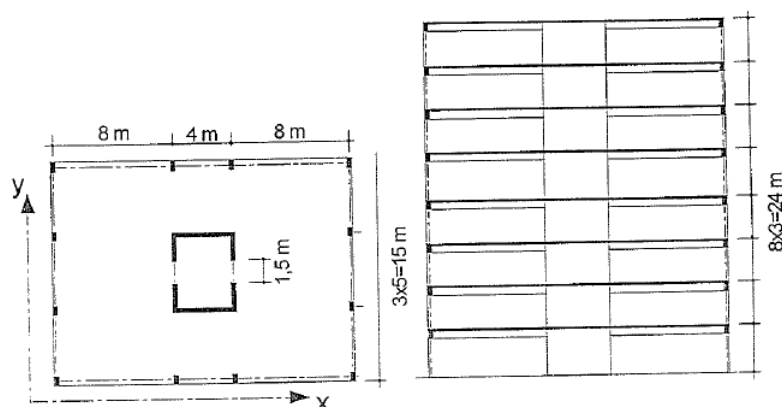


Figura 4. 3. - Desenvolvimento em planta e altura da configuração estrutural 5, Carvalho, E.C. e Coelho, E. (1997).

Tabela 4. 3. - Secção transversal dos elementos estruturais da configuração 5.

Conf.	Zona	Ductilidade	Pilares		Núcleo rígido (B/H/e)	Vigas do perímetro (b/h) (m/m)	Laje aligeirada (bxh/bw-hw)
			Externos (mxm)	Canto (mxm)			
5	Porto	DCL	0,50x0,50	0,45x0,45	4,2/1,85/0,25	0,25/0,45	0,1x0,3/0,6-0,08
		DCM	0,50x0,50	0,45x0,45	4,2/1,85/0,25	0,25/0,45	0,1x0,3/0,6-0,08
	Lisboa	DCL	0,50x0,50	0,45x0,45	4,2/1,85/0,25	0,25/0,45	0,1x0,3/0,6-0,08
		DCM	0,50x0,50	0,45x0,45	4,2/1,85/0,25	0,25/0,45	0,1x0,3/0,6-0,08
		DCH	0,50x0,50	0,45x0,45	4,2/1,85/0,25	0,25/0,45	0,1x0,3/0,6-0,08

A configuração 6 é uma estrutura porticada de betão armado com 8 pisos elevados (e sem pisos enterrados), semelhante em planta e em altura com a Configuração 2, apenas com duas diferenças que se traduzem numa irregularidade em altura, uma pela supressão de um dos pilares externos, que passa a existir apenas a partir do 1º piso, e a outra na altura do primeiro piso que passa de 3m para 4,5m, conforme se pode observar na figura 4.4.. As dimensões dos elementos estruturais são, como nas outras configurações, variáveis com a classe de ductilidade e zona do território considerada, e são apresentadas na tabela 4.4..

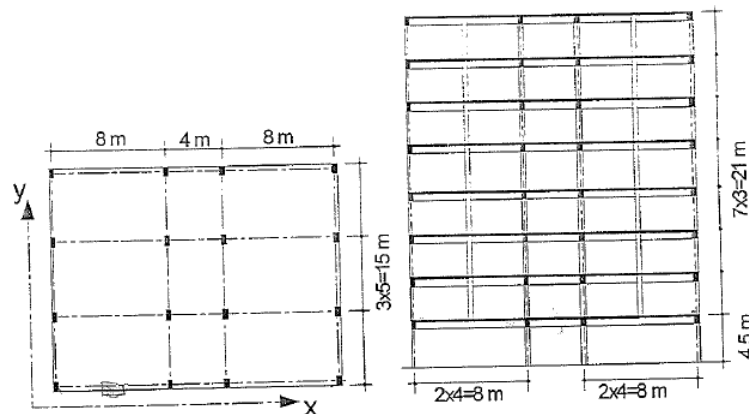


Figura 4. 4. - Desenvolvimento em planta e altura da configuração estrutural 6, Carvalho, E.C. e Coelho, E. (1997).

Tabela 4. 4. - Secção transversal dos elementos estruturais da configuração 6.

Conf.	Zona	Ductilidade	Pilares			Vigas na direcção x (b/h)		Laje (m)
			Internos (mxm)	Externos (mxm)	Cortado (mxm)	1º piso (m/m)	Restante s (m/m)	
6	Porto	DCL	0,70x0,70	0,60x0,60	0,50x0,30	0,30/0,80	0,30/0,60	0,14
		DCM	0,70x0,70	0,60x0,60	0,50x0,30	0,30/0,80	0,30/0,60	0,14
	Lisboa	DCL	0,70x0,70	0,60x0,60	0,50x0,30	0,30/0,80	0,30/0,60	0,14
		DCM	0,80x0,80	0,70x0,70	0,50x0,30	0,30/0,80	0,30/0,60	0,14
		DCH	0,80x0,80	0,70x0,70	0,50x0,30	0,30/0,80	0,30/0,60	0,14

Todas as configurações estruturais são simétricas em ambas as direcções horizontais, daí que se tenha optado por realizar modelos planos das estruturas e estudá-las à acção apenas na direcção x, uma vez que os efeitos de torção são mínimos e desprezáveis porque resultam apenas de torção accidental.

Como já foi referido anteriormente cada uma das estruturas foi dimensionada para duas zonas diferentes do território Português; tendo sido escolhidas as zonas de Lisboa e do Porto por serem zonas de sismicidade bem distinta, sendo a zona de Lisboa claramente com um maior risco sísmico que a zona do Porto.

Segundo a classificação do EC8 a zona do Porto pertence à zona 5 para o sismo afastado (sismo interplacas) e à zona 3 para o sismo próximo (sismo intraplaca). A zona de Lisboa pertence para o sismo afastado à Zona 3 e para o sismo próximo à Zona 1. Para cada uma das Zonas e para cada tipo de sismo a aceleração máxima de referência a_{gr} é diferente tendo os valores que se apresentam na tabela 4.5..

Tabela 4. 5. - Aceleração máxima de referência a_{gR} (cm/s^2) nas duas zonas sísmicas em estudo.

Zona Sísmica	Sismo afastado/interplacas	Sismo próximo/intraplaca
Porto	50 cm/s^2 (Zona 5)	80 cm/s^2 (Zona 3)
Lisboa	150 cm/s^2 (Zona 3)	170 cm/s^2 (Zona 1)

Segundo a classificação do RSA o Porto pertence à Zona D e Lisboa pertence à zona A. A influência da diferença de sismicidade entre as duas zonas segundo a abordagem deste regulamento é traduzida por um coeficiente de sismicidade α que tem o valor de 1 para a Zona A e de 0,3 para a Zona D.

Um dos aspectos importantes do Eurocódigo 8 é permitir o dimensionamento das estruturas de forma distinta para três classes de ductilidade, o que permite para cada caso específico escolher a classe de ductilidade que mais se adequar. Assim, para o caso em estudo, consideraram-se as diferentes classes de ductilidade conforme as que se revelem mais adequadas. Desta forma e para a zona de Lisboa, que é a que apresenta a maior sismicidade, consideraram-se as três classes de ductilidade previstas no EC8, embora para esta zona apenas seja permitido o dimensionamento para as ductilidades média ou alta. No entanto, entendeu-se fazer a análise para a classe de ductilidade baixa para se obterem resultados que permitam uma comparação com o RSA. Para a zona do Porto porque apresenta uma baixa sismicidade apenas é calculada para as ductilidades baixa e média.

Para a classe de ductilidade baixa, segundo o EC8 o valor do coeficiente de comportamento, q , a utilizar não tem um valor determinado, deve apenas ser superior a 1,5 e inferior ao coeficiente utilizado para a classe de ductilidade média. Desta forma optou-se por considerar dois valores distintos para que se possa ter uma noção da influência desta escolha. Os valores adoptados foram o mínimo de 1,5 e o valor de 2,5 coincidente com o preconizado no RSA. Assim, a partir deste ponto, quando na análise se fizer referência à classe de ductilidade baixa com coeficiente de comportamento de 1,5 ou 2,5 é apenas reflexo do valor adoptado para o EC8, uma vez que o valor adoptado pelo RSA é sempre de 2,5.

Para as restantes classes de ductilidade o valor do coeficiente de comportamento é definido pelo EC8 como se apresentou em 3.5.1., resultando para edifícios regulares num valor de 3,9 para a classe de ductilidade média e de 5,85 para a classe de ductilidade alta. Para edifícios irregulares em altura estes valores são reduzidos em 20 %, obtendo-se para a classe de ductilidade baixa 1,5 (este valor não pode ser reduzido pois corresponde ao mínimo admissível) e 2,0, para a classe de ductilidade média 3,12 e para a classe de ductilidade alta 4,68. Estes coeficientes estão definidos no REBAP com o valor de 2,5 para ductilidade normal e 3,5 para ductilidade melhorada. De forma a podermos comparar as análises realizadas pelos dois regulamentos considerou-se a ductilidade normal do RSA equiparável à ductilidade baixa do EC8, e a ductilidade melhorada equiparada à ductilidade média. No entanto, não existe correspondência no RSA para a ductilidade alta do EC8 e por isso se decidiu fazer a análise comparando com a ductilidade melhorada do RSA que é a que lhe está mais próxima, contudo os resultados devem ser analisados com especial cuidado devido à diferença conceptual entre os dois regulamentos.

Quanto à natureza dos terrenos no local em que estão implantadas as estruturas consideraram-se várias hipóteses, desde os mais brandos aos mais rijos, para que se possam tirar ilações quanto à influência que estes têm no dimensionamento de estruturas tendo em consideração os efeitos da acção sísmica. Desta forma., segundo o EC8 consideraram-se cinco tipos de terreno: A, B, C, D e E; os outros dois

tipos não foram considerados por se tratarem de situações especiais muito concretas. Pela classificação do RSA consideraram-se os terrenos do tipo I, II e III.

A comparação directa entre a situação do EC8 e do RSA relativamente ao efeito dos terrenos não é clara, dado que os tipos de terreno são diferentes entre os dois regulamentos. Pela descrição quanto à natureza dos terrenos, e porque a classificação segundo o EC8 tem mais tipos de terreno que a do RSA, na análise a ser efectuada considera-se que: o terreno do tipo A do EC8 tem correspondência com o do tipo I do RSA; os dos tipos B e C do EC8 têm correspondência com o do tipo II do RSA; o do tipo D do EC8 tem correspondência com o do tipo III do RSA; e que o do tipo E do EC8 não tem correspondência com nenhum dos tipos do RSA.

4.1.2. CARREGAMENTO VERTICAL, ACÇÃO SÍSMICA E COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

De acordo com os dados de projecto do PREC8, as cargas verticais consideradas foram: a correspondente ao peso próprio da laje de betão armado; a correspondente ao peso próprio das vigas; uma carga uniformemente distribuída em todos os pisos para considerar acabamentos e paredes divisórias com o valor de 2 kN/m^2 ; e uma sobrecarga (acção variável), relacionada com a utilização dos edifícios, em todos os pisos de 2 kN/m^2 . A carga correspondente ao peso próprio dos pilares não foi considerada, com a excepção do núcleo rígido de betão armado existente na configuração 5 que devido às suas dimensões corresponde a uma percentagem de massa da estrutura considerável.

No que diz respeito à acção sísmica esta é definida segundo o EC8, como referido no ponto 3.3., por um espectro de resposta de cálculo que depende da zona do território em questão, do tipo de acção sísmica e do tipo de terreno considerados, e cujos parâmetros definidores são: S , T , a_g (já definido nas tabelas 3.1., 3.3 e 3.4.). Na tabela 4.6. encontram-se os parâmetros definidores da acção sísmica para todas as situações possíveis para a zona de Lisboa, e na tabela 4.7. encontram-se os mesmos parâmetros para a zona do Porto.

Tabela 4. 6. - Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta de cálculo do EC8 para a zona de Lisboa e para os vários tipos de terreno.

Tipo de terreno	Sismo afastado/interplacas				Sismo próximo/intraplaca			
	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,2	0,1	0,6	2,0	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,5	0,1	0,6	2,0	1,5	0,1	0,25	2,0
D	1,8	0,1	0,8	2,0	1,8	0,1	0,3	2,0
E	1,7	0,1	0,6	2,0	1,6	0,1	0,25	2,0

Tabela 4. 7. - Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta de cálculo do EC8 para a zona do Porto e para os vários tipos de terreno.

Tipo de terreno	Sismo afastado/interplacas				Sismo próximo/intraplaca			
	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,3	0,1	0,6	2,0	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0	1,8	0,1	0,25	2,0

No que concerne à acção sísmica definida segundo o RSA esta é realizada por meio de espectros de resposta em função da frequência fundamental de vibração das estruturas, variando com o tipo de terreno e de acção sísmica considerados. Estes espectros estão representados nas figuras 3.6., 3.7. e 3.8..

Para a determinação dos valores de projecto dos efeitos da acção sísmica deve ser usada a combinação sísmica. Para a acção sísmica definida pelo o EC8 a combinação sísmica é determinada de acordo com a EN 1990:2000 da seguinte forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

em que

$G_{k,j}$ é o valor característico da acção permanente j;

P é a acção de pré-esforço;

$\psi_{2,i}$ é o coeficiente para as acções variáveis, tomado igual a 0,3 para edifícios da categoria A e B (edifícios com utilização de habitação e escritórios);

$Q_{k,i}$ é o valor característico da acção variável i;

A_{Ed} é o valor de projecto da acção sísmica, em que $A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$;

A_{Ek} é o valor característico da acção sísmica;

γ_I é o factor de importância.

Para a acção sísmica definida pelo RSA quando a acção de base é o sismo temos:

$$S_d = S_{Gk} + 1,5 \cdot S_{Ek} + 0,4 \cdot S_{Qk}$$

em que

S_{Gk} é o esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Ek} é o esforço resultante da acção sísmica, tomada com o seu valor característico;

S_{Qk} é o esforço resultante de uma acção variável, tomada com o seu valor característico.

4.1.3. MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais utilizados foram o betão C25/30 com as propriedades que se apresentam na tabela 4.8.. E o aço utilizado foi o A500 com as propriedades que se apresentam na tabela 4.9.. O betão armado apresenta um peso específico de aproximadamente 25 kN/m³.

Tabela 4. 8. - Propriedades do betão.

Betão	Peso específico [kN/m ³]	F_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	$f_{ctk, 0.05}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]	α [K-1]
C25/30	24,0	25,0	16,67	2,6	1,8	31,0	10x10-6

Tabela 4. 9. - Propriedades do aço.

Aço	Peso específico [kN/m ³]	F_{syk} [MPa]	F_{syd} [MPa]	E_s [GPa]
A500	77,0	500	435	200,0

4.1.4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

As estruturas foram modeladas no programa de cálculo SAP 2000. Uma vez que as estruturas são simétricas na direcção y e apenas se considera a acção sísmica na direcção x modelou-se apenas metade da estrutura. Como se trata, na generalidade, de estruturas porticadas em vez de um modelo tridimensional optou-se por um modelo plano com associação em comboio dos dois pórticos que representam a metade da estrutura a modelar. Assim, utilizaram-se elementos de barra para simular as vigas e pilares, e a ligação entre os pórticos foi também realizada por barras bi-articuladas infinitamente rígidas. A secção dos pilares corresponde à secção que realmente possuem e as vigas foram modeladas com secção em T para entrar em conta com a contribuição das lajes para a rigidez à flexão. No cálculo do momento de inércia das vigas, foi considerada uma largura das abas da viga de 7% do vão livre para cada lado.

As cargas a aplicar, distribuídas ao longo das vigas, foram calculadas a partir dos valores anteriormente definidos.

A Configuração 5 é particular por se tratar de uma estrutura porticada com núcleo rígido de betão armado e com uma laje aligeirada, por esse motivo optou-se por uma modelação simplificada em que se considerou o pórtico exterior constituído pelos respectivos pilares e vigas, com uma contribuição da laje para a sua rigidez de 7% do vão livre. Quanto ao pórtico interno não se considerou os pilares nem a rigidez da laje que liga os pilares ao núcleo rígido, sendo a ligação deste pórtico ao descrito anteriormente realizada por barras bi-articuladas infinitamente rígidas. No respeitante às cargas a actuar na estrutura consideraram-se distribuídas ao longo das vigas para o pórtico mais exterior e concentradas no núcleo rígido para o pórtico central.

4.1.5. DETERMINAÇÃO DE PERÍODOS DE VIBRAÇÃO PRÓPRIOS

Para a determinação dos períodos de vibração próprios das estruturas foram reproduzidas as condições, de que se tem conhecimento, usadas no âmbito do PREC8, para permitir comparar os

resultados obtidos com a modelação adoptada com os resultados do PREC8. Daí ter sido usado um betão com um módulo de elasticidade E de 30,5GPa, que era o valor que constava no EC2 na altura da realização do PREC8.

Neste cálculo os efeitos de inércia devem ser considerados tendo em conta a presença das massas na seguinte combinação:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Os coeficientes $\psi_{E,i}$ das acções variáveis têm em conta a probabilidade das cargas variáveis não estarem a actuar em toda a estrutura durante o sismo. Estes coeficientes têm também em consideração uma redução da participação das massas no movimento da estrutura por possuírem ligações não rígidas entre si. O valor do coeficiente $\psi_{2,i}$ é de 0,3 e o seu factor de redução ϕ é de 0,5 no último piso e 1,0 ou 0,8 nos restantes, dependendo da sua utilização, no entanto optou-se pelos valores já utilizados pelo PREC8..

Ao contrário do que consta do relatório do PREC8, no cálculo da matriz de massa da estrutura para a determinação dos períodos próprios de vibração das estruturas não foi contabilizado o peso próprio dos pilares, uma vez que se este fosse contabilizado os períodos de vibração resultariam superiores. Os resultados obtidos com as condições acima referidas (tabela 4.10.) estão suficientemente próximos dos resultados do PREC8 e por isso pode-se considerar a modelação da estrutura como uma boa aproximação.

Tabela 4. 10. - Períodos fundamentais de vibração, T (s), para todas as configurações estruturais.

Conf.	Zona	Ductilidade	Período fundamental de vibração (s)	Resultados do PREC8
1	Porto	DCL	0,4164	0,41
		DCM	0,4164	0,41
	Lisboa	DCL	0,4164	0,41
		DCM	0,3951	0,40
		DCH	0,3951	0,40
2	Porto	DCL	0,6036	0,61
		DCM	0,6821	0,66
	Lisboa	DCL	0,6036	0,61
		DCM	0,5543	0,56
		DCH	0,5543	0,56
3	Porto	DCL	0,7838	0,78
		DCM	0,7838	0,78
	Lisboa	DCL	0,7838	0,78
		DCM	0,7610	0,76
		DCH	0,7105	0,73
5	Porto	DCL	0,5479	0,58
		DCM	0,5479	0,58
	Lisboa	DCL	0,5479	0,58
		DCM	0,4896	0,50
		DCH	0,4896	0,50
6	Porto	DCL	0,6371	0,66
		DCM	0,6371	0,66
	Lisboa	DCL	0,6371	0,66
		DCM	0,5834	0,58
		DCH	0,5834	0,58

Para a configuração 5 os resultados apresentam diferenças um pouco maiores em relação aos do PREC8, devendo esta discrepância de valores advir da modelação da estrutura que foi feita de forma simplificada num modelo plano ao invés do modelo tridimensional mais consentâneo com a estrutura real utilizado pelo PREC8. Esta diferença de resultados pode ter origem também na falta de informação no relatório do PREC8 quanto ao valor das cargas utilizadas, que se prevê sejam

superiores no núcleo de betão armado, por este conter escadas, ou à quantificação da massa do núcleo de betão armado e pilares.

No entanto, nos cálculos posteriores não serão estes os valores utilizados para o período de vibração das estruturas, mas sim os resultados obtidos para o módulo de elasticidade do betão actualmente definido no EC2, com o valor de 31GPa, constantes da tabela 4.11..

Tabela 4. 11. - Períodos fundamentais de vibração utilizados, T (s), para todas as configurações estruturais.

Conf.	Zona	Ductilidade	Período fundamental de vibração (s)
1	Porto	DCL	0,4127
		DCM	0,4127
	Lisboa	DCL	0,4127
		DCM	0,3919
		DCH	0,3919
2	Porto	DCL	0,5987
		DCM	0,6766
	Lisboa	DCL	0,5987
		DCM	0,5499
		DCH	0,5499
3	Porto	DCL	0,7775
		DCM	0,7775
	Lisboa	DCL	0,7775
		DCM	0,7548
		DCH	0,7048
5	Porto	DCL	0,5437
		DCM	0,5437
	Lisboa	DCL	0,5437
		DCM	0,4861
		DCH	0,4861
6	Porto	DCL	0,6319
		DCM	0,6319
	Lisboa	DCL	0,6319
		DCM	0,5787
		DCH	0,5787

Na determinação dos efeitos da acção sísmica verifica-se que o modo fundamental é o que prevalece, sendo por isso possível a aplicação do método de análise baseado na aplicação de forças estáticas horizontais. No entanto, os modos de vibração contabilizados na análise das estruturas foram os primeiros doze por se dispor de uma ferramenta de cálculo que torna esta análise tão simples como a consideração apenas do modo fundamental. O procedimento adoptado para a combinação modal foi, por ser mais exacto, o da ‘combinação quadrática’ dos modos de resposta.

A influência dos modos de vibração na resposta à acção sísmica é realizada em seguida para a configuração estrutural 2, em termos de deslocamentos, para a zona de Lisboa com classe de ductilidade baixa com coeficiente de comportamento de 2,5. Nos casos em que os espectros de ambos os regulamentos têm valores semelhantes, caso de sismo afastado para terreno do tipo 1 do RSA e do tipo A do EC8, a forma do espectro também não influencia a resposta da estrutura uma vez que esta é semelhante para ambos os regulamentos. Na figura 4.5. apresenta-se a influência dos primeiros quatro modos de vibração.

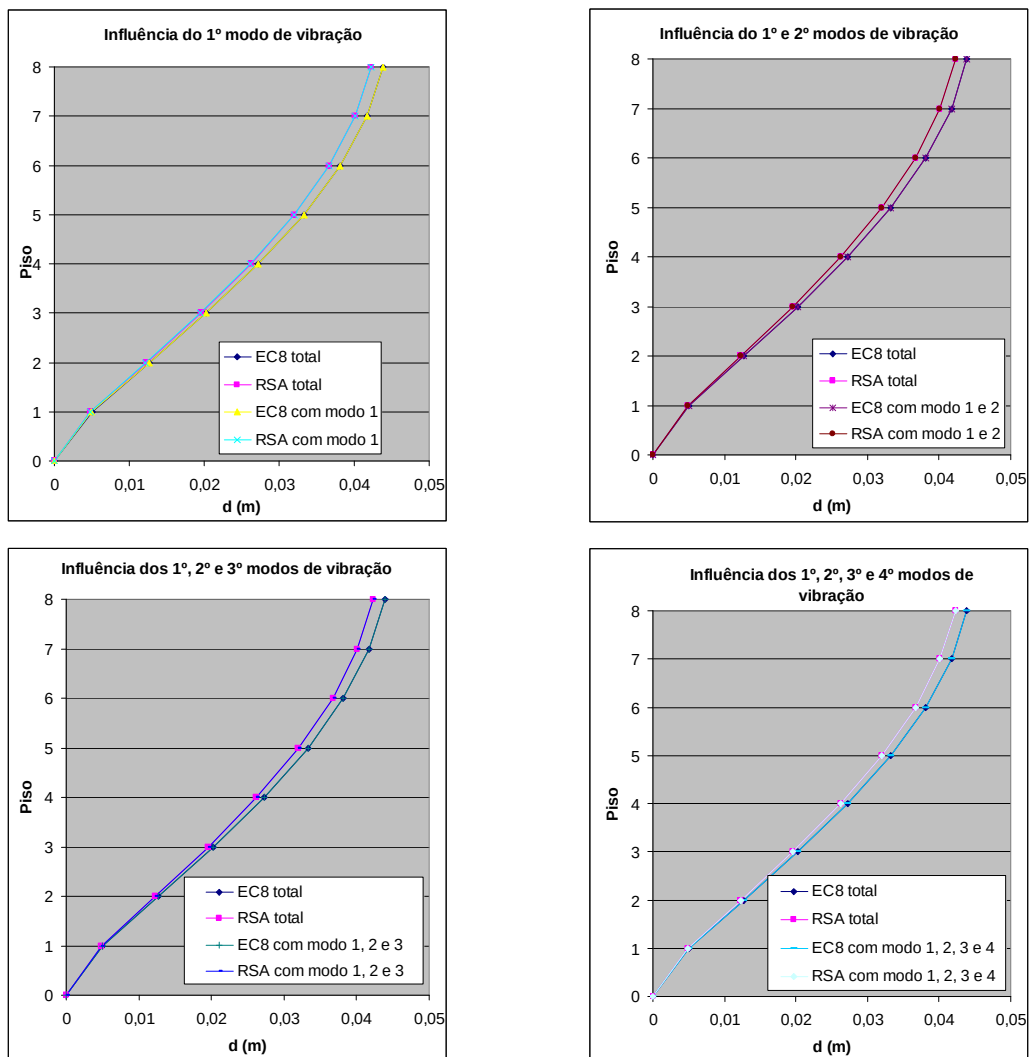


Figura 4. 5. - Estudo da influência dos modos de vibração na resposta à acção sísmica.

Note-se que quando se contabiliza o primeiro modo apenas, e como havia sido referido anteriormente, a aproximação que se obtém já é razoável, uma vez que os deslocamentos são praticamente

coincidentes. Note-se, no entanto, que à medida que se consideram mais modos os resultados são mais exactos, e por isso devem utilizar-se os doze modos de vibração para traduzir o comportamento da estrutura.

4.2. DESLOCAMENTOS

Os valores dos deslocamentos da estrutura foram obtidos segundo o processo descrito em 3.4.2., através da expressão (3.17). Neste ponto apresenta-se a análise dos deslocamentos das estruturas analisadas devidos apenas à acção sísmica, sem envolver qualquer combinação com outras acções, para deste modo melhor comparar os efeitos da acção sísmica prevista nos dois regulamentos.

Do ponto de vista do efeito do dimensionamento estrutural, o facto de a acção sísmica no RSA ser majorada, quando se considera a combinação sísmica, é um aspecto determinante para a comparação entre regulamentos, uma vez que essa majoração utiliza um coeficiente de segurança parcial relativamente elevado, com o valor de 1,5. Logo, na determinação dos resultados da acção sísmica pelo RSA apresentar-se-ão os resultados afectados deste coeficiente de segurança.

4.2.1. EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS EM ALTURA

Os valores dos deslocamentos analisados foram obtidos para o último alinhamento de um dos pórticos que constituem o edifício, no caso o pórtico interno de cada edifício, que de qualquer forma não diferem muito dos deslocamentos em qualquer outro alinhamento de pilares, dado que se considera a existência de diafragmas rígidos ao nível dos pisos, resultando assim deslocamentos aproximadamente iguais em todos os pontos de um mesmo piso.

O perfil de deslocamentos obtido (para qualquer das configurações estruturais) é crescente em altura e varia com o tipo de terreno e de acção sísmica considerados.

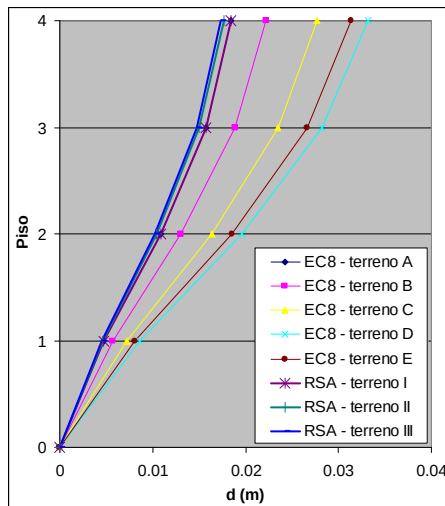
Para a configuração 1 o perfil de deslocamentos em altura para a ductilidade média em ambas as zonas estudadas pode ser observado na figura 4.6., sendo os restantes perfis representados no anexo A1, por serem em tudo semelhantes aos apresentados.

Como se pode observar no anexo A1, os valores dos deslocamentos são independentes da classe de ductilidade que se considere, dependendo apenas da zona do território em que o edifício está localizado, do tipo de terreno de fundação e do regulamento em questão. Este aspecto deve-se ao facto de o valor do deslocamento resultar do produto do valor do deslocamento obtido com a acção sísmica definida pelo espectro de cálculo (inelástico) pelo correspondente coeficiente de comportamento, o que corresponde de forma aproximada a considerar o espectro de resposta elástico, não havendo, por isso, influência da classe de ductilidade.

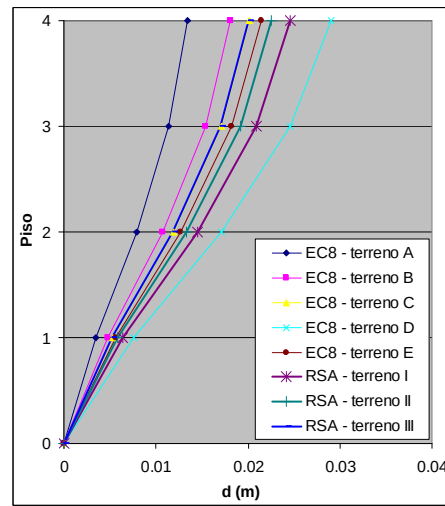
Da figura 4.6. podem-se extrair as seguintes considerações:

- o perfil de deslocamentos apesar de crescente em altura tem variações menos significativas entre os pisos consecutivos mais elevados, característico das estruturas em que o tipo de deformação predominante é o de corte;
- para a zona de Lisboa e para a acção sísmica definida com base no disposto no EC8, os deslocamentos são superiores para o caso do sismo afastado, enquanto para a zona do Porto estes valores são muito semelhantes prevalecendo o caso de sismo próximo;
- no que diz respeito ao RSA os valores para os dois tipos de acção sísmica são muito próximos, sendo ligeiramente superiores para o caso do sismo próximo;

- as diferenças entre os dois tipos de sismo são mais notórias para a acção sísmica do EC8 do que para o RSA;
- para o caso do sismo afastado os deslocamentos obtidos para a acção sísmica do EC8 são superiores aos do RSA;
- para o caso do sismo próximo os valores dos deslocamentos são na generalidade dos casos superiores para a acção do EC8 na zona do Porto, apresentando diferenças menos significativas para a zona de Lisboa, sendo por vezes superiores os valores obtidos pelo RSA;
- para a zona de Lisboa que tem maior sismicidade os deslocamentos são claramente superiores aos da zona do Porto, chegando a ser da ordem do dobro;
- para a zona do Porto pode verificar-se que os valores obtidos para a acção sísmica do EC8 e terreno D são significativamente mais elevados do que os dos restantes terrenos;
- na zona do Porto verifica-se também para o caso de sismo próximo que os valores dos deslocamentos são geralmente mais elevados para a acção sísmica do EC8 do que para o RSA, ao contrário dos resultados obtidos para a zona de Lisboa;
- para a acção sísmica do EC8 os deslocamentos têm variações significativas, da ordem dos 20%, entre tipos de terreno consecutivos;
- para a acção sísmica do RSA esta diferença é mais ténue, entre 5 a 10%, seguindo uma tendência oposta à do EC8, isto é, quando os terrenos se tornam mais brandos os deslocamentos diminuem;
- é de realçar a diminuição dos deslocamentos obtidos para a classe de terreno E do EC8, invertendo a tendência verificada para os restantes tipos de terreno, por se tratar de um terreno com classificação muito específica.

Sismo afastado

DCM Lisboa

Sismo próximo

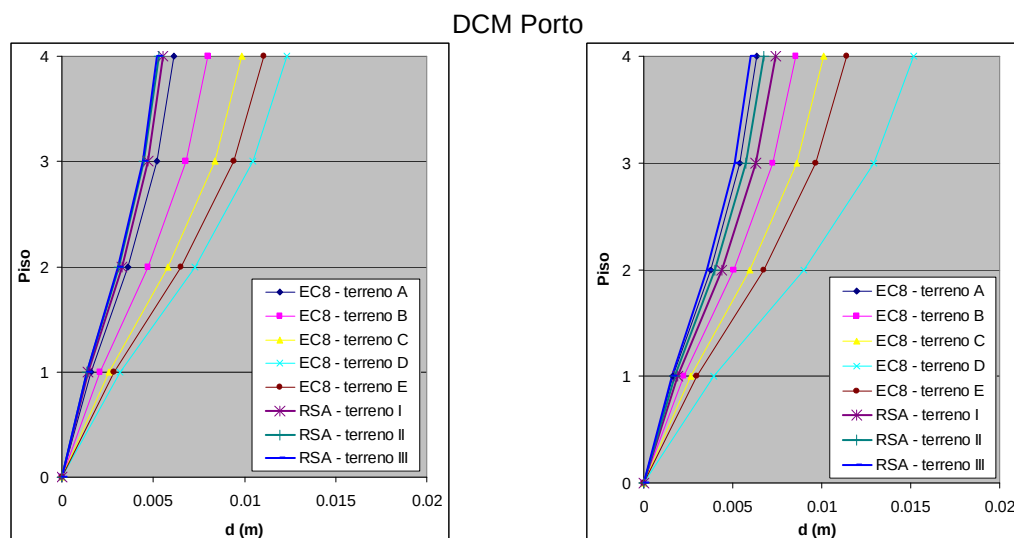


Figura 4. 6. - Perfis de deslocamentos em altura para a configuração 1, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.

Para as configurações estruturais 2 e 3 o perfil de deslocamentos tem desenvolvimento em altura análogo ao apresentado na figura 4.6., diferindo apenas nos valores dos deslocamentos que são proporcionais à altura do edifício em causa.

O perfil de deslocamentos em altura da configuração 2 é apresentado na figura 4.7., para as zonas de Lisboa e do Porto, apenas para a classe de ductilidade média. Os restantes perfis por serem em tudo semelhantes a estes encontram-se no anexo A2.

Relativamente às observações realizadas para a configuração 1, os perfis de deslocamentos em altura da configuração 2 apresentam as diferenças que se enunciam em seguida:

- os deslocamentos são da ordem do dobro dos deslocamentos obtidos para a configuração 1;
- as diferenças em termos de deslocamentos entre os dois tipos de sismo são muito mais significativas para a acção sísmica do EC8 do que na configuração anterior. Os deslocamentos para o sismo afastado correspondem a cerca do dobro dos deslocamentos para o caso de sismo próximo. A razão que pode estar na origem deste facto é a altura do edifício, uma vez que tendo uma altura dupla da configuração 1 as cargas horizontais (acção sísmica) têm uma maior influência;
- para o caso de sismo próximo as diferenças entre EC8 e RSA são pequenas para a zona do Porto (menores que as verificadas para a configuração 1). Para a zona de Lisboa os valores do EC8 são inferiores aos do RSA, tal como acontecia para a configuração anterior, mas apresentam diferenças mais significativas;
- as diferenças entre os dois tipos de acção sísmica é maior para a zona de Lisboa do que para a zona do Porto.

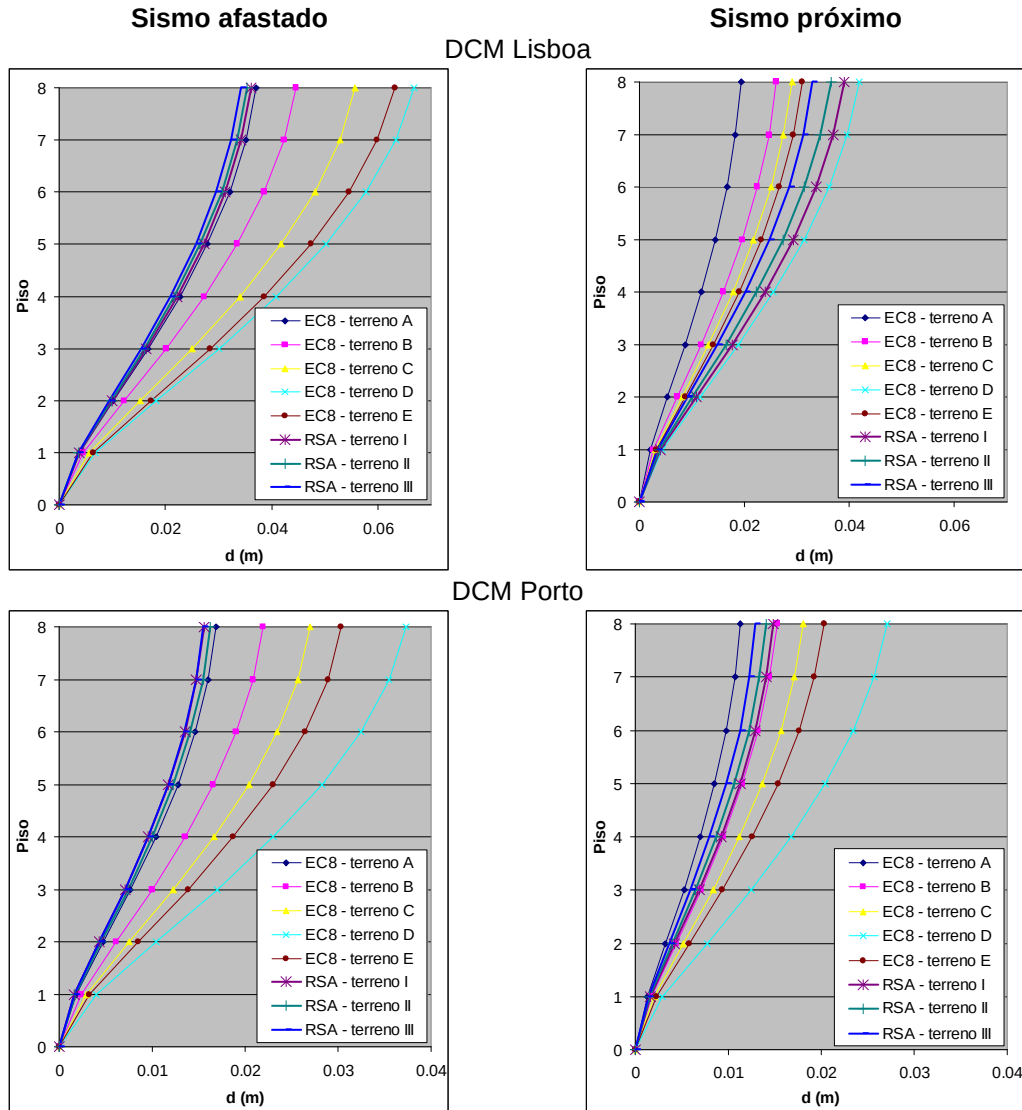


Figura 4. 7. - Perfis de deslocamentos em altura para a configuração 2, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.

Pelos motivos referidos para as configurações anteriores apenas se apresenta, para a configuração 3, um exemplo de perfil de deslocamentos em altura para a classe de ductilidade média para ambas as zonas na figura 4.8., sendo que os restantes perfis se encontram no anexo A3.

Esta configuração estrutural apresenta perfis de deslocamentos em altura que seguem as tendências observadas para a configuração 2, com as diferenças que se enunciam em seguida:

- os deslocamentos são da ordem do triplo dos valores obtidos para a configuração 1;
- para a acção sísmica do RSA as diferenças entre os dois tipos de sismo são pequenas, verificando-se uma diminuição dos deslocamentos para o caso de sismo próximo em relação ao afastado que não era tão vincada nas configurações analisadas anteriormente.

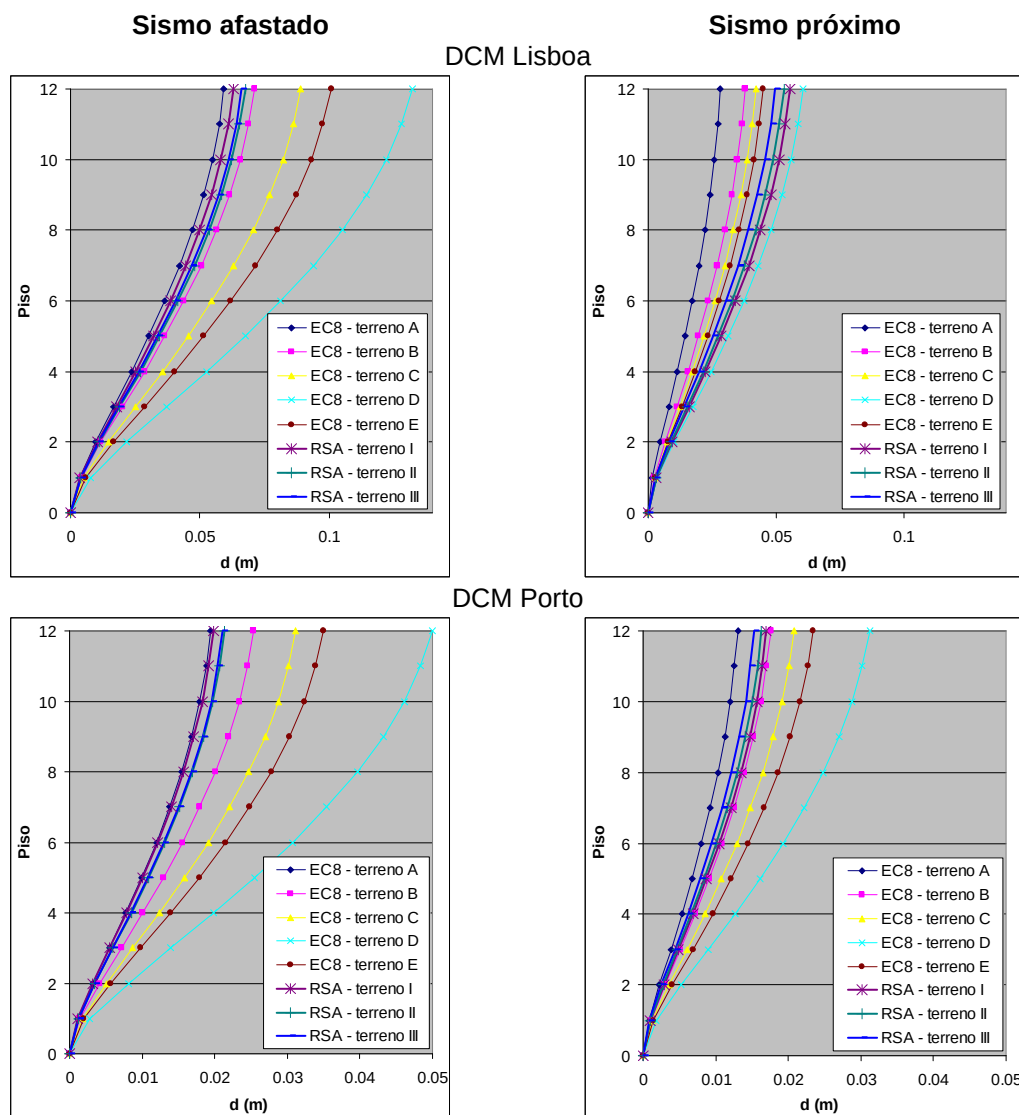


Figura 4. 8. - Perfis de deslocamentos em altura para a configuração 3, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.

O perfil de deslocamentos para a classe de ductilidade média para a configuração 5 é o que se apresenta na figura 4.9.. Os restantes perfis de deslocamentos encontram-se no anexo A4 e são semelhantes aos apresentados.

Para esta configuração podem assumir-se os comentários realizados para a configuração 2, ressaltando-se as seguintes diferenças:

- o perfil de deslocamentos em altura é igualmente crescente em altura, verificando-se, no entanto, uma tendência oposta à das outras configurações, em que os deslocamentos entre pisos são crescentes em altura, resultando num perfil cada vez mais inclinado à medida que cresce em altura, típico de deformações em que a flexão predomina.

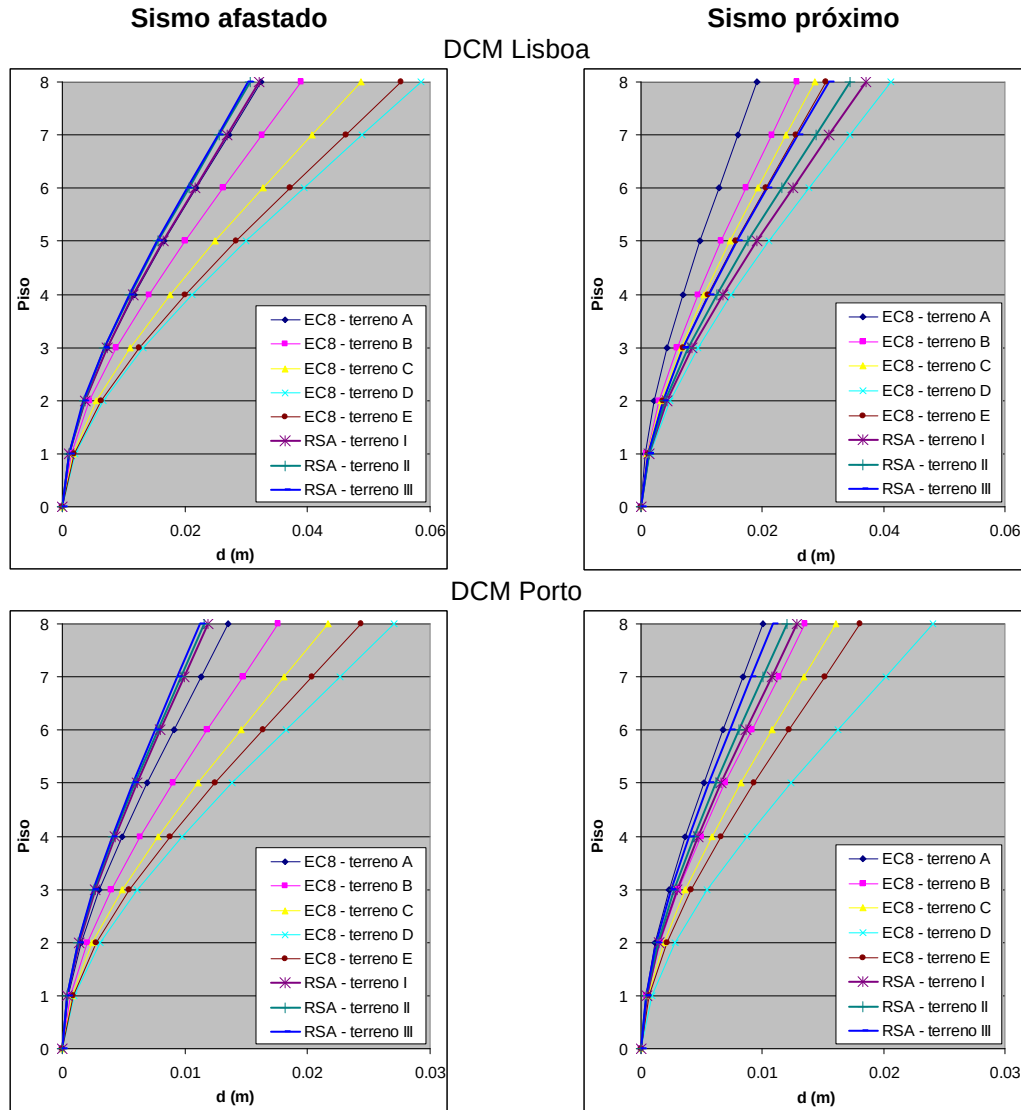


Figura 4. 9. - Perfis de deslocamentos em altura para a configuração 5, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.

Na figura 4.10. é apresentado o perfil de deslocamentos em altura para a configuração 6, para a classe de ductilidade média e para ambas as zonas do território consideradas, encontrando-se, à semelhança dos casos anteriores, as restantes em anexo (Anexo 5).

O perfil de deslocamentos em altura da configuração 6 é semelhante ao da configuração 2, apresenta no entanto algumas diferenças:

- valores de deslocamento superiores devido à altura do primeiro piso, que é de 1,5 vezes a altura que tinha na configuração 2, e à supressão do pilar entre o primeiro e segundo piso, diminuindo assim a sua rigidez e aumentando a sua deformabilidade;
- nesta configuração estrutural, os resultados em termos de deslocamentos são superiores quando o coeficiente de comportamento considerado pelo EC8 é de 1,5, relativamente às restantes classes de ductilidade de uma mesma zona, porque os restantes coeficientes de comportamento apresentam uma redução de 20% relativamente aos valores considerados para

as restantes configurações (devido à sua irregularidade em altura) e este não pode ser reduzido por ser o valor mínimo admissível.

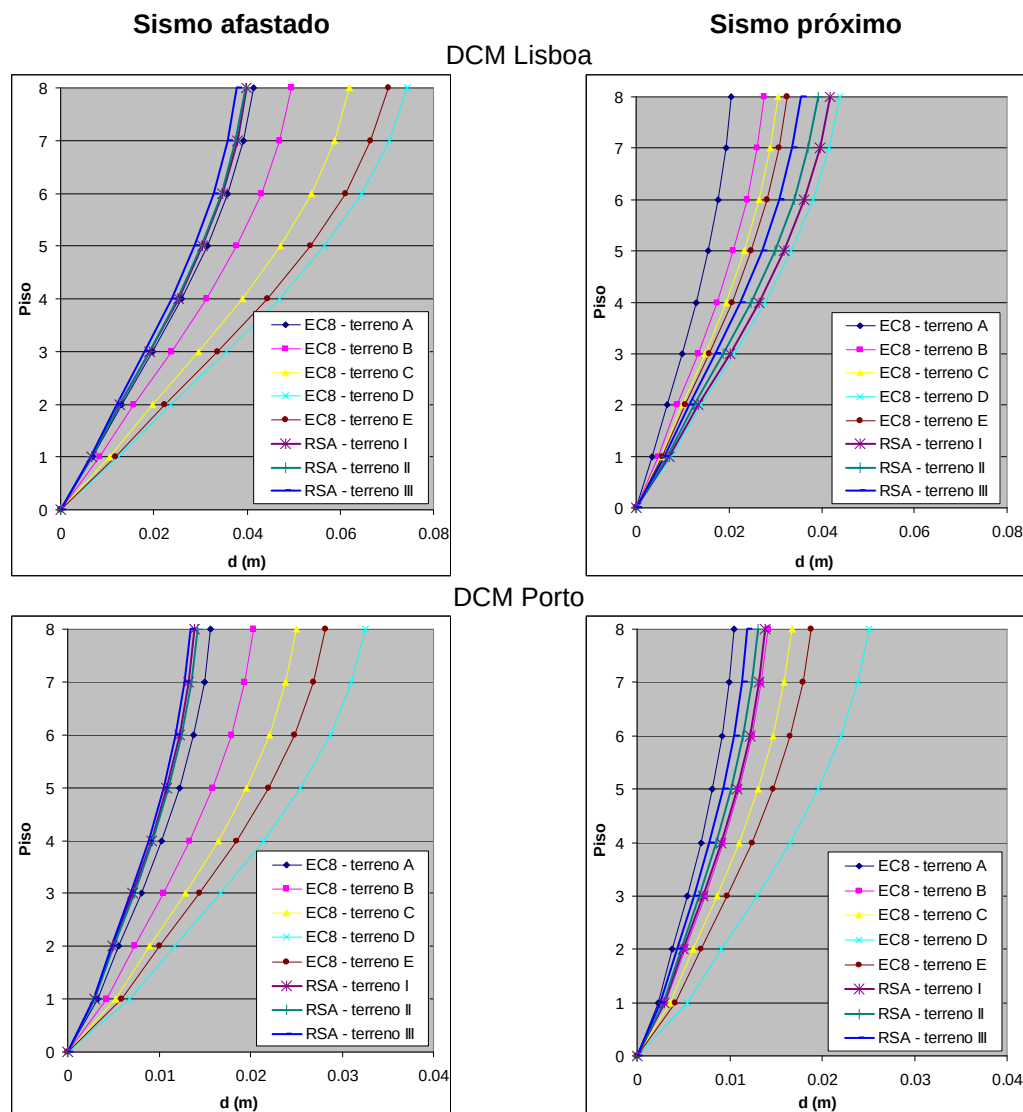


Figura 4. 10. - Perfis de deslocamentos em altura para a configuração 6, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.

Entre as várias configurações estruturais o que se pode concluir é que:

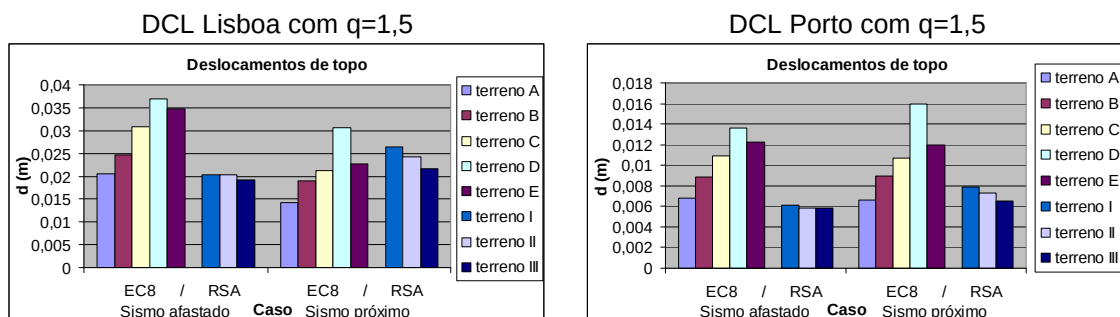
- as tendências são aproximadamente as mesmas, sendo que os valores dos deslocamentos são fortemente afectados pela altura do edifício e pela sua configuração estrutural em planta e altura;
- para a acção sísmica do EC8 o caso de sismo afastado é claramente mais gravoso que o caso de sismo próximo, com a excepção da zona do Porto para as configurações estruturais 1 e 5 em que os valores são mais equilibrados;
- para a acção sísmica do RSA as diferenças entre os dois tipos de sismo são irrisórias;
- verifica-se que em geral os deslocamentos obtidos com base nos espectros de resposta de cálculo do EC8 são agravados em relação aos valores obtidos pelos espectros do RSA, especialmente para os terrenos mais brandos.

4.2.2. DESLOCAMENTOS DE TOPO

No sentido de melhor evidenciar os principais resultados do estudo em termos de deslocamentos apresentam-se, neste ponto, análises comparativas dos deslocamentos de topo.

Na figura 4.11 representa-se graficamente os deslocamentos de topo para a configuração 1, sendo de notar o seguinte:

- em relação às diferenças entre os dois tipos de sismo verifica-se que para a acção sísmica do RSA o sismo próximo é ligeiramente mais gravoso que o afastado, enquanto que no EC8 depende da zona do território, sendo para o Porto os valores muito próximos, contudo para a zona de Lisboa são superiores os valores obtidos para sismo afastado;
- no RSA a redução da acção sísmica para a zona do Porto relativamente à de Lisboa é representada pelo coeficiente de sismicidade da zona do Porto com o valor de 0,3
- no EC8 não existe nenhum factor que determine essa redução verificando-se uma redução para aproximadamente 0,35 do valor obtido em Lisboa para sismo afastado e de 0,50 para sismo próximo;
- para o caso de sismo afastado os valores do EC8 são sempre superiores aos do RSA;
- já no caso de sismo próximo para a zona de Lisboa os valores do EC8 são maioritariamente inferiores aos do RSA (excepção do terreno do tipo D que é superior) enquanto que para a zona do Porto estes valores são superiores. Esta diferença entre o sismo próximo para a zona do Porto resulta do que se constatou nos pontos anteriores que para o sismo próximo a redução entre Lisboa e Porto é inferior à do sismo afastado.;
- a diferença entre as várias classes de ductilidade, dentro de uma mesma zona, é mínima e resulta de as estruturas variarem para as diferentes classes de ductilidade, conduzindo a que a acção sísmica a actuar seja diferente pois é função da frequência de vibração própria da estrutura. Os valores dos deslocamentos, para cada uma das zonas, são independentes da classe de ductilidade considerada;
- no que diz respeito à zona do Porto os valores dos deslocamentos de topo são, como seria de esperar, inferiores aos valores da zona de Lisboa;
- para a zona do Porto os deslocamentos calculados segundo o EC8, para os dois tipos de acção sísmica, são mais próximos do que acontece para a zona de Lisboa, sendo por vezes superiores os de sismo próximo;
- os regulamentos conduzem a variações em sentido oposto quando a classe de terreno passa de mais branda a mais rija, como já foi referido.



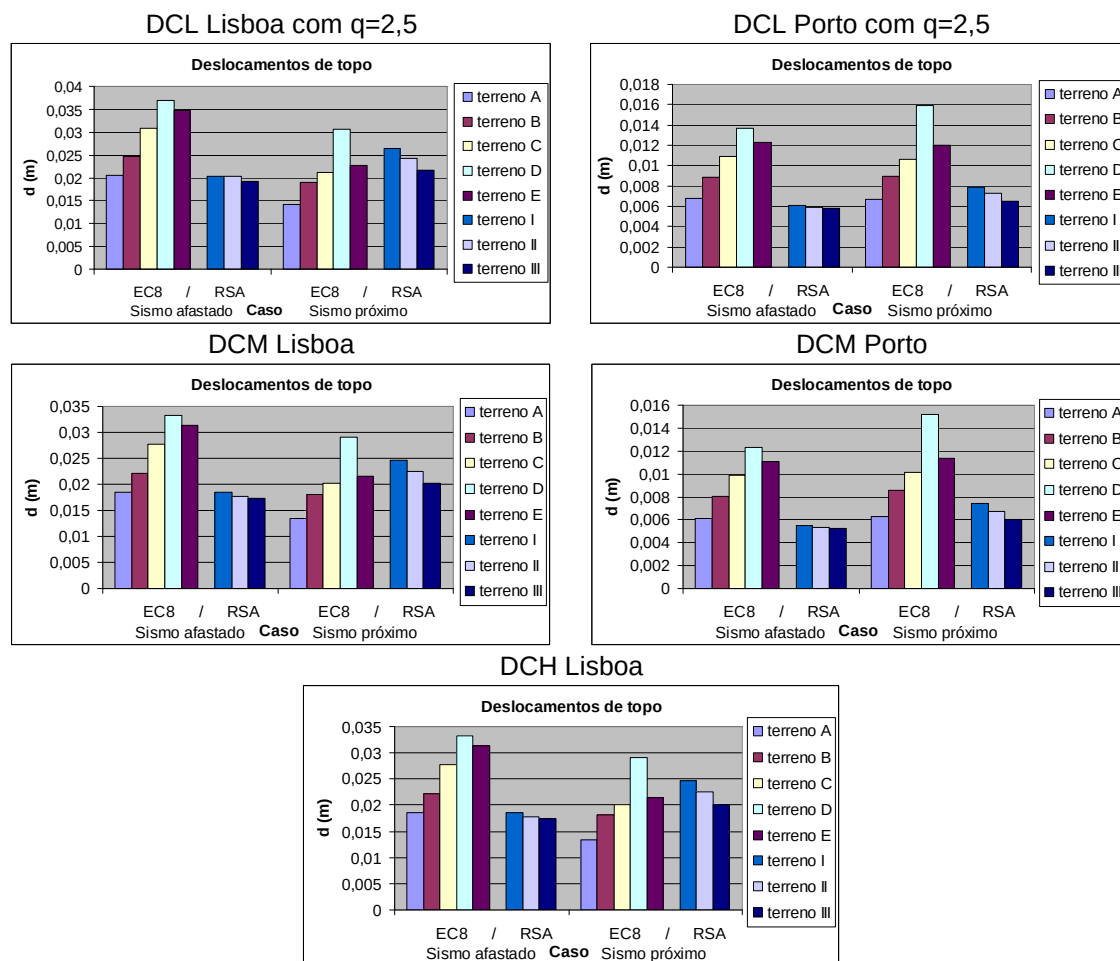
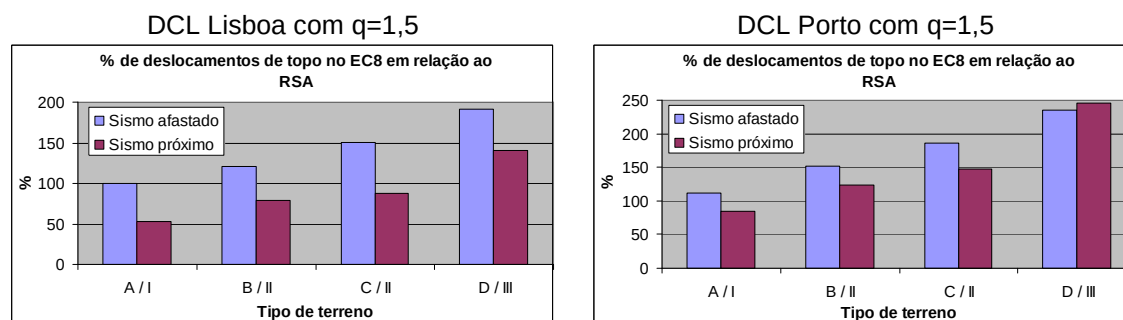


Figura 4. 11. - Deslocamentos de topo para a configuração 1, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

A relação entre os valores do deslocamento de topo para as acções sísmicas do EC8 e RSA são apresentadas de forma mais perceptível na figura 4.12.. Esta figura representa em termos percentuais o valor do deslocamento máximo de topo (para os dois tipos de sismo) do EC8 em relação ao valor do RSA, para tipos de terreno com características semelhantes, para a configuração 1.



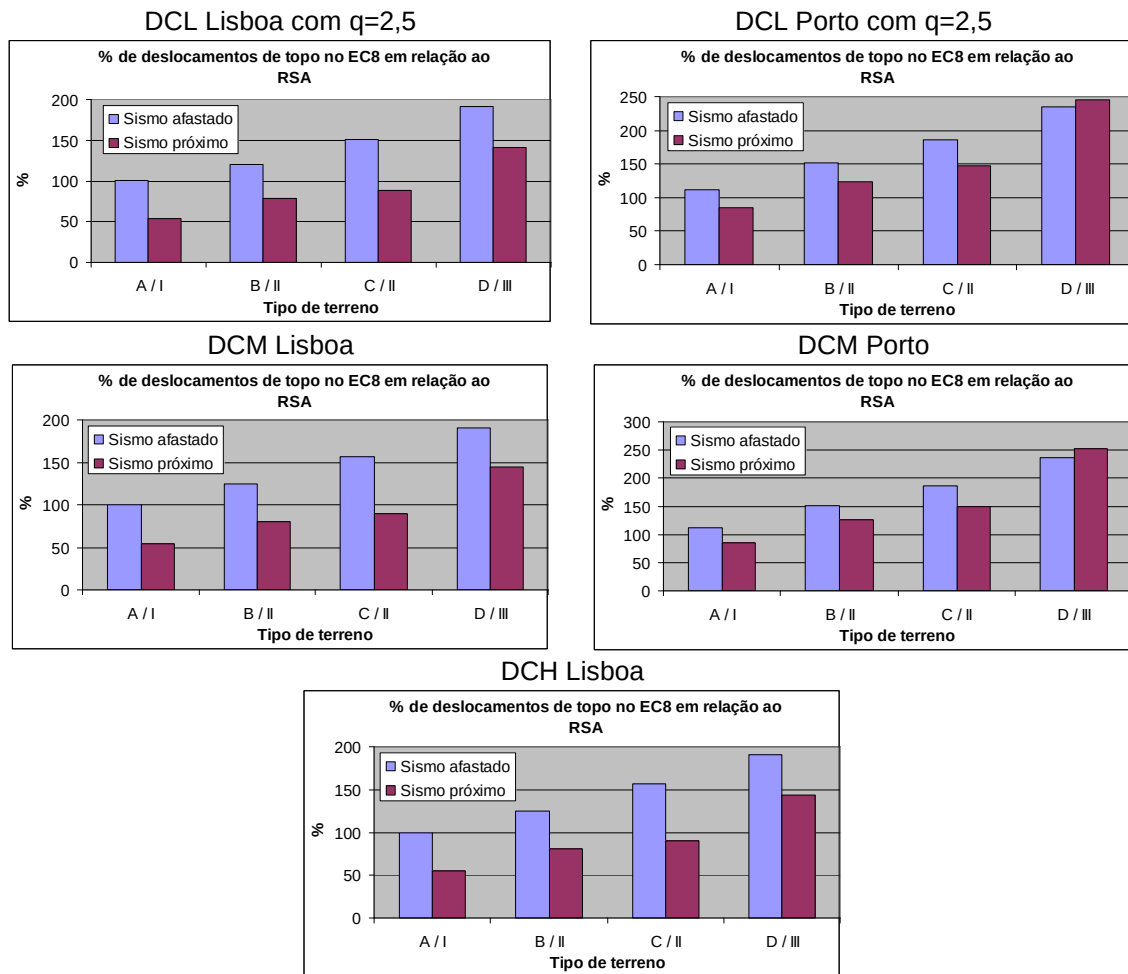


Figura 4. 12. - Relação percentual entre os deslocamentos de topo obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 1, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Dos gráficos apresentados note-se que:

- existe uma diferença crescente à medida que os terrenos se tornam mais brandos (diferenças da ordem dos 200% e 250% no terreno tipo D/III), o que se deve ao facto de a acção sísmica no EC8 ser crescente para este tipo de terrenos e no RSA se verificar exactamente o oposto, embora em proporções diferentes;
- para o caso de sismo afastado para o terreno tipo A/I a relação entre os dois regulamentos para ambas as zonas é de aproximadamente 100%, isto é, neste caso a acção sísmica do EC8 e do RSA são muito próximas;
- verifica-se também que as relações entre EC8 e RSA para o caso de sismo afastado são sempre mais significativas que as do sismo próximo, sendo cerca do dobro para terrenos do tipo A/I, diminuindo esta diferença quando os terrenos passam a mais brandos. Com a excepção do terreno D/III na zona do Porto em que a relação é superior para o caso de sismo próximo;
- para a zona de Lisboa o caso de sismo próximo do EC8 é geralmente inferior ao do RSA, excepto para o terreno tipo D/III;

- para uma mesma zona as diferenças entre as várias classes de ductilidade é mínima e resulta, como já havia sido referido de pequenas variações nas estruturas e consequentemente na acção sísmica;
- em relação às duas zonas estudadas a relação dos deslocamentos de topo entre EC8 e RSA é superior para a zona do Porto do que para a zona de Lisboa. Esta relação deriva do facto de genericamente a acção sísmica do RSA no Porto em relação a Lisboa ser de 0,3, enquanto no EC8 é de 0,35 a 0,50. De modo que a acção do EC8 é menos reduzida para a zona do Porto resultando em menores diferenças por ser na generalidade superior à do RSA.

Os resultados referentes a deslocamentos de topo para as várias situações estudadas, para a configuração 2, apresentam-se na figura 4.13.

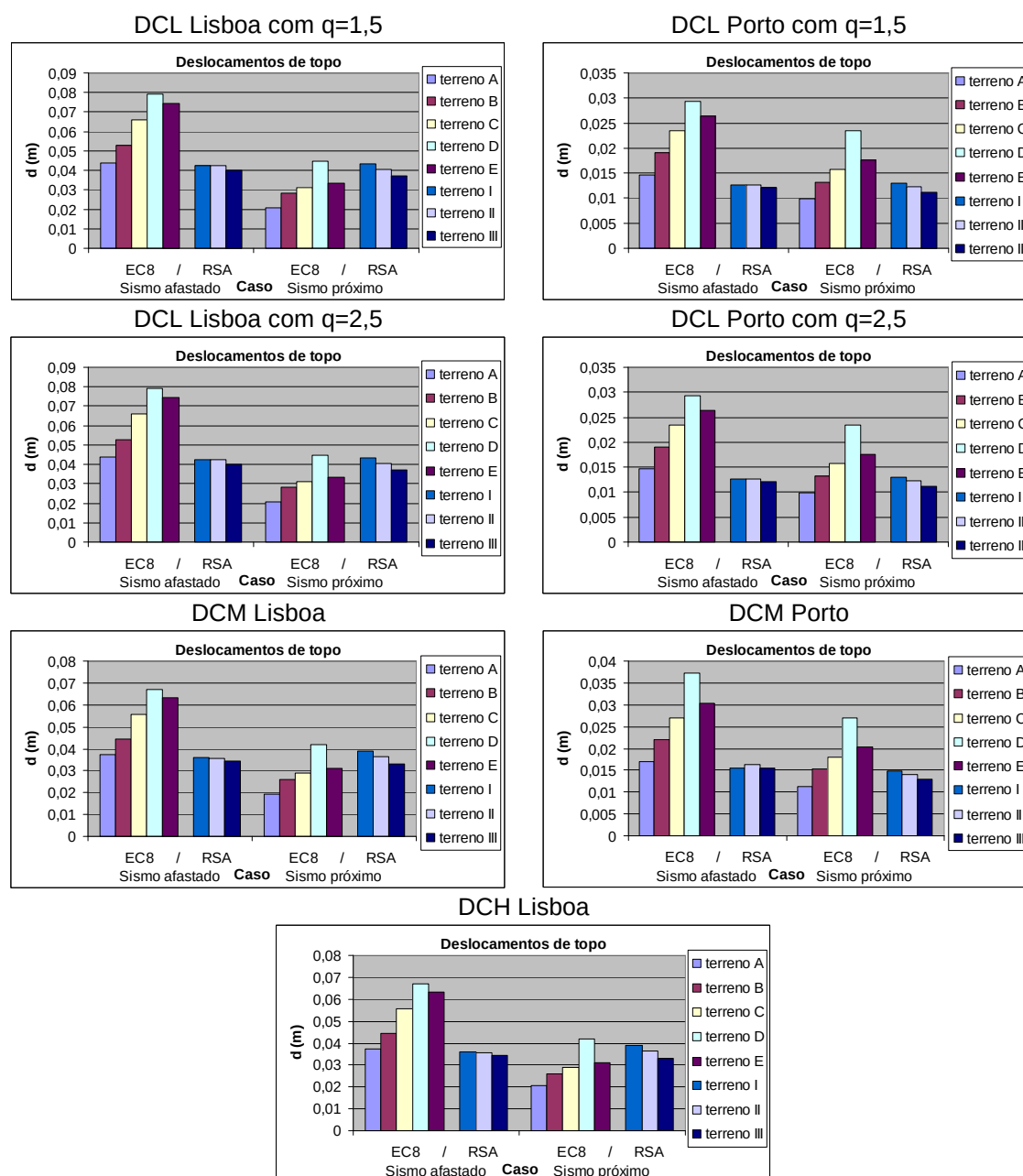


Figura 4. 13. - Deslocamentos de topo para a configuração 2, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

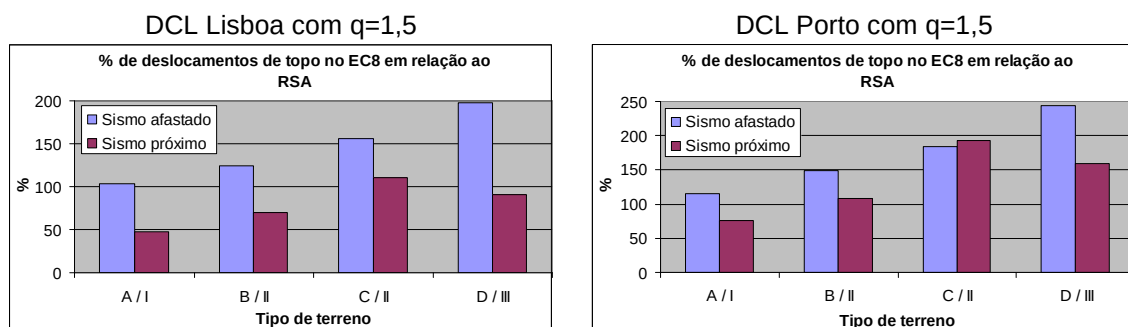
Para esta configuração estrutural notam-se algumas diferenças relativamente à configuração anterior que serão expostas em seguida, muito embora em linhas gerais se verifiquem as mesmas tendências:

- existe uma maior diferença entre os resultados dos casos de sismo afastado e de sismo próximo, para a acção sísmica do EC8, derivada da diminuição dos valores dos deslocamentos para o caso de sismo próximo em relação ao afastado, como já havia sido visto anteriormente em termos de perfil de deslocamentos em altura;
- para a acção sísmica do RSA nota-se que essa diferença diminui, porém também devido ao facto dos deslocamentos para o caso de sismo próximo diminuírem em relação aos de sismo afastado;
- para o caso de sismo afastado mantêm-se valores inferiores no RSA em relação ao EC8 nas duas zonas;
- por outro lado no caso de sismo próximo, para a zona de Lisboa, verifica-se redução dos valores do EC8 em relação aos do RSA, e para a zona do Porto verifica-se a mesma diminuição levando a que os valores do EC8 se aproximem dos do RSA;
- neste caso as relações entre as duas zonas para o caso da definição da acção sísmica pelo EC8 passam a ser de aproximadamente 0,50 para o sismo afastado e 0,62 para o sismo próximo;
- para a acção sísmica definida pelo RSA a relação deixa de ser igual ao coeficiente de sismicidade passando a cerca de 0,45 para sismo afastado e 0,38 para sismo próximo. Como se pode verificar o período fundamental de vibração destas estruturas tem grande influência na definição da sua acção sísmica e consequentemente no seu dimensionamento.

A relação entre os deslocamentos de topo no EC8 em relação aos valores do RSA para a configuração 2 é apresentada na figura 4.14.. De notar que a maior parte dos comentários efectuados para a configuração anterior no respeitante a esta relação se mantém, com excepção de:

- o caso de sismo próximo na zona do Porto, que apresenta uma relação bem inferior à do sismo afastado neste caso;

De notar que para as duas zonas analisadas o valor da relação de deslocamentos de topo mantém-se aproximadamente o da configuração anterior, uma vez que apesar de se mudar de configuração estrutural, a definição da acção sísmica ser aproximadamente a mesma pois os períodos de vibração das duas estruturas são relativamente próximos.



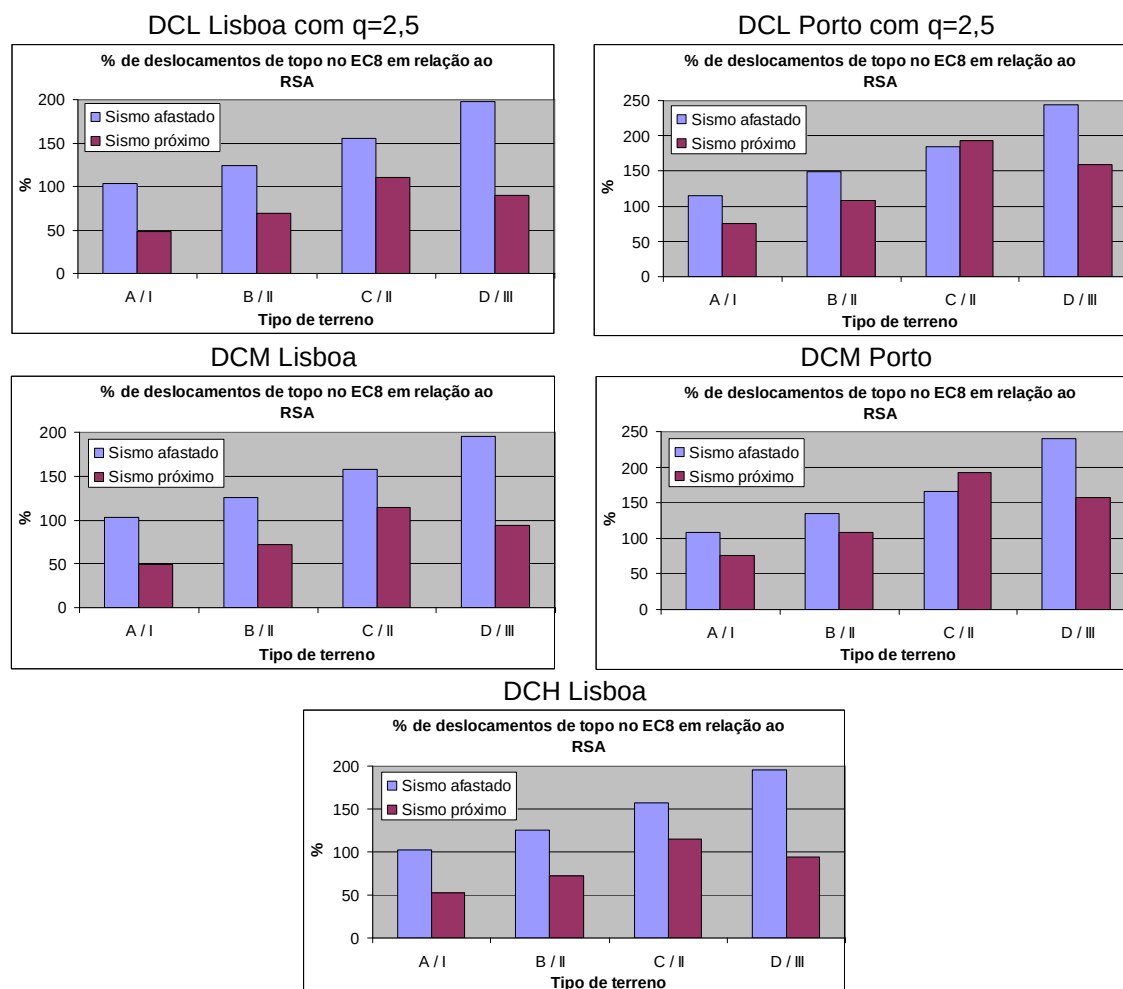


Figura 4. 14. - Relação percentual entre os deslocamentos de topo obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 2, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Os resultados referentes à configuração 3 apresentam-se seguidamente na figura 4.15. Note-se que nesta zona o deslocamento para o terreno do tipo D do EC8 tem um crescimento anormalmente elevado relativamente aos restantes.

Notam-se nesta configuração estrutural semelhanças relativamente à configuração 2, com excepção de:

- para a acção sísmica do RSA verifica-se uma diminuição ainda superior dos deslocamentos para o sismo próximo em relação ao afastado;
- neste caso e para as várias classes de ductilidade as relações entre os valores no Porto e em Lisboa são idênticas às verificadas para a configuração 1, isto é, 0,30 no RSA e 0,35 e 0,50 no EC8 para o caso de sismo afastado e próximo, respectivamente.

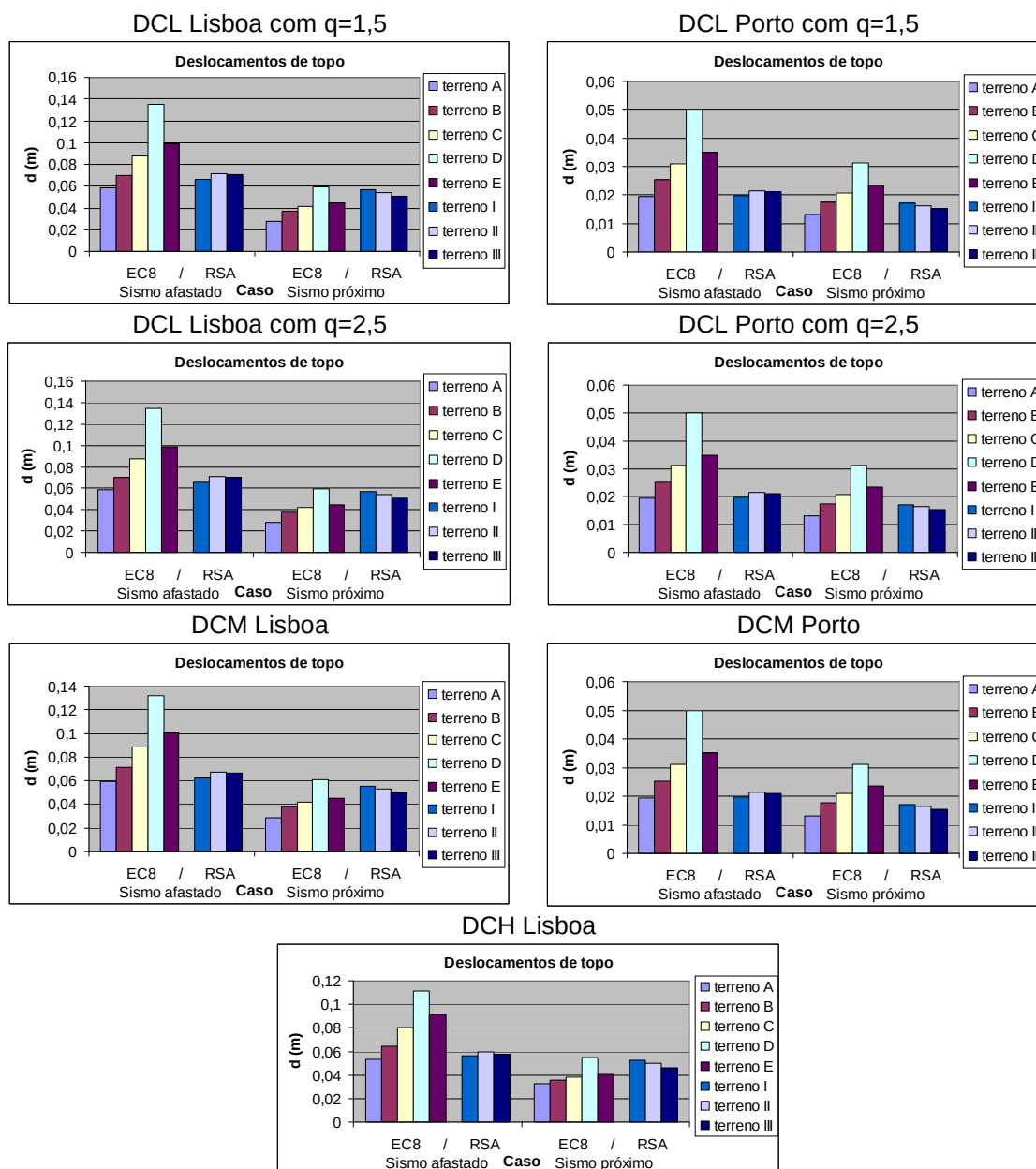


Figura 4. 15. - Deslocamentos de topo para a configuração 3, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Na figura 4.16. apresenta-se a relação entre os deslocamentos de topo no EC8 em relação aos valores do RSA para a configuração 3. Para esta configuração estrutural mantêm-se os comentários efectuados relativamente à configuração 2.

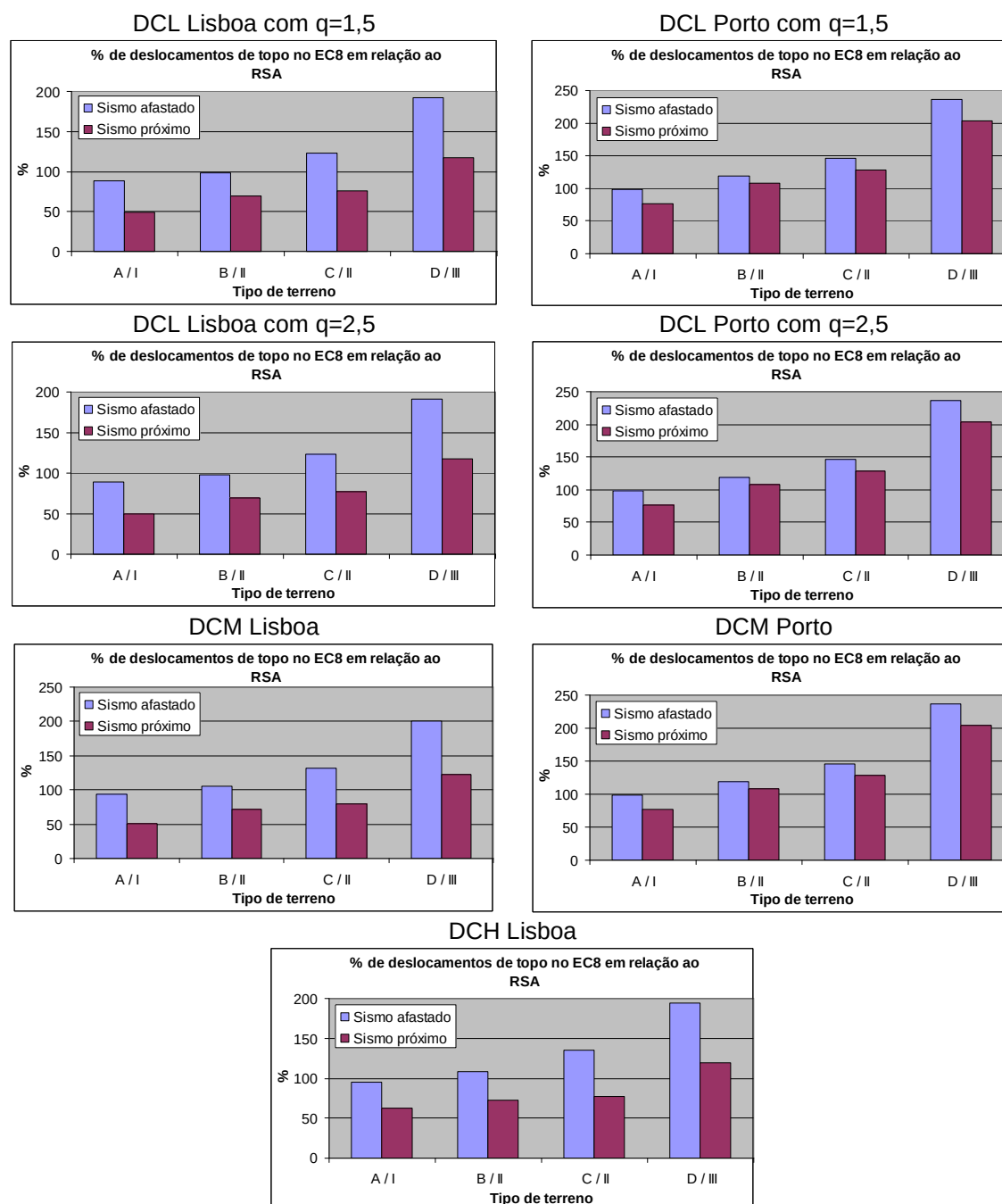


Figura 4. 16. - Relação percentual entre os deslocamentos de topo obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 3, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Os resultados em termos de deslocamentos de topo da configuração 5 são em tudo semelhantes ao da configuração 2 sendo apresentados na figura 4.17..

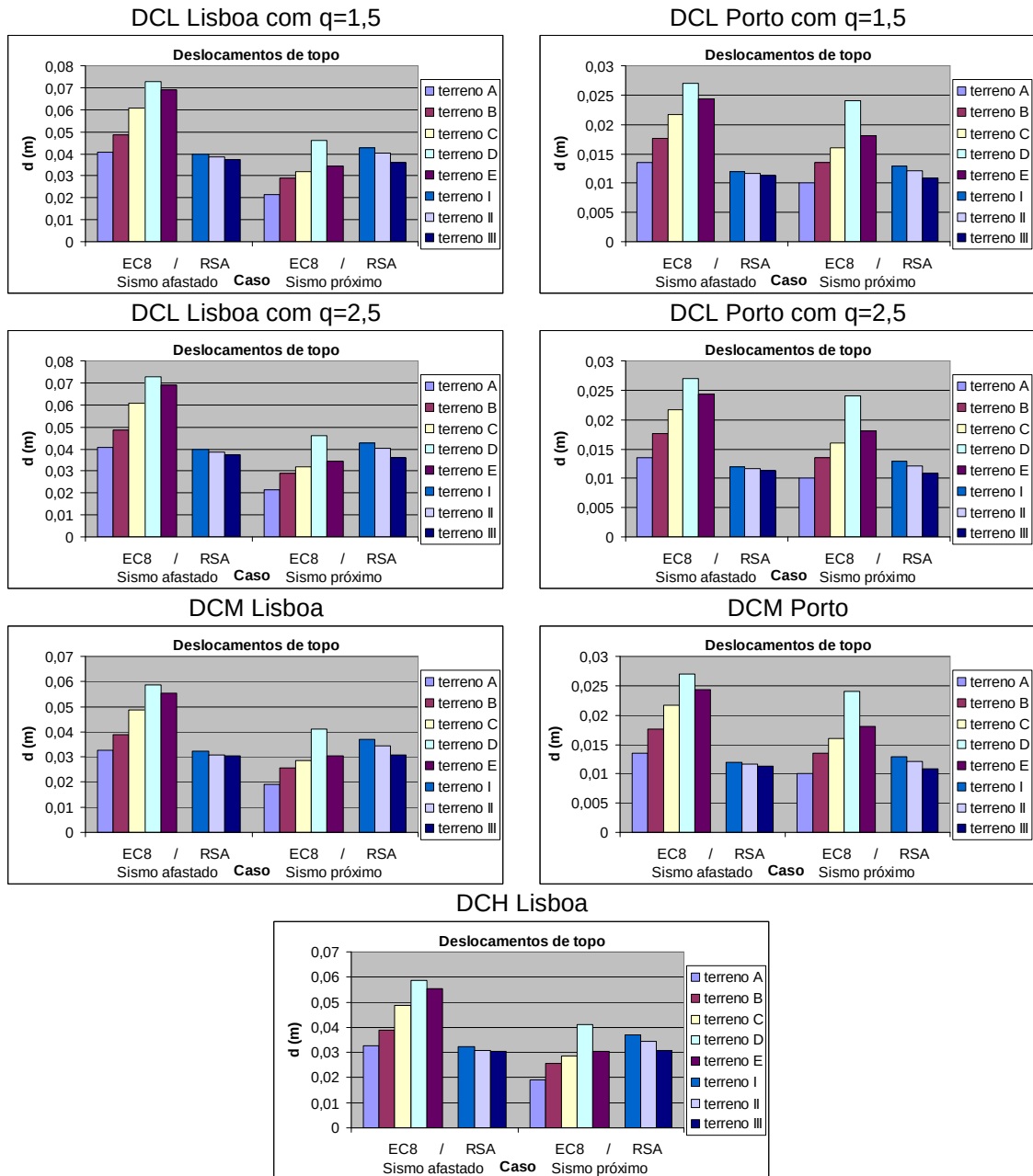


Figura 4. 17. - Deslocamentos de topo para a configuração 5, nas as duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Para esta configuração e tal como havíamos visto anteriormente as principais diferenças residem em:

- o valor do deslocamento ser superior ao da configuração 2 que é a que mais se assemelha a esta por ter o mesmo número de pisos;
- a relação entre os deslocamentos de topo entre Porto e Lisboa são mais próximas das verificadas para as configurações 1 e 3 para a classe de ductilidade baixa;
- para a classe de ductilidade média as relações referidas anteriormente apresentam valores mais elevados (acção no Porto é mais próxima da de Lisboa), aspecto este relacionado com o facto de estas estruturas não possuírem a mesma configuração estrutural logo não ficam sujeitas a acções sísmicas equivalentes.

Na figura 4.18. apresenta-se as relações entre os deslocamentos de topo no EC8 em relação aos valores do RSA para a configuração 5.

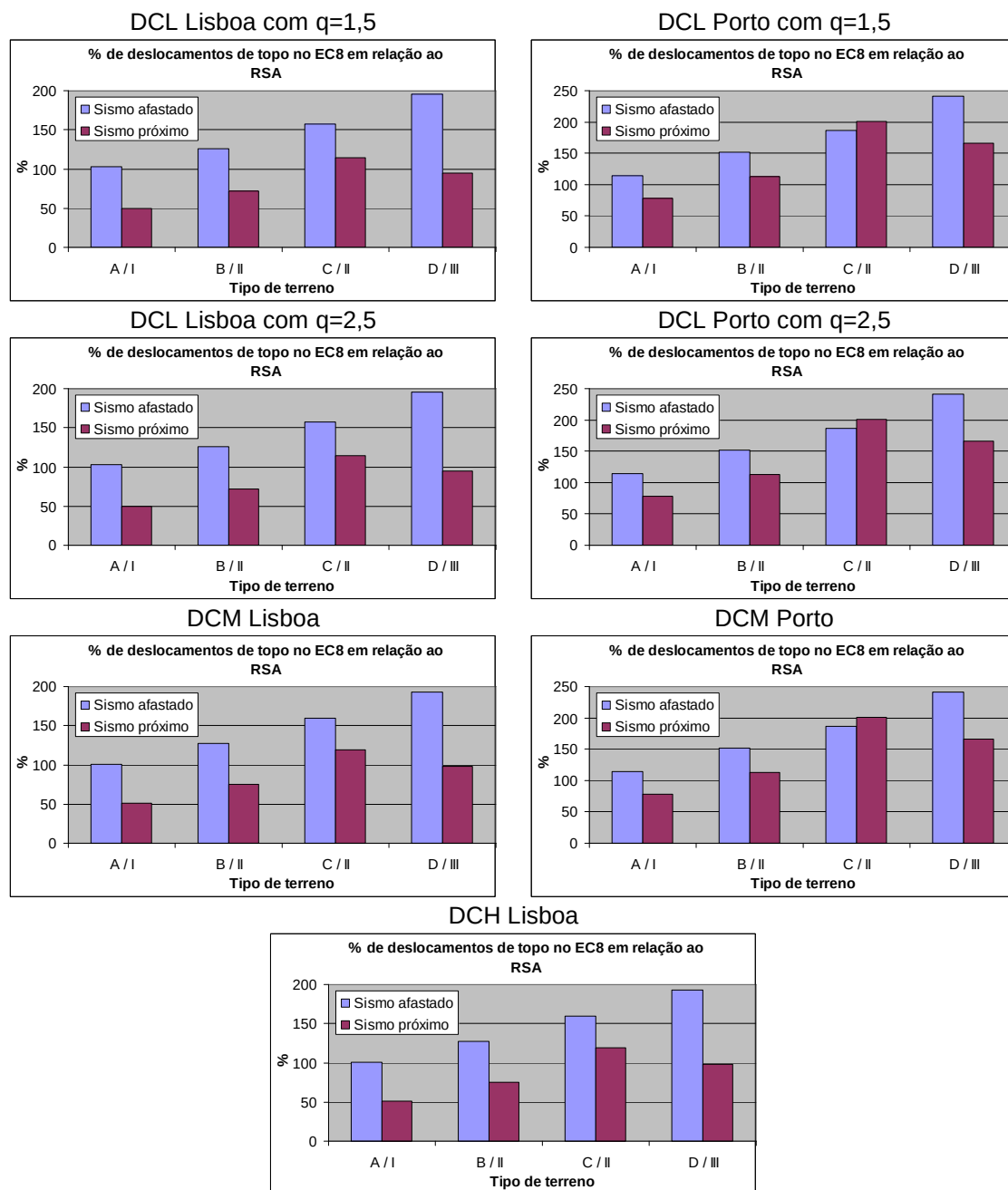


Figura 4. 18. - Relação percentual entre os deslocamentos de topo obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 5, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Para esta configuração estrutural mantêm-se os comentários realizados relativamente à configuração 2.

Os deslocamentos de topo para a configuração 6 estão representados na figura 4.19. e seguem tendências semelhantes às verificadas para a configuração 2, porém com valores de deslocamentos mais próximos mas ligeiramente superiores. Excepção feita às relações entre as duas zonas do

território Nacional em análise que são neste caso ligeiramente diferentes do que se tem para as outras configurações.

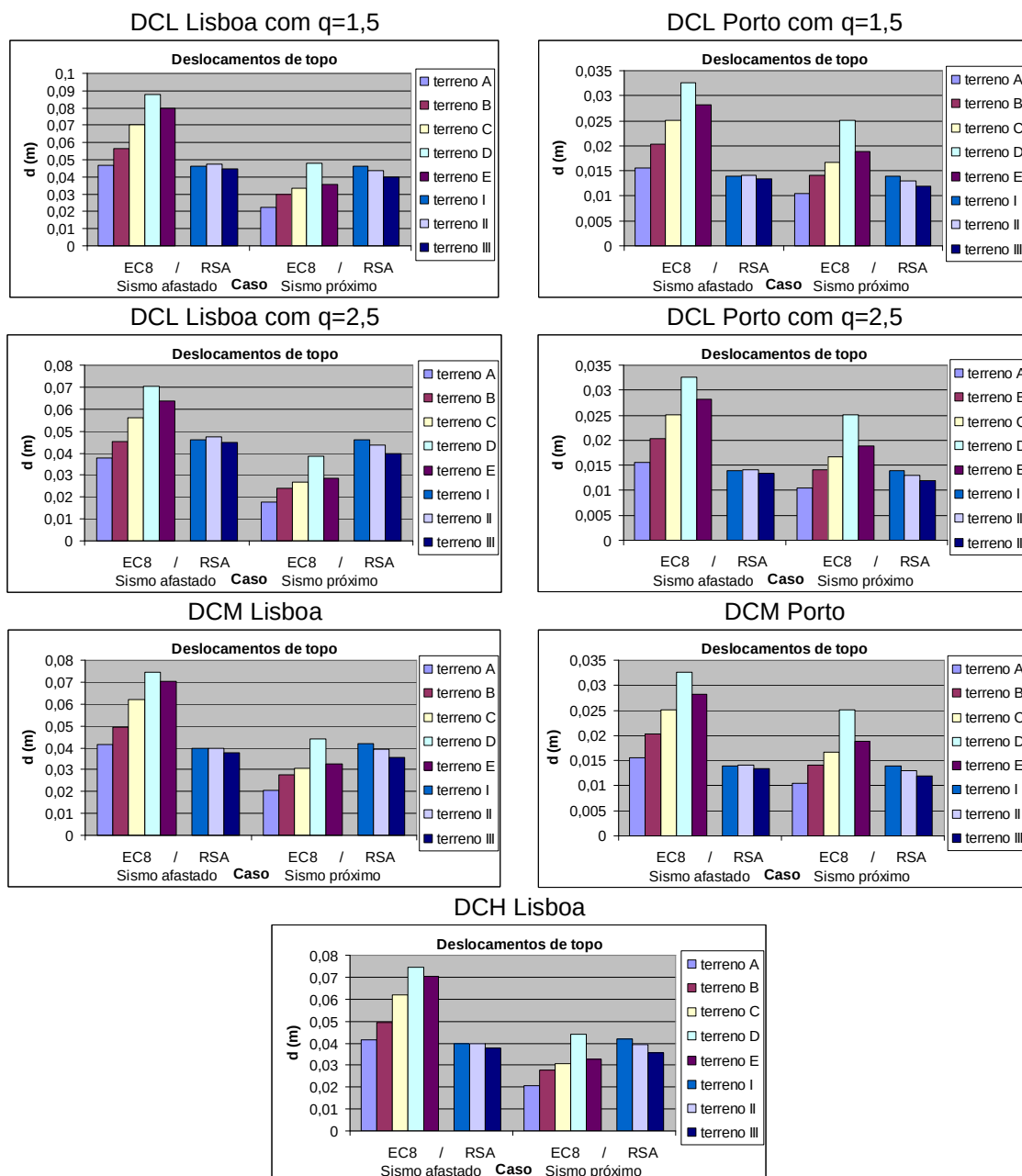


Figura 4. 19. -Deslocamentos de topo para a configuração 6, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Na figura 4.20. apresenta-se as relações entre os deslocamentos de topo no EC8 em relação aos valores do RSA para a configuração 6.

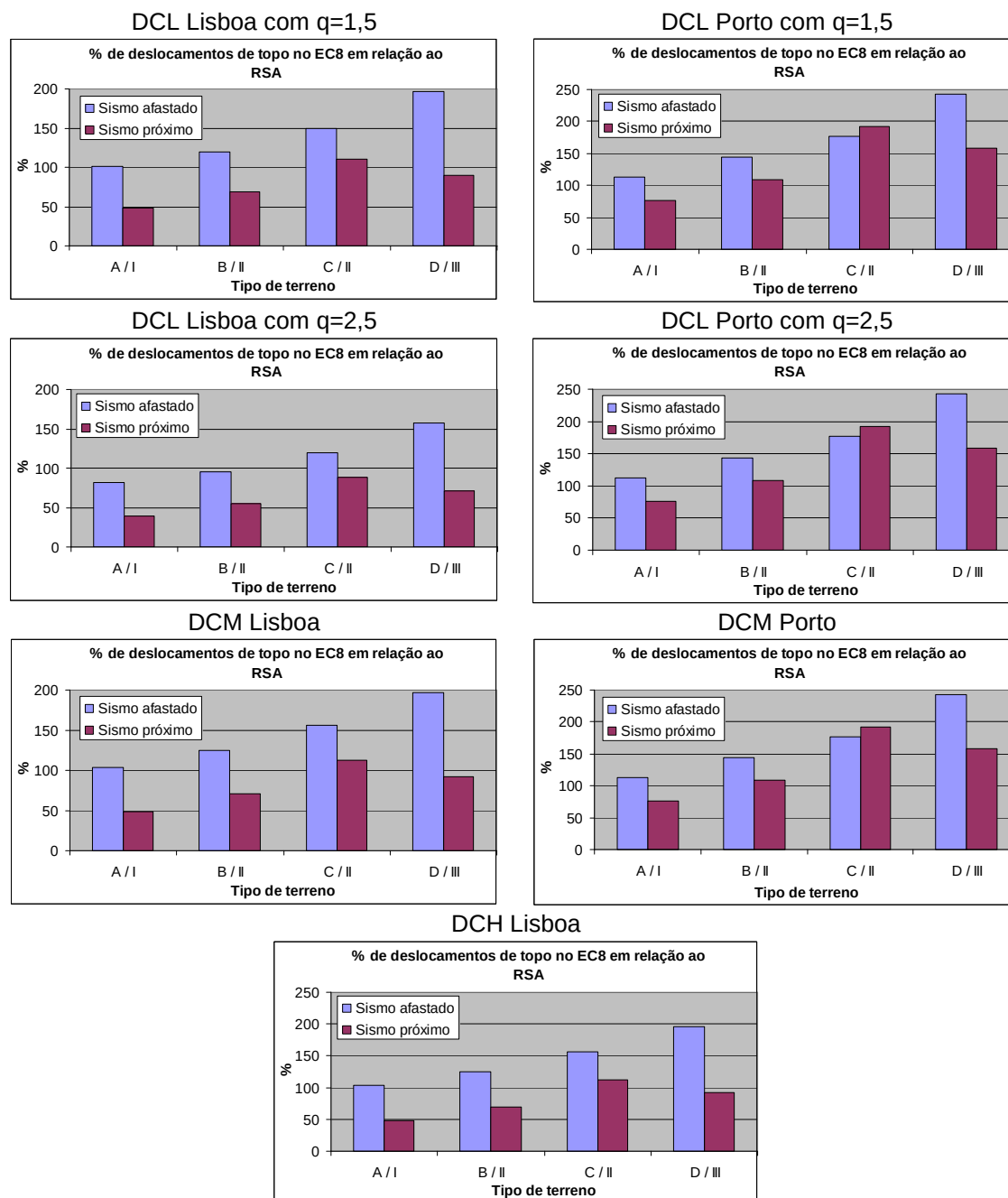


Figura 4. 20. - Relação percentual entre os deslocamentos de topo obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 6, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Para este caso verifica-se que a relação dos deslocamentos de topo entre EC8 e RSA é idêntica às anteriormente verificadas, apesar da diferença no coeficiente de comportamento utilizado, já que no cálculo dos deslocamentos não intervém o coeficiente de comportamento.

Relativamente aos dois parâmetros analisados anteriormente – perfis de deslocamentos em altura e deslocamentos de topo – pode observar-se genericamente o seguinte:

- os seus valores, como era de esperar, são aproximadamente constantes entre as diferentes classes de ductilidade para uma mesma zona, devendo-se essa pequena variação ao facto das estruturas serem ligeiramente diferentes para as diferentes classes de ductilidade;
- para a zona do Porto a relação entre os deslocamentos de topo nos dois regulamentos é superior à de Lisboa, podendo concluir-se que para esta zona a diminuição da acção sísmica é mais acentuada no RSA do que no EC8 em relação aos valores de Lisboa, ou seja, o EC8 aumenta a acção aplicada na zona do Porto aproximando-a mais da zona de Lisboa;
- para uma determinada classe de ductilidade a razão entre os resultados obtidos no Porto e em Lisboa é de 0,3 para o RSA (ou um valor muito próximo quando as frequências de vibração das estruturas são diferentes), o que seria de esperar, uma vez que a acção sísmica considerada para o Porto é 0,3 vezes o valor de Lisboa, correspondendo ao valor do coeficiente de sismicidade considerado para esta zona;
- para o EC8 há uma maior variação, na maior parte dos casos os seus valores para o caso de sismo afastado estes valores variam entre 0,33 e 0,37 e para o sismo próximo entre 0,47 e 0,53, isto é, a acção sísmica prevista pelo EC8 para a zona do Porto não é tão reduzida quando comparada com a mesma acção para a zona de Lisboa como o que acontece no RSA. Tal facto implica que as diferenças EC8 / RSA sejam maiores para a zona do Porto.

Dos gráficos das relações percentuais entre deslocamentos de topo analisados anteriormente pode concluir-se globalmente que:

- o tipo de sismo mais condicionante, na generalidade dos casos e em especial para a acção do EC8, é o sismo afastado, sendo este sismo o que apresenta maiores diferenças no EC8 relativamente ao RSA;
- para terrenos mais brandos verificam-se as maiores diferenças entre os dois regulamentos;
- a zona do Porto apresenta claramente maiores diferenças entre os dois regulamentos que a zona de Lisboa.

4.3. FORÇAS SÍSMICAS

As forças de corte são analisadas, tal como para os deslocamentos, devido apenas à acção sísmica, de maneira que se possam comparar os resultados sem a contribuição de outras acções e, assim, determinar a influência de cada variável de forma mais clara. Neste caso, e tal como havia sido referido para os deslocamentos, o facto de a acção sísmica do RSA estar sujeita a um coeficiente de segurança parcial que a agrava em 1,5 vezes será tido em consideração na definição desta acção.

As forças sísmicas em cada piso são determinadas pela soma das forças de corte em todos os pilares desse piso.

4.3.1. EVOLUÇÃO DOS CORTES EM ALTURA

Os perfis de evolução dos cortes em altura apresentam aspectos comuns nas várias configurações de que se destacam, como se pode observar na figura 4.21. relativa à configuração 1, os seguintes:

- perfil da evolução dos corte é decrescente em altura;
- as relações entre os valores para os diferentes tipos de sismo e entre regulamentos é semelhante à verificada para os deslocamentos;
- os valores do corte são superiores para o caso do sismo afastado em oposição ao sismo próximo para o EC8 para a zona de Lisboa, já para a zona do Porto são muito semelhantes os

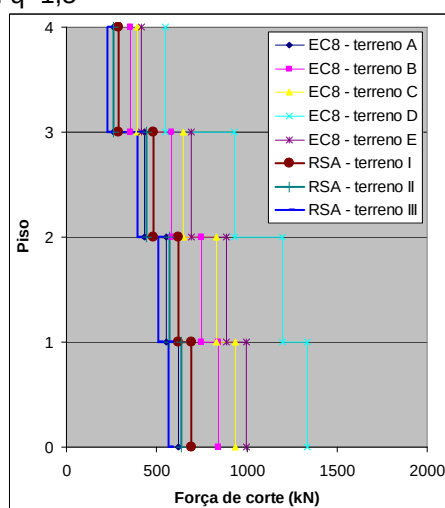
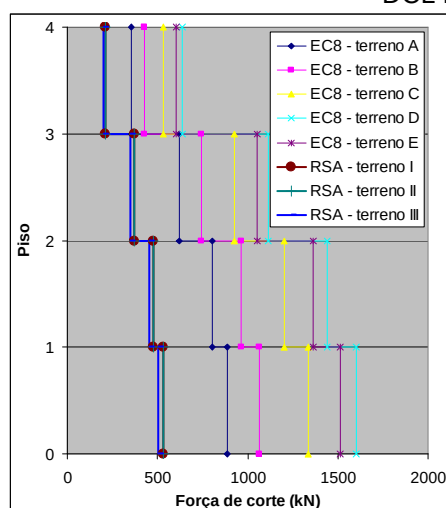
resultados de ambos os tipos de acção sísmica, sendo ligeiramente superiores para o caso de sismo próximo. Para o RSA os seus valores são muito semelhantes para os dois tipos de sismo, sendo ligeiramente superiores no caso de sismo próximo;

- para o caso de sismo afastado o corte obtido para a acção sísmica do EC8 é na generalidade superior ao do RSA;
- para o caso de sismo próximo os valores do corte são superiores para o EC8 do que para RSA apenas para a zona do Porto, enquanto que para a zona de Lisboa estas diferenças são menos significativas entre os dois regulamentos, sendo com mais frequência inferiores os valores do EC8;
- para a classe de ductilidade alta os resultados em termos de forças de corte não apresentam diferenças tão significativas entre EC8 e RSA, verificando-se em algumas situações que os valores do EC8 são inferiores aos do RSA, ao contrário do que se verifica para as outras classes de ductilidade. Esta diminuição das forças sísmicas do EC8 em relação ao RSA deriva de se considerar para o RSA um coeficiente de comportamento de 3,5 correspondendo a ductilidade melhorada, e para o EC8 um coeficiente muito superior de 5,85 correspondendo a ductilidade alta. De modo que a acção sísmica do EC8 vem dividida por um valor superior ao do RSA
- os valores das forças de corte na zona de Lisboa são superiores aos da zona do Porto, tal como acontecia com os valores de deslocamentos, pois esta é uma zona com maior risco sísmico;
- os valores das forças de corte na zona do Lisboa são, para uma mesma classe de ductilidade, superiores ao dobro do que se obtém para a zona do Porto.
- a diferença entre valores de corte entre os vários tipos de terreno é, tal como para os deslocamentos, mais evidente para a acção sísmica do EC8 (variações da ordem dos 20% entre tipos de terreno consecutivos) do que para o RSA (variações de 5%)
- verificando-se tendência no EC8 uma tendência de agravamento das forças sísmicas quando os terrenos passam de mais rijos a mais brandos, em oposição ao que acontece no RSA.

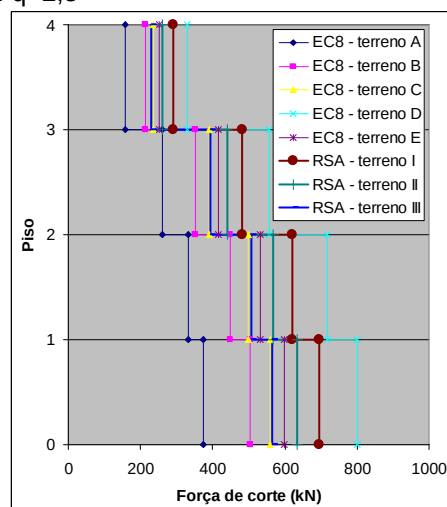
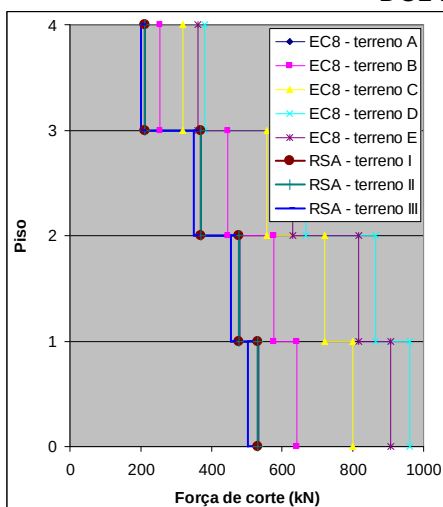
Sismo afastado

Sismo próximo

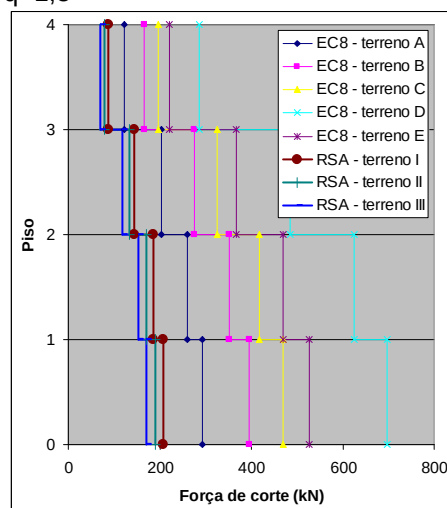
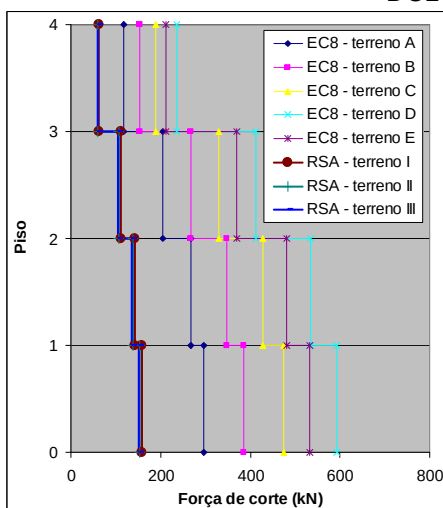
DCL Lisboa com $q=1,5$



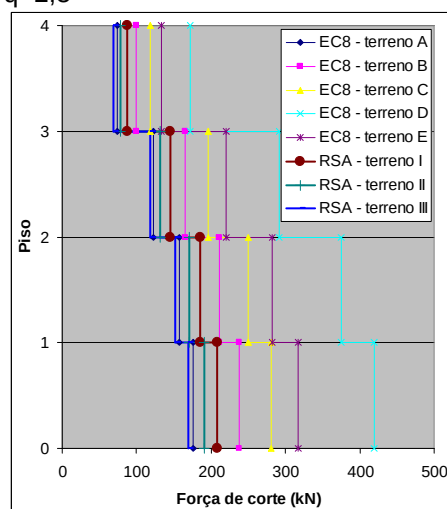
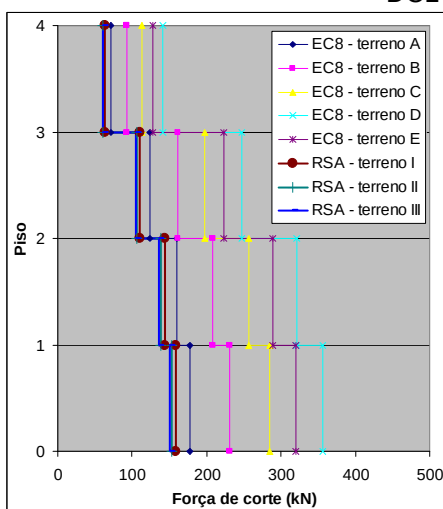
DCL Lisboa com $q=2,5$



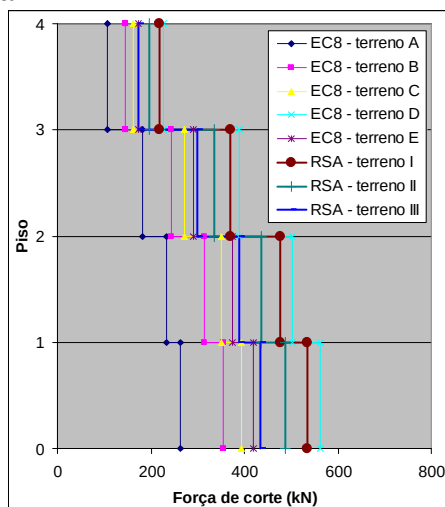
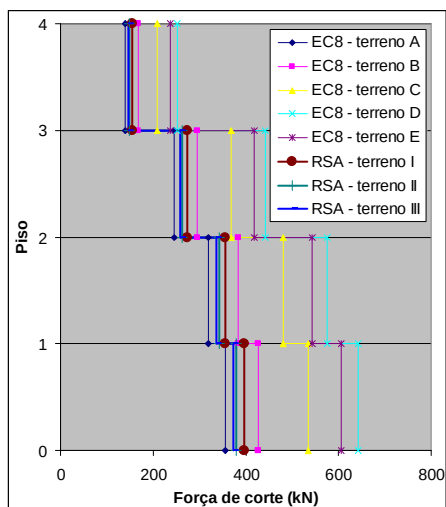
DCL Porto com $q=1,5$



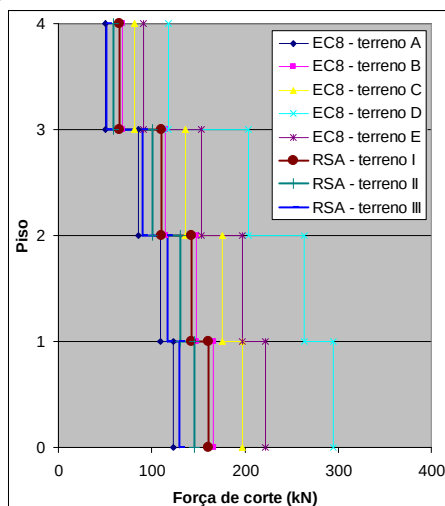
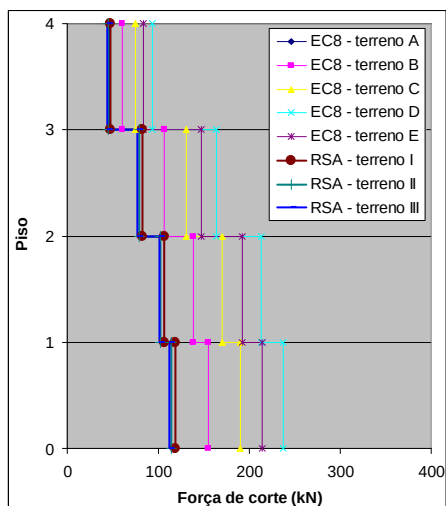
DCL Porto com $q=2,5$



DCM Lisboa



DCM Porto



DCH Lisboa

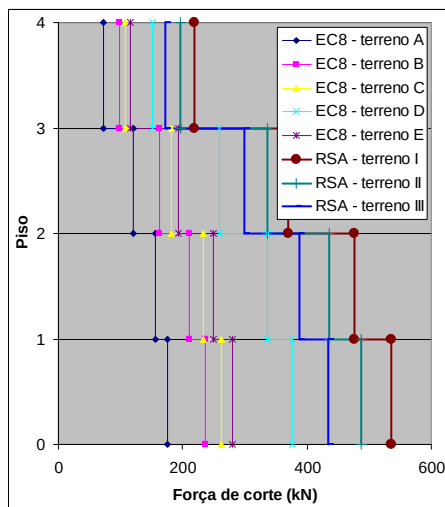
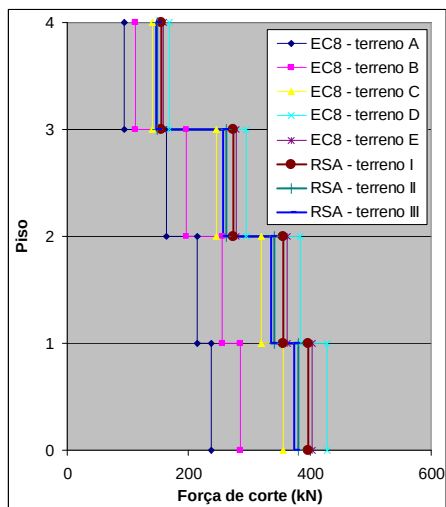
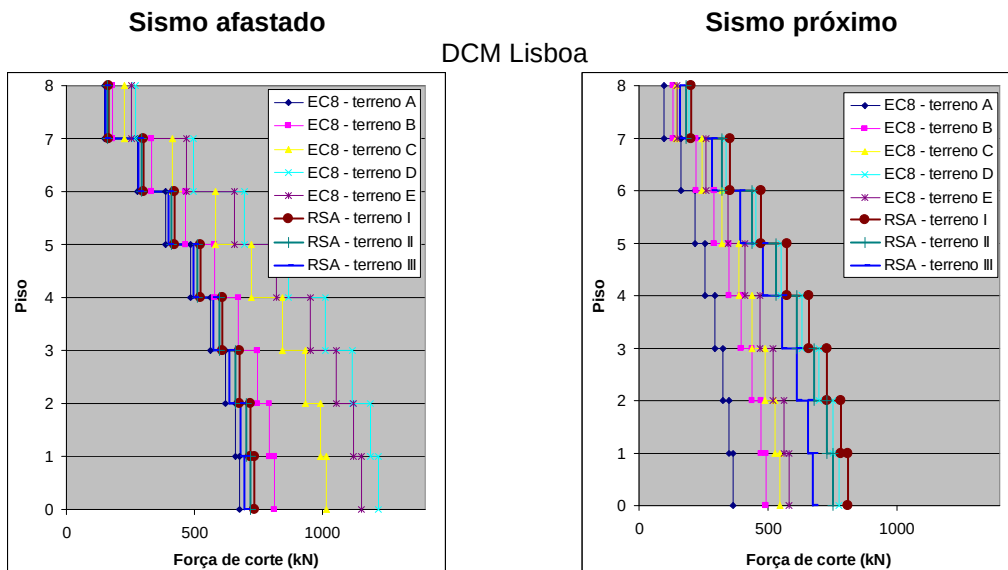


Figura 4. 21. - Perfis de cortes em altura para a configuração 1, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Apresentam-se na figura 4.22. os perfis de cortes em altura para a configuração 2 apenas para a classe de ductilidade média por apresentarem uma forma aproximadamente constante para as várias classes de ductilidade, muito embora tenha grandes variações nos seus valores. Os restantes perfis são apresentados no anexo A6, para não sobrecarregar o capítulo.

Para esta configuração, e em relação às observações realizadas para a configuração 1, verifica-se:

- um aumento das forças de corte em toda a altura do edifício, já que esta configuração tem uma altura muito superior à da configuração 1 (o dobro da altura);
- verifica-se uma diminuição das forças sísmicas para o caso de sismo próximo em relação ao de sismo afastado para ambos os regulamentos, comparativamente com a configuração 1 em que os valores são mais próximos, tal como acontece para os deslocamentos da configuração 2 em relação à 1;
- relativamente às diferenças entre os dois regulamentos, para o caso de sismo próximo os valores do EC8 apresentam uma diminuição mais acentuada que a do RSA, mantendo-se no entanto, para a zona do Porto, na generalidade superiores os valores do EC8;
- nesta configuração, ao contrário do que acontece para a configuração 1, os valores do corte devidas ao sismo afastado são para as duas zonas superiores ;
- as diferenças entre os dois tipo de sismo no Porto são menores do que em Lisboa, sendo contudo superiores às que existiam na configuração 1.



DCM Porto

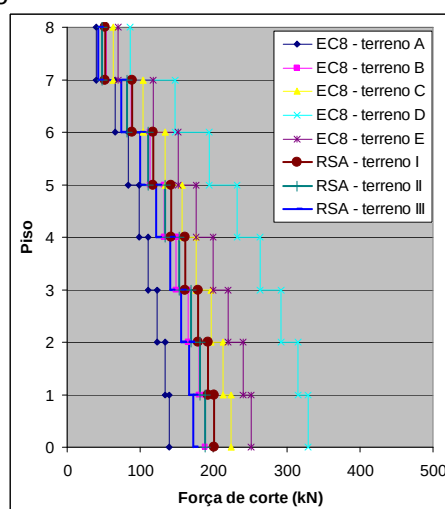
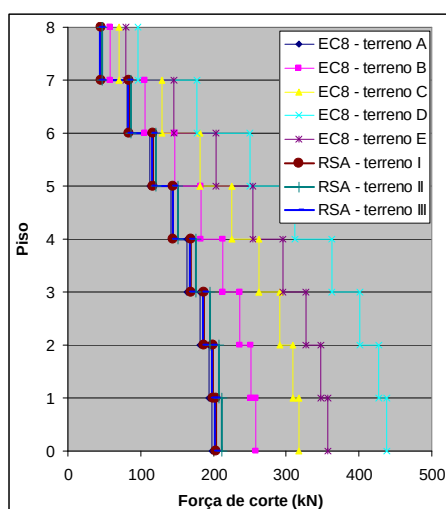


Figura 4. 22. - Perfis de cortes em altura para a configuração 2, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.

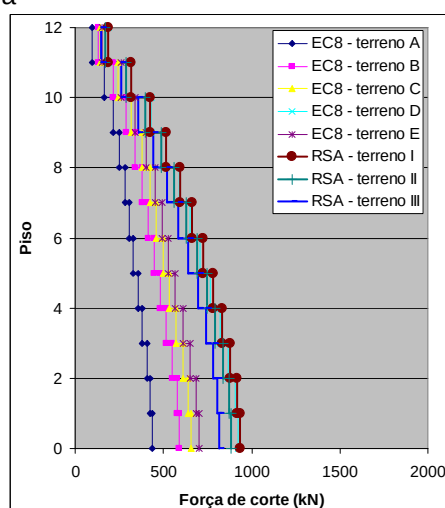
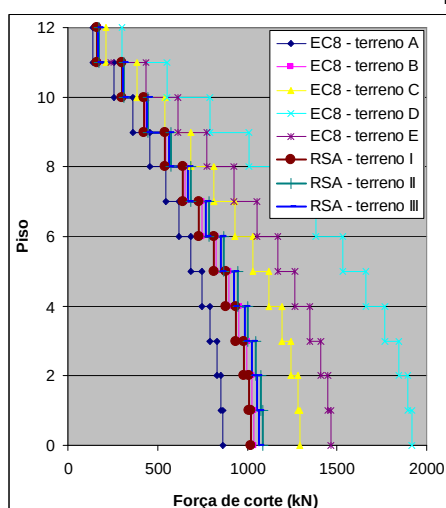
Para as configurações estruturais 3 e 5 a evolução dos cortes em altura é análoga ao apresentado nas figuras 4.21. e 4.22., embora com valores distintos, pelo que se optou por representar apenas os resultados para a classe de ductilidade média, sendo que os restantes resultados se encontram nos anexos A7 e A8.

Na figura 4.23. apresentam-se os perfis de cortes em altura para a configuração 3, em que se mantêm a generalidade das conclusões enunciadas para a configuração 2, exceptuando que as forças de corte apresentam valores bem superiores aos das configurações anteriores, decorrente da altura do edifício ser superior.

Sismo afastado

DCM Lisboa

Sismo próximo



DCM Porto

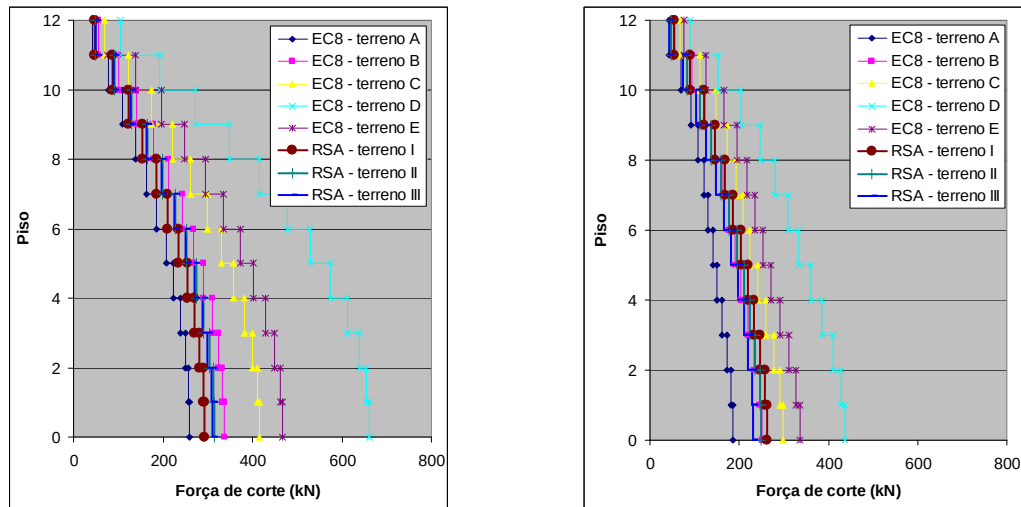


Figura 4. 23. - Perfis de cortes em altura para a configuração 3, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.

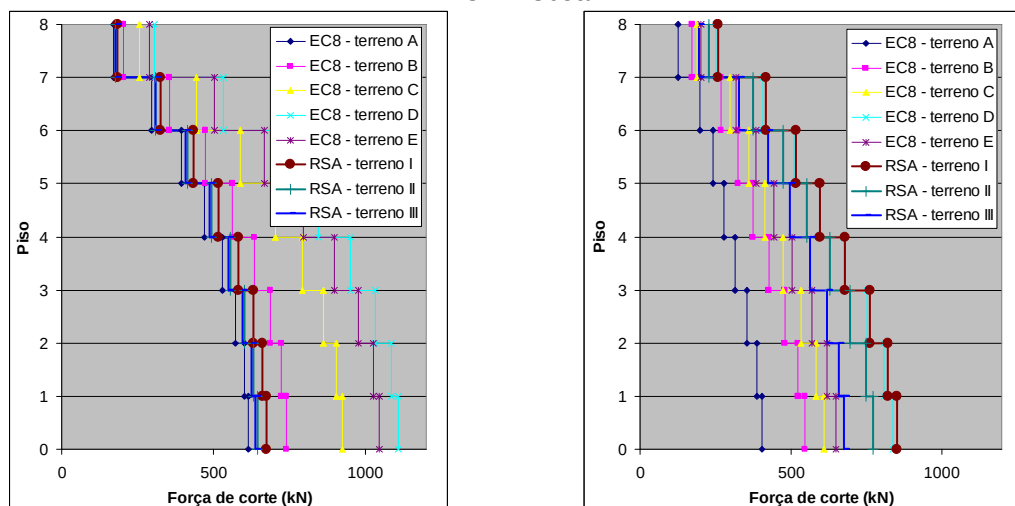
Os perfis de cortes em altura são apresentados na figura 4.24. para a configuração 5. Para esta configuração mantêm-se as observações proferidas anteriormente relativamente à configuração 2, no entanto com algumas diferenças devidamente referenciadas em seguida:

- para esta configuração as forças de corte são inferiores às forças de corte na configuração 2, embora possuam o mesmo número de pisos a configuração estrutural é bem distinta (frequências diferentes), levando a forças de corte bem diferentes, por motivo de ficarem sujeitas a valores diferentes do espectro de resposta.

Sismo afastado

Sismo próximo

DCM Lisboa



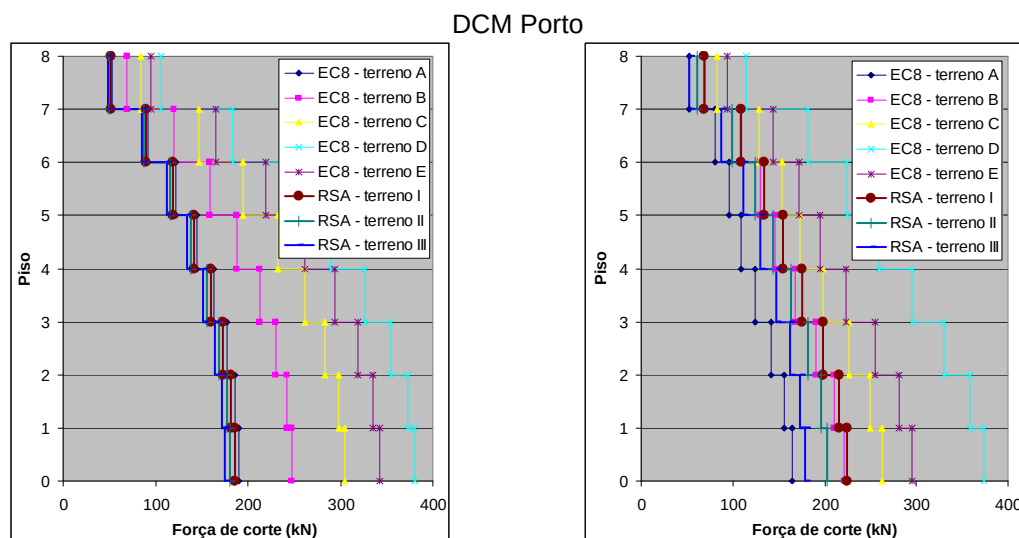
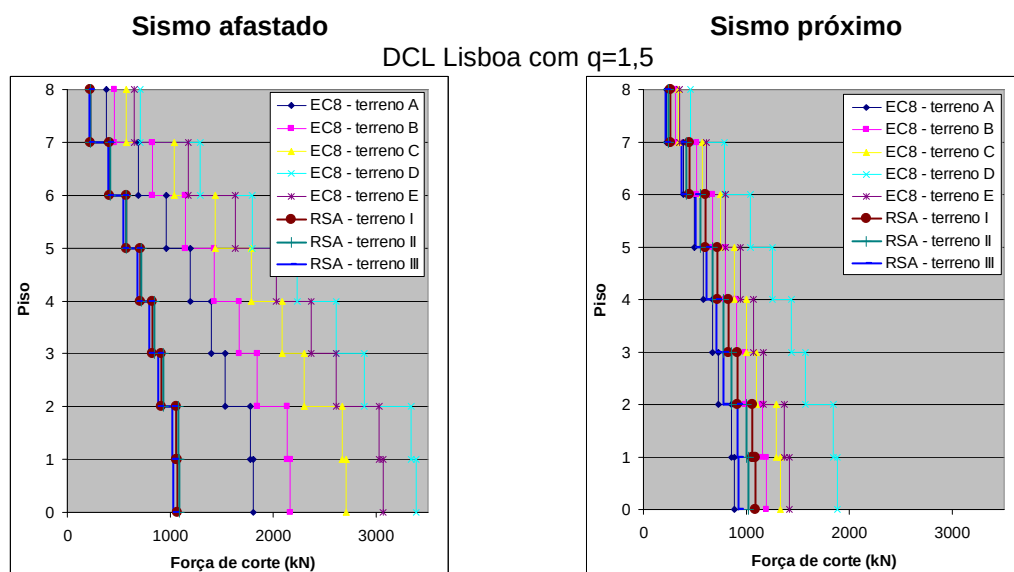


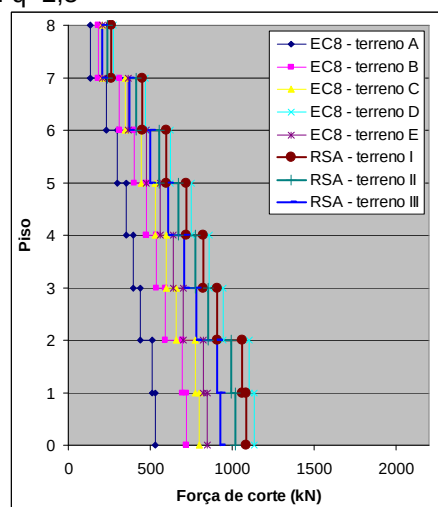
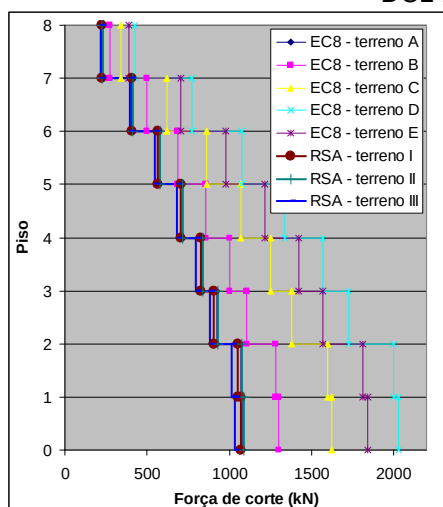
Figura 4. 24. - Perfis de cortes em altura para a configuração 5, nas as duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.

Para a configuração 6 os resultados em termos de forças de corte são os que se apresentam em seguida para a classe de ductilidade média na figura 4.25, e são também muito semelhantes aos verificados para a configuração 2 ressalvando-se pequenas diferenças:

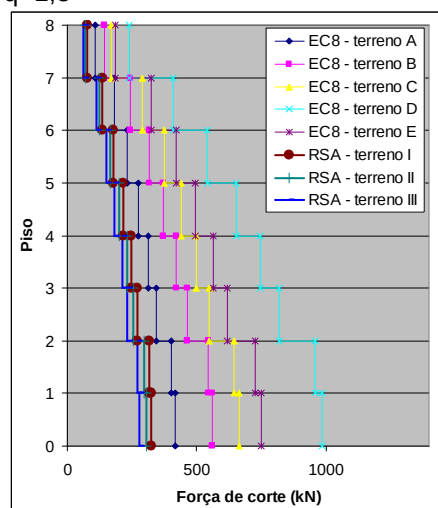
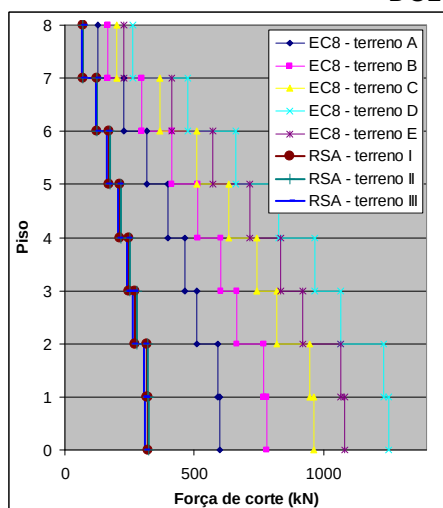
- as forças de corte são ligeiramente superiores nesta configuração do que na configuração 2, com a excepção da classe de ductilidade baixa com coeficiente de comportamento de 1,5 que tem valores muito próximos. A razão para estas diferenças não reside na diferente configuração estrutural (que de qualquer forma sofre algumas alterações por eliminação de parte de um pilar e aumento da altura do 1º piso) mas sim no facto de se usarem para esta configuração coeficientes de comportamento reduzidos de 20% em relação aos restantes. O que leva a que a acção seja superior bem como as forças de corte a ela associadas;
- nesta configuração em algumas situações os cortes no primeiro piso são inferiores ao segundo. Esta variação na evolução dos cortes em altura tem origem na influência dos vários modos de vibração.



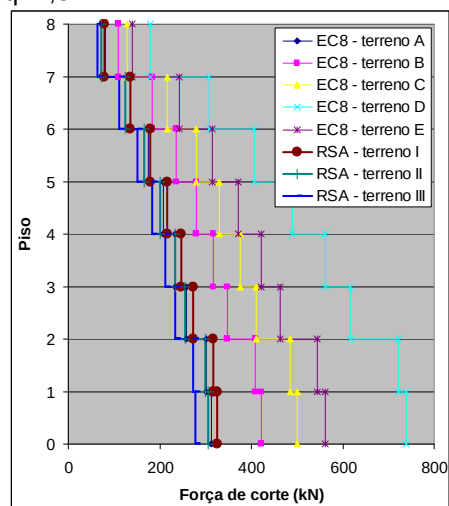
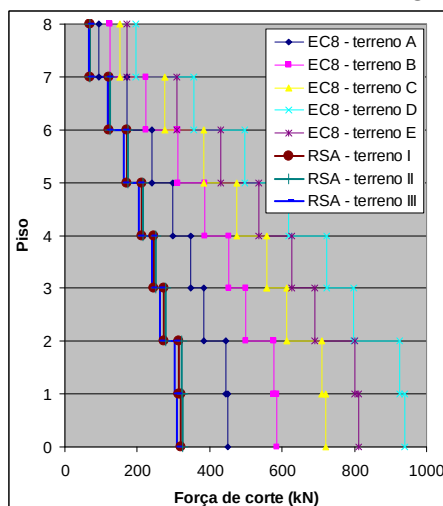
DCL Lisboa com $q=2,5$



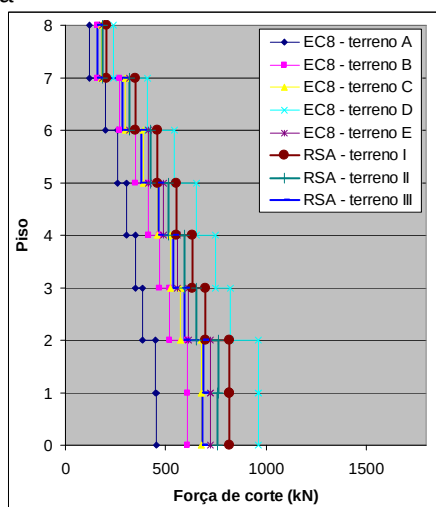
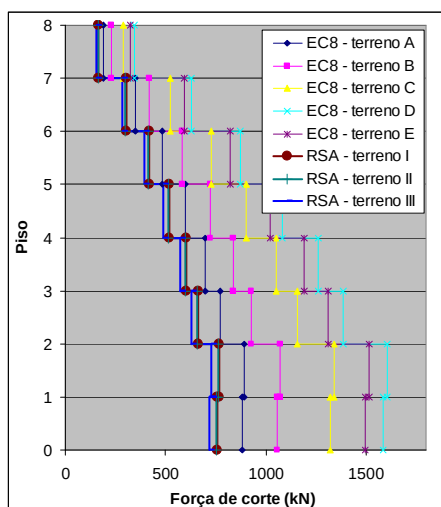
DCL Porto com $q=1,5$



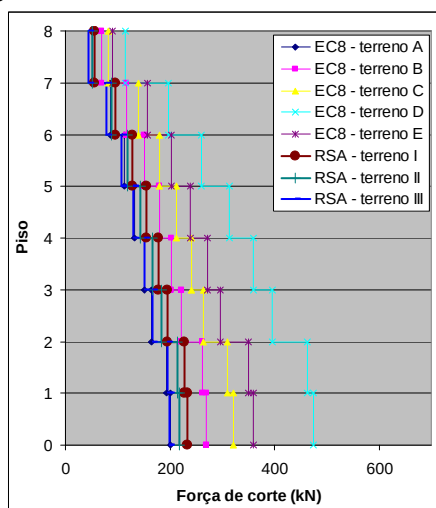
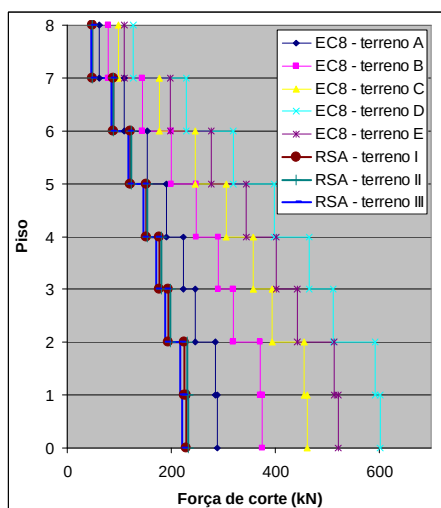
DCL Porto com $q=2,5$



DCM Lisboa



DCM Porto



DCH Lisboa

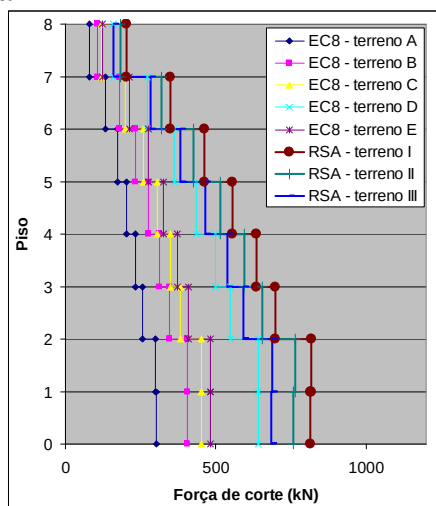
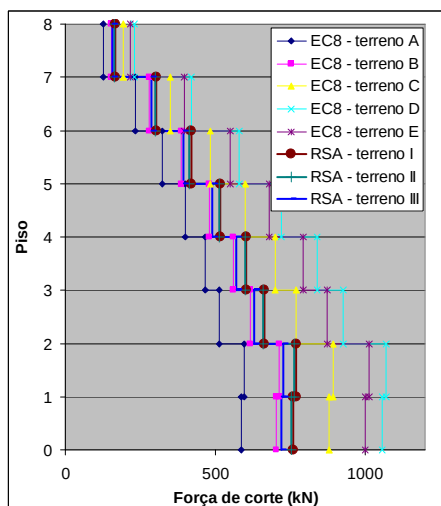


Figura 4. 25. - Perfis de cortes em altura para a configuração 6, nas duas zonas estudadas para a classe de ductilidade média.

Como resultado da análise das várias configurações pode verificar-se que as forças de corte são fortemente afectadas pelo factor de comportamento que se considere, variando na proporção inversa do coeficiente utilizado, e que estas dependem especialmente da altura do edifício muito embora também reflectam a sua configuração estrutural.

4.3.2. CORTE BASAL

Os resultados verificados anteriormente em termos de forças de corte são ainda mais explícitos se se realizar uma análise em termos de corte basal. Esta análise é a que se apresenta em seguida dando-se especial destaque a aspectos que se tornem mais evidentes nesta análise.

Na figura 4.26. apresentam-se os resultados do corte basal para cada zona e cada classe de ductilidade da configuração 1.

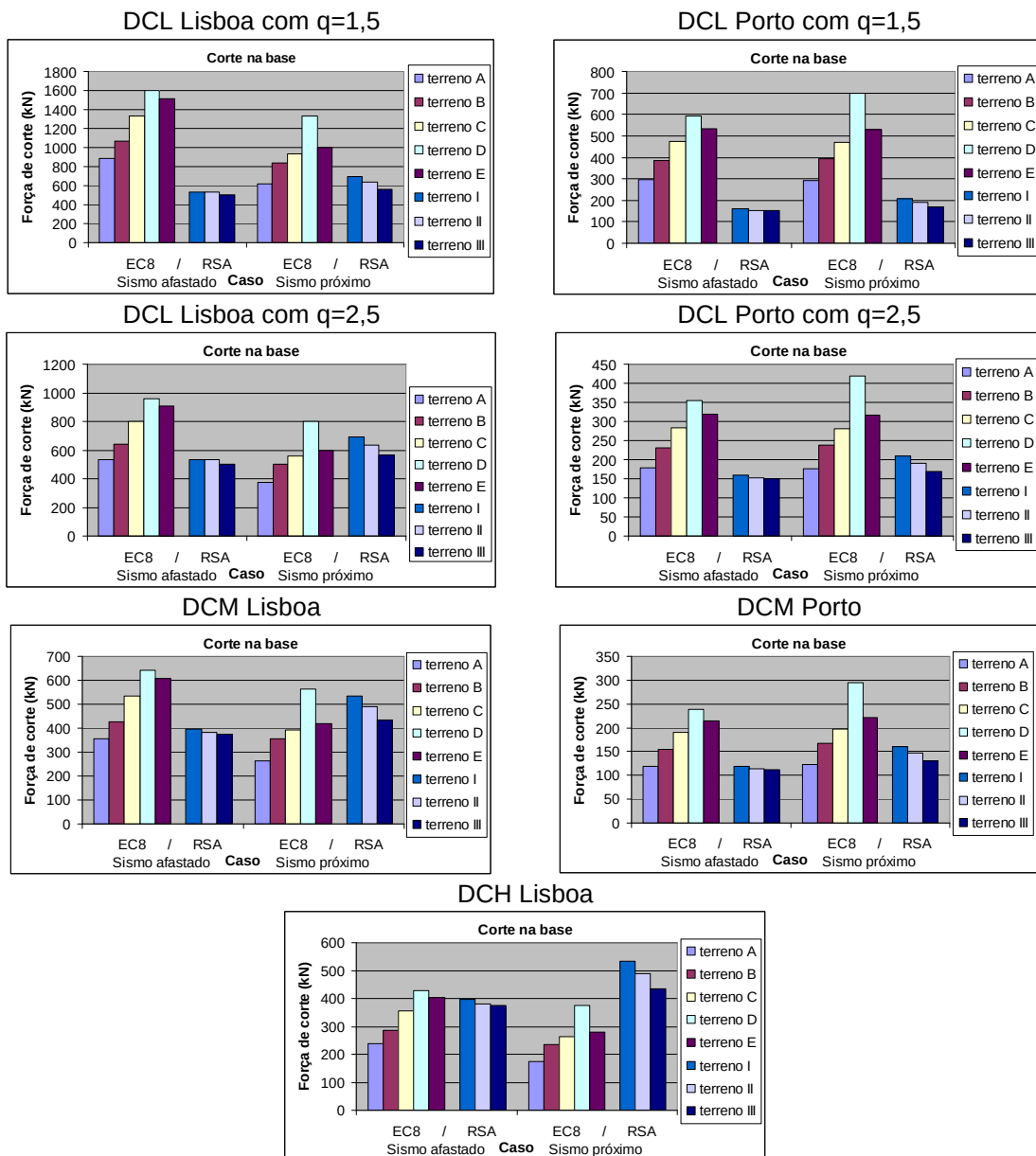


Figura 4. 26. - Corte basal para a configuração 1, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Da análise dos gráficos da figura 4.26. destaca-se que:

- para o sismo afastado os valores de corte basal determinados pelo EC8 são superiores aos do RSA com a excepção da ductilidade alta em Lisboa, facto explicado porque a ductilidade considerada pelo RSA corresponde à média do EC8.
- para o sismo próximo esta relação está dependente da zona do território Nacional em causa e da classe de ductilidade considerada;
- as relações entre o sismo afastado e o próximo do EC8 são influenciadas pela zona, sendo que na zona de Lisboa o sismo afastado é o mais gravoso passando-se exactamente o oposto com a zona do Porto, todavia estas diferenças são muito pequenas;
- para a acção do RSA o sismo próximo é superior ao afastado contudo apresentando diferenças reduzidas;
- para uma determinada classe de ductilidade as diferenças nos valores de corte na base entre Porto e Lisboa são idênticas às observadas para os deslocamentos de topo. A relação para o EC8, sismo afastado é de cerca de 0,35 se fizermos a razão dos cortes no Porto em relação a Lisboa e de 0,50 para sismo próximo; para o RSA a relação coincide como já era de prever com o coeficiente de sismicidade da zona do Porto que tem o valor de 0,3;
- o valor do corte na base para a classe de ductilidade alta relativamente à média, considerada apenas para a zona de Lisboa, varia na proporção inversa da razão entre os coeficientes de comportamento considerados (3,9/5,85), já que os edifícios têm a mesma frequência de vibração.

Para as restantes configurações estruturais relativamente ao corte basal podem extrapolar-se os mesmos comentários que se fizeram para a configuração 1, ressaltando pequenas diferenças assinaladas na apresentação de cada uma das configurações mais abaixo.

Os resultados relativamente às forças de corte podem ser analisados em termos das percentagens de corte na base obtidos com o EC8 em relação aos valores obtidos com o RSA. Na figura 4.27. apresentam-se estas variações para a configuração 1 podendo concluir-se que:

- os valores obtidos para uma mesma zona são maiores para classes de ductilidade mais baixas. Este facto explica-se porque para classes de ductilidade mais altas os coeficientes de ductilidade do EC8 são superiores aos do RSA e por isso para essas classes de ductilidade os valores de corte na base são mais reduzidos para o EC8 do que para o RSA, aproximando assim os valores dos dois regulamentos;
- as diferenças entre os dois regulamentos crescem à medida que os terrenos passam de mais rijos a mais brandos, tal como o verificado nos deslocamentos;
- para o sismo afastado as diferenças são, como seria de esperar, superiores do que para o caso de sismo próximo (com uma excepção na zona do Porto);
- o EC8 apresenta valores inferiores aos do RSA (isto é, as diferenças entre os dois regulamentos são inferiores a 100%) apenas para a classe de ductilidade alta, que como já foi referido se deve apenas à falta da consideração de um nível de ductilidade tão elevada no RSA;
- para a classe de ductilidade baixa com coeficiente de 1,5 as diferenças entre os dois regulamentos são mais vincadas porque no RSA o coeficiente é de 2,5;
- a relação do corte basal no EC8 e RSA é superior para a zona do Porto especialmente para o caso de sismo próximo, o que resulta de nesta zona a redução relativamente a Lisboa ser inferior no EC8 do que no RSA, resultando em valores mais distintos.

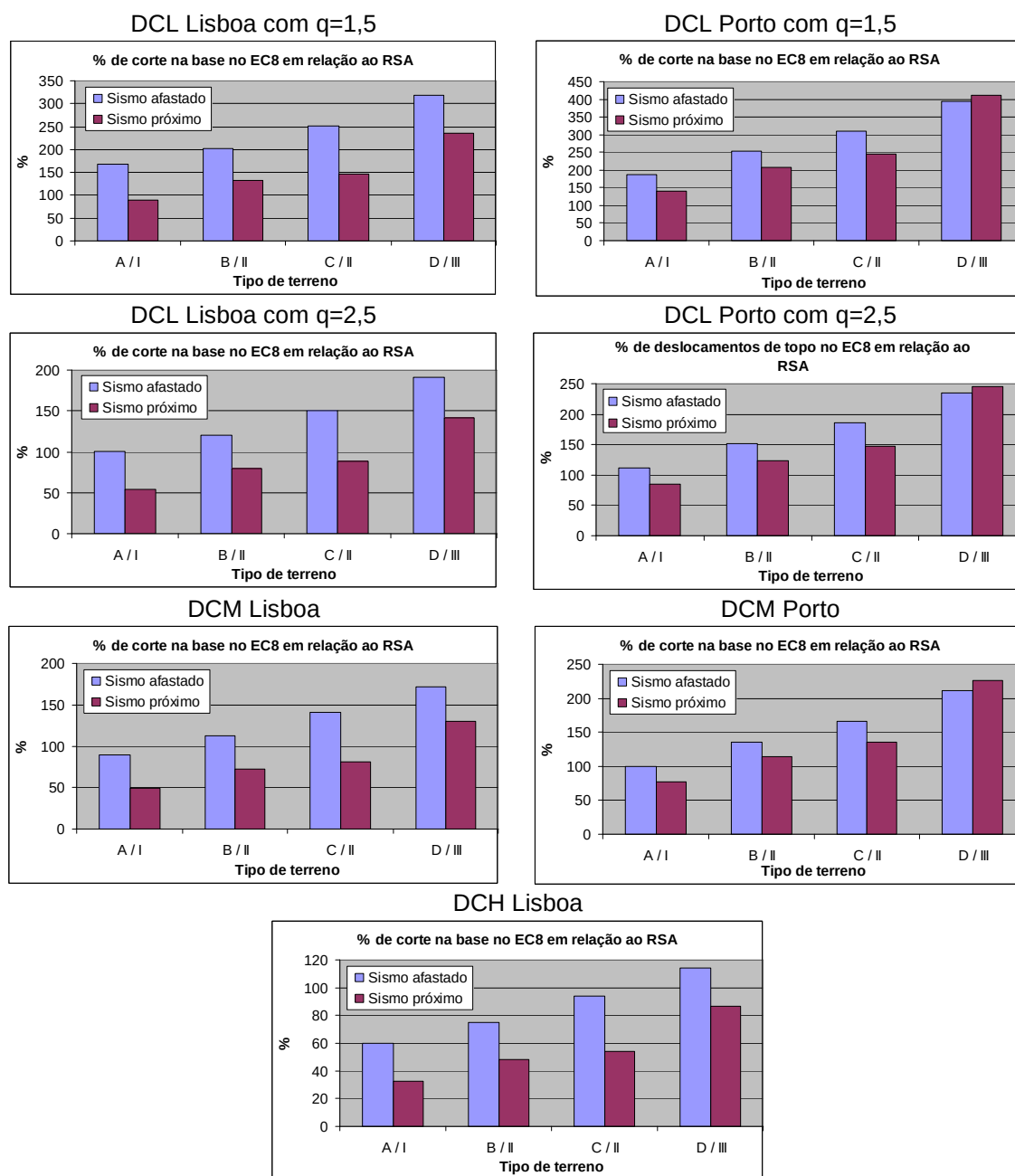


Figura 4. 27. - Relação percentual entre o corte basal obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 1, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Para as restantes configurações estruturais verificam-se na generalidade as mesmas tendências que foram descritas anteriormente, salvo pequenas diferenças que serão mencionadas sempre que se julgue oportuno.

A evolução do corte basal com a classe de ductilidade e zona, para a configuração 2, é apresentada na figura 4.28..

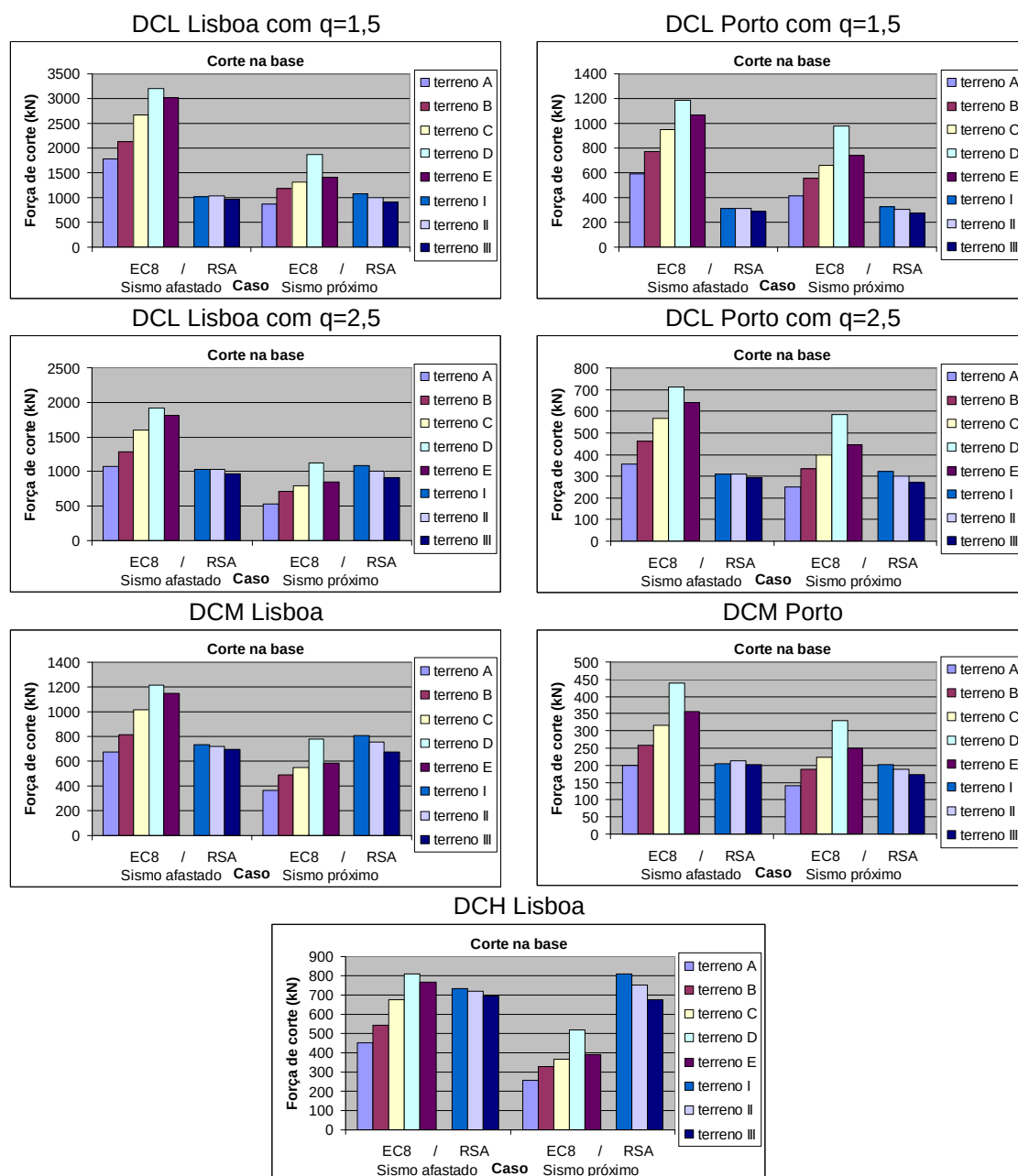


Figura 4. 28. - Corte basal para a configuração 2, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Nesta configuração e relativamente à configuração 1 salientam-se as seguintes diferenças:

- para esta configuração os valores para os vários terrenos entre sismo afastado e próximo para o EC8 são mais diferentes do que o que se passa para a configuração 1;
- o corte basal é na generalidade dos casos superior para o sismo afastado;
- os valores de corte basal são superiores aos da configuração 1, cerca do dobro, por esta possuir um número de pisos superior;
- para a acção sísmica do EC8 existe uma maior diferença entre os resultados para o caso de sismo próximo e afastado;

- para a acção sísmica do RSA a diferença referida anteriormente é mais reduzida do que para a configuração 1;
- a razão entre os cortes para a zona do Porto e de Lisboa são, para a classe de ductilidade média, diferentes das verificadas na configuração anterior, facto que resulta das diferenças entre as configurações estruturais para essas zonas reflectindo-se numa acção sísmica diferente.

A relação entre o corte basal nos dois regulamentos é apresentada na figura 4.29. para a configuração estrutural 2.

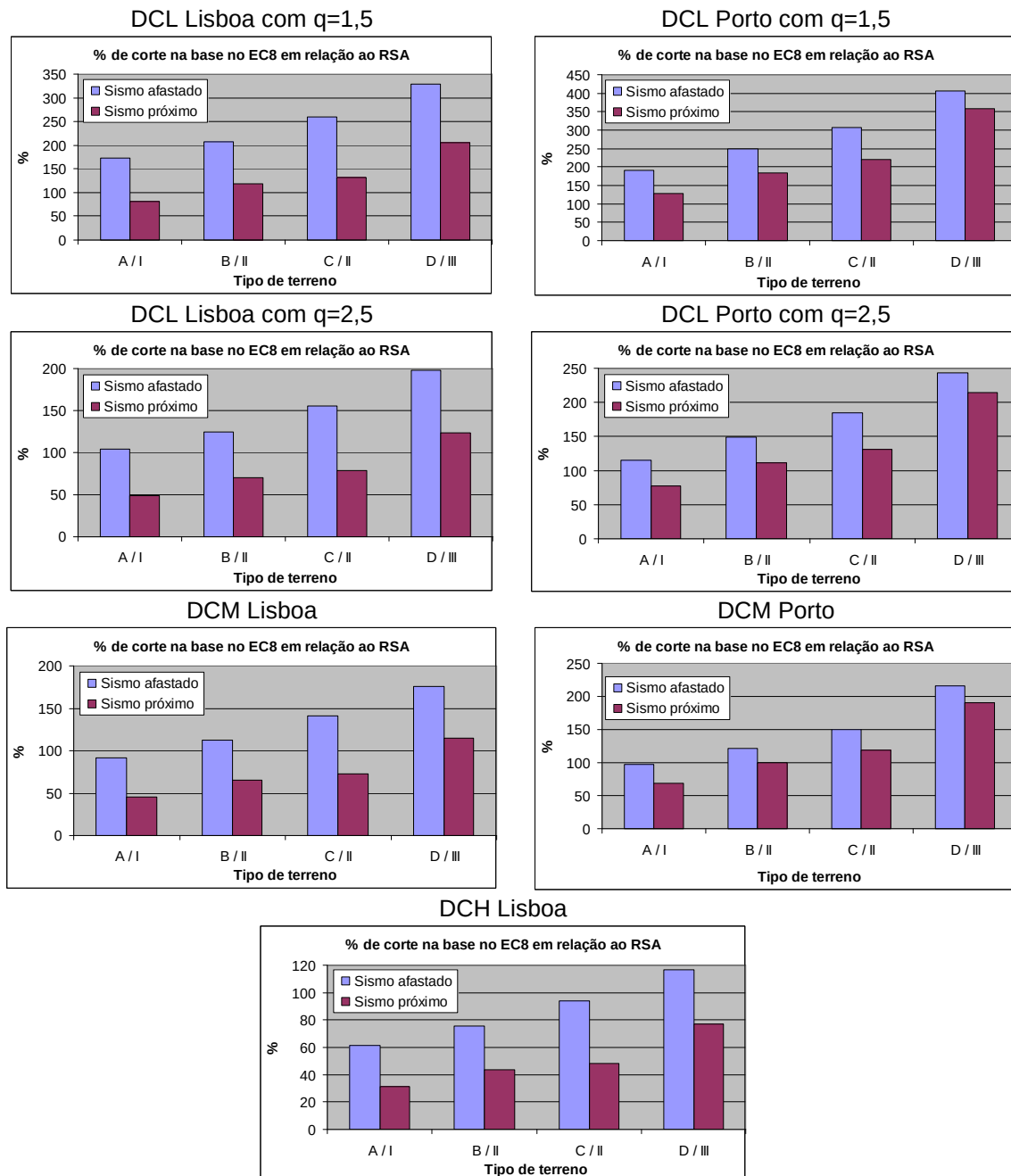


Figura 4. 29. - Relação percentual entre o corte basal obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 2, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

A diferença que esta configuração apresenta relativamente à configuração 1 encontra-se apenas na zona do Porto em que, assim como o que acontece nos deslocamentos, as diferenças para o caso de sismo próximo passam a ser inferiores respectivamente que às da configuração 1.

Para a configuração 3 o corte basal é de cerca do triplo da configuração 1, por ter um número de pisos três vezes superior, os gráficos que representam a variação do corte basal nesta configuração são apresentados na figura 4.30. e têm variação semelhante à da configuração 2, com excepção das relações entre zonas que seguem os valores da configuração 1.

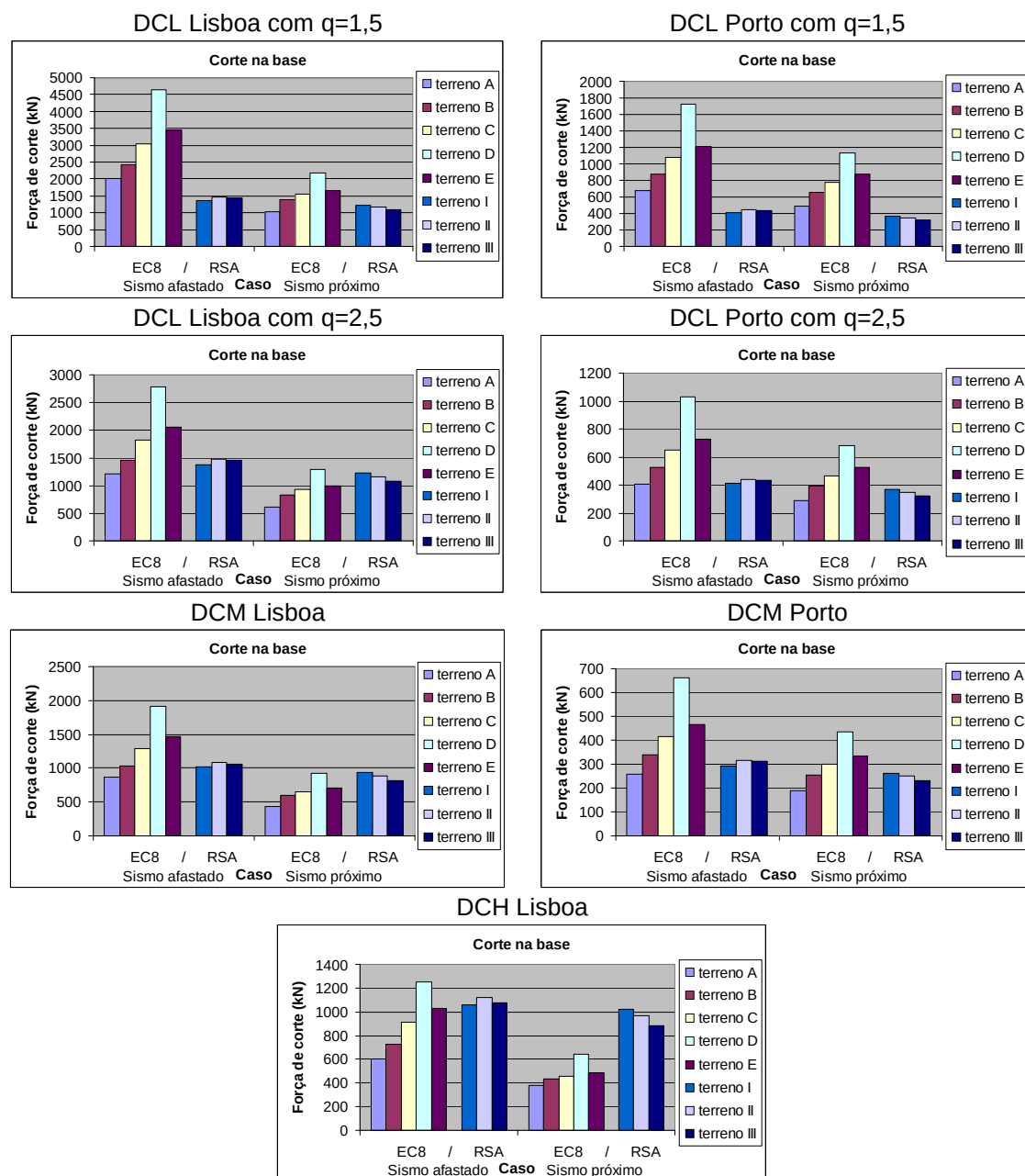


Figura 4. 30. - Corte basal para a configuração 3, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

As relações entre EC8 e RSA são representadas graficamente na figura 4.31., para o caso da configuração 3. As relações de corte basal para esta configuração são em tudo semelhantes às já referidas para a configuração anterior.

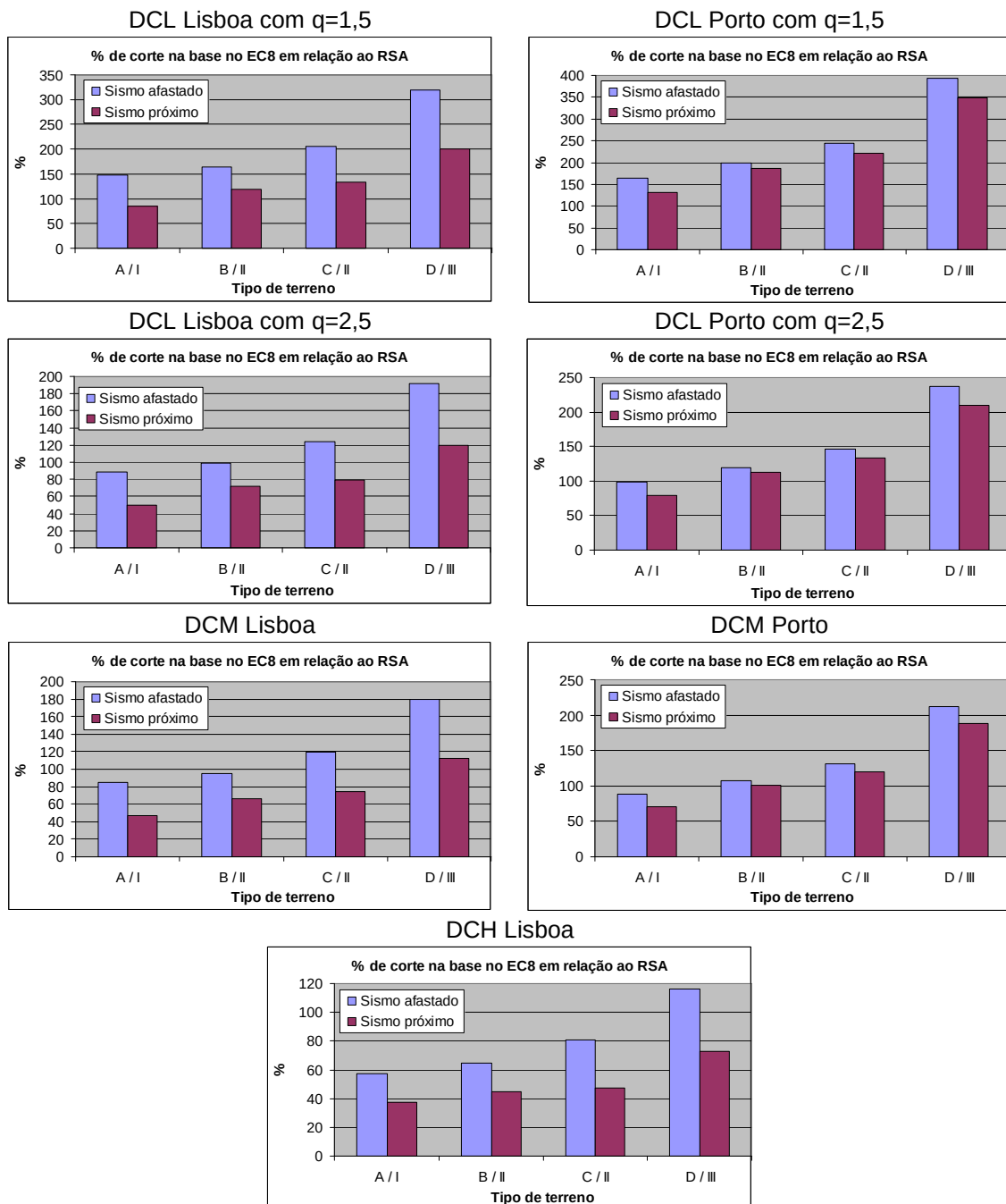


Figura 4. 31. - Relação percentual entre o corte basal obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 3, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Na configuração 5 o corte basal é próximo do da configuração 2, apresentando valores ligeiramente inferiores. Apresenta ainda algumas diferenças consistindo na redução dos valores ser sentida com mais intensidade para o sismo afastado. Os gráficos representativos do corte basal para esta configuração encontram-se na figura 4.32..

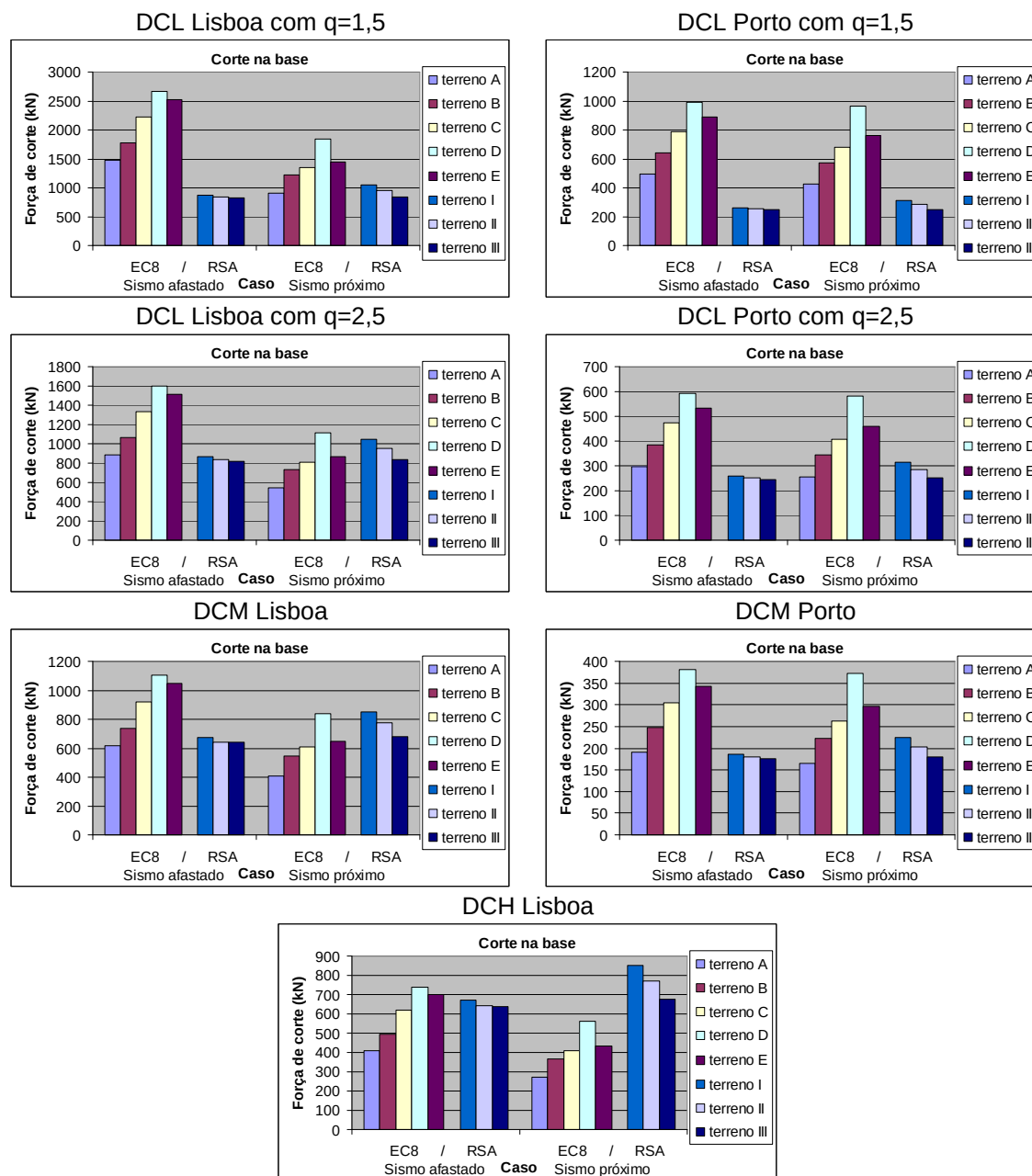


Figura 4. 32. - Corte basal para a configuração 5, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Para a configuração 5 (figura 4.33.) os resultados são em tudo semelhantes aos da configuração 2.

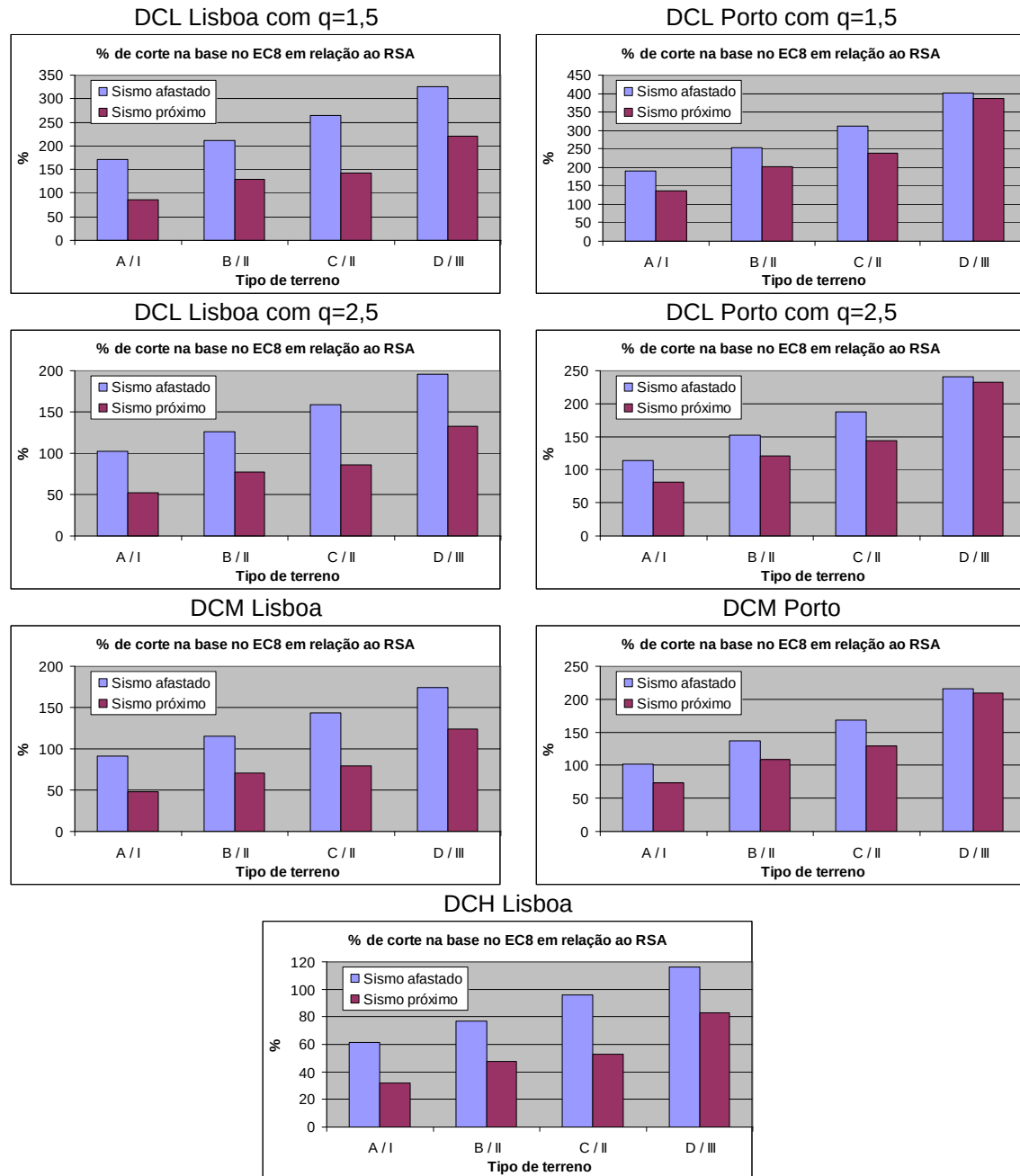


Figura 4.33. - Relação percentual entre o corte basal obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 5, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Na figura seguinte (figura 4.34.) apresentam-se os gráficos das variações do corte basal para a configuração 6.

Relativamente à configuração 2 salientem-se as seguintes diferenças:

- os valores do corte na base da aumentam para todas as classes de ductilidade exceptuando a baixa com coeficiente de 1,5. Esta variação é resultado tanto da diminuição dos coeficientes de comportamento como da variação da configuração estrutural materializada pela supressão de um pilar no 1º piso e do aumento da altura deste em 1,5m o que leva a uma agravamento das forças de corte;

- as relações entre as duas zonas estudadas para a classe de ductilidade baixa aproximam-se das verificadas para a configuração 1.

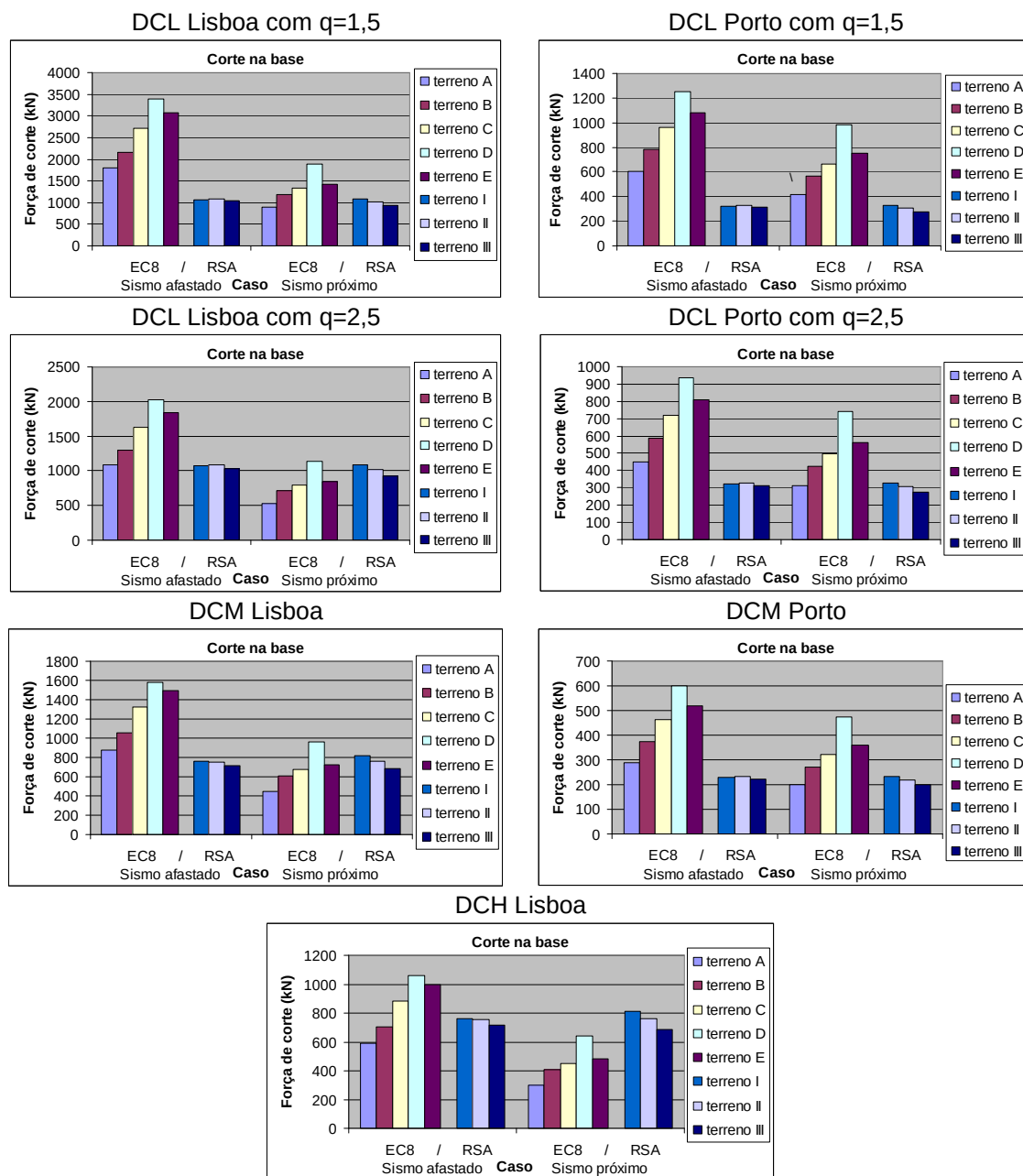


Figura 4. 34. - Corte basal para a configuração 6, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

A configuração 6 por ser muito semelhante à configuração 2, especialmente no número de pisos, apresenta relações entre os dois regulamentos muito semelhantes a esta (figura 4.35.).

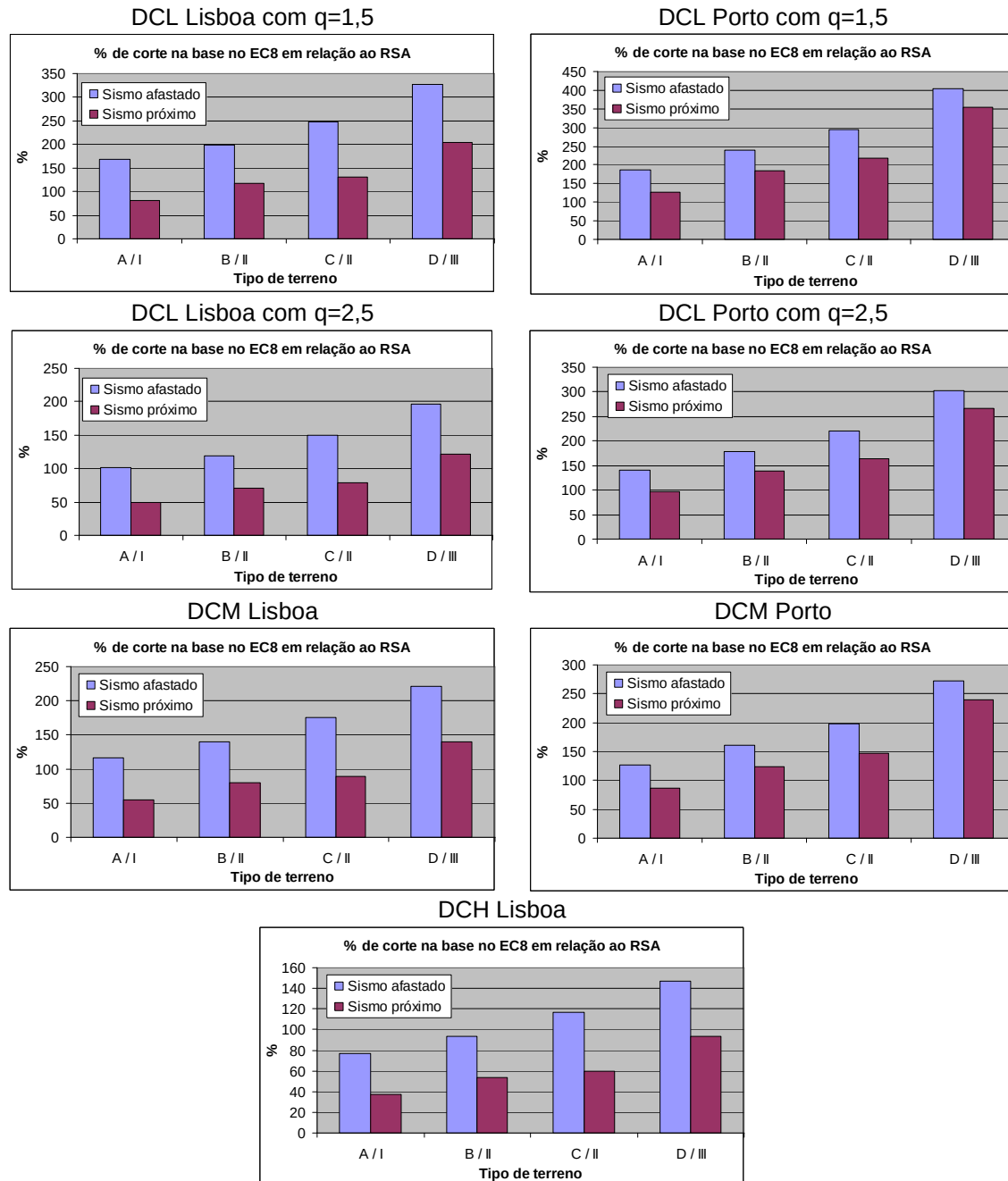


Figura 4. 35. - Relação percentual entre o corte basal obtidos com a acção sísmica do EC8 em relação ao RSA para a configuração 6, nas duas zonas estudadas para todas as classes de ductilidade consideradas.

Como resultado global da análise do corte basal em todas as configurações estruturais pode constatar-se que:

- para a acção sísmica do EC8 o caso de sismo mais determinante é claramente o caso afastado;
- para a acção sísmica do RSA os valores das forças de corte são muito semelhantes para os dois tipos de acção sísmica sendo por esse motivo variável com a configuração estrutural em causa o sismo que é mais determinante;
- para o caso de sismo afastado os valores do EC8 são superiores aos do RSA com excepção da classe de ductilidade alta (por esta existir em termos conceptuais apenas no EC8 e por isso ser

comparada com a ductilidade melhorada no RSA que utiliza um coeficiente de comportamento bem inferior;

- para o caso de sismo próximo as diferenças entre os dois regulamentos dependem da configuração estrutural e da classe de ductilidade;
- a classe de ductilidade é um factor muito importante para as forças sísmicas, isto é, quanto maior o coeficiente de comportamento utilizado menor a acção sísmica e consequentemente as forças de corte;
- a zona de Lisboa, por possuir maior risco sísmico que a zona do Porto, apresenta forças de corte claramente superiores;
- as diferenças entre o caso de sismo afastado e próximo em Lisboa são mais demarcadas do que no Porto, apenas para a acção do EC8;
- as diferenças entre os vários tipos de terreno é mais obvia para a acção do EC8. Para a acção do RSA é quase imperceptível.

Uma vez que os resultados em termos de relação de forças de corte para todas as configurações são muito semelhantes a menos de diferenças pontuais, pode concluir-se que:

- para cada classe de ductilidade a configuração estrutural não tem grande influência para as diferenças encontradas entre os regulamentos;
- estas variações são, no entanto, fortemente afectadas pelo tipo de terreno considerado e coeficiente de comportamento;
- é especialmente evidente que as principais diferenças entre os dois regulamentos se encontram para o sismo afastado, o que se reflecte num dimensionamento mais exigente quando se considera a acção do EC8 em vez do RSA, já que este é o caso mais condicionante no EC8 na generalidade dos casos (quando não é o mais condicionante os dois casos não diferem muito).

4.3.3. INFLUÊNCIA DA DUCTILIDADE

Nas figuras 4.36., 4.37., 4.38., 4.39. e 4.40. apresentam-se os resultados do corte basal para a zona de Lisboa para as três classes de ductilidade consideradas para o EC8 e as duas consideradas para o RSA para as configurações estruturais 1, 2, 3, 5 e 6 respectivamente.

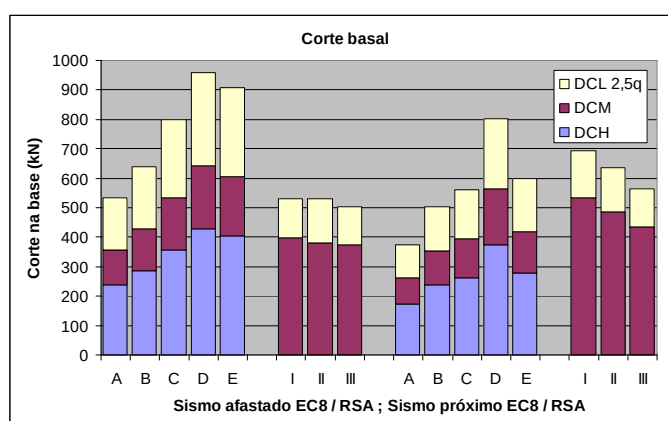


Figura 4. 36. - Corte basal para a configuração 1, na zona de Lisboa considerando as várias classes de ductilidade.

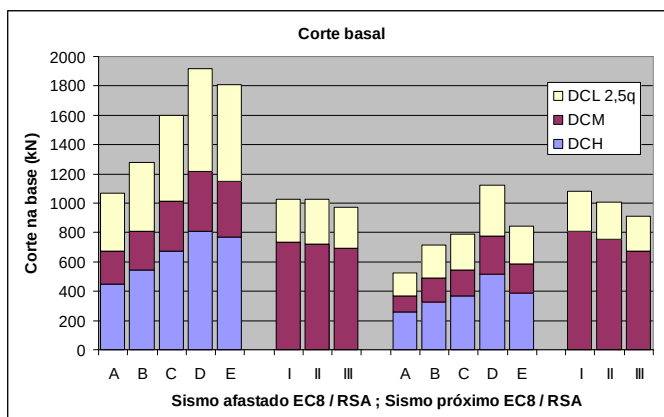


Figura 4. 37. - Corte basal para a configuração 2, na zona de Lisboa considerando as várias classes de ductilidade.

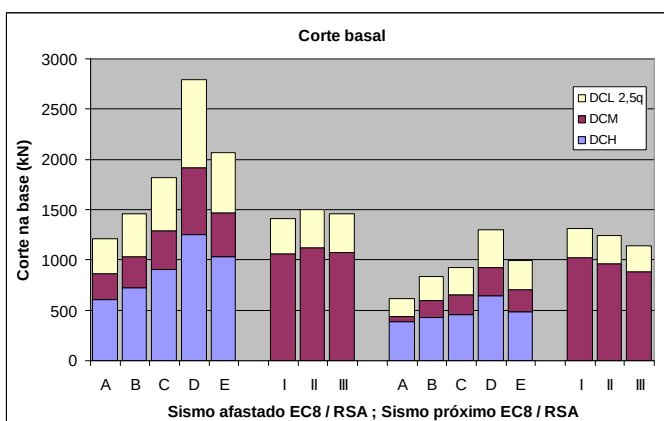


Figura 4. 38. - Corte basal para a configuração 3, na zona de Lisboa considerando as várias classes de ductilidade.

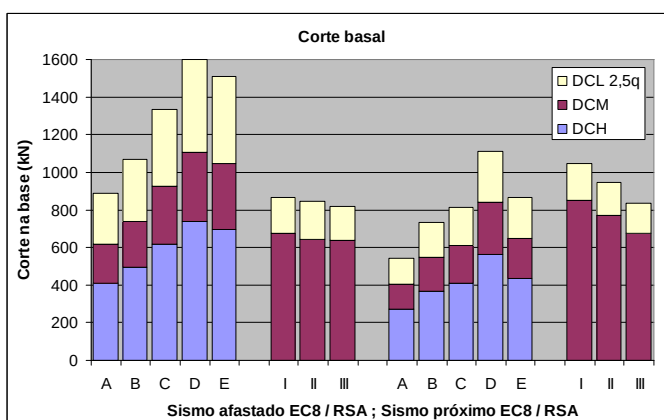


Figura 4. 39. - Corte basal para a configuração 5, na zona de Lisboa considerando as várias classes de ductilidade.

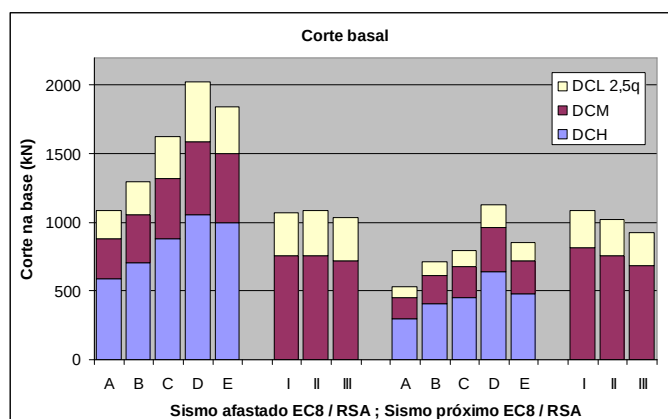


Figura 4. 40. - Corte basal para a configuração 6, na zona de Lisboa considerando as várias classes de ductilidade.

Conforme se pode observar nas figuras anteriores, a classe de ductilidade considerada tem grande influência nos valores de corte na base obtidos para os dois regulamentos estudados. A influência da ductilidade está também dependente da configuração estrutural que se analise, verificando-se que diminui com o aumento da altura do edifício, para a configuração estrutural 1 esta diferença é mais notória.

As variações do corte basal são aproximadamente as mesmas para as configurações 1 e 2 mas apresenta diferenças significativas para a configuração 3 para a acção sísmica do EC8 por não apresentar diferenças tão significativas entre classes de ductilidade como as outras duas configurações (diferenças de 30% em oposição a cerca de 40% nas configurações 1 e 2). A configuração 5 tem variação semelhante à da configuração 2, no entanto na configuração 6 a diferença entre as classes de ductilidade média e baixa do EC8 é menos acentuada.

Nas figuras 4.41., 4.42., 4.43., 4.44. e 4.45. apresentam-se os resultados do corte basal para a zona de Porto para as três classes de ductilidade consideradas para o EC8 e as duas consideradas para o RSA para todas as configurações estruturais analisadas.

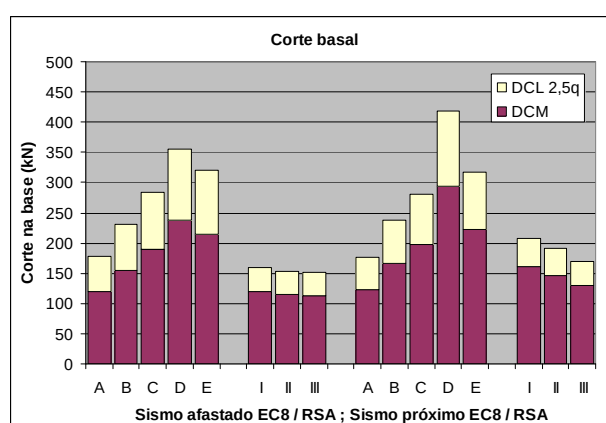


Figura 4. 41. - Corte basal para a configuração 1, na zona do Porto considerando as duas classes de ductilidade.

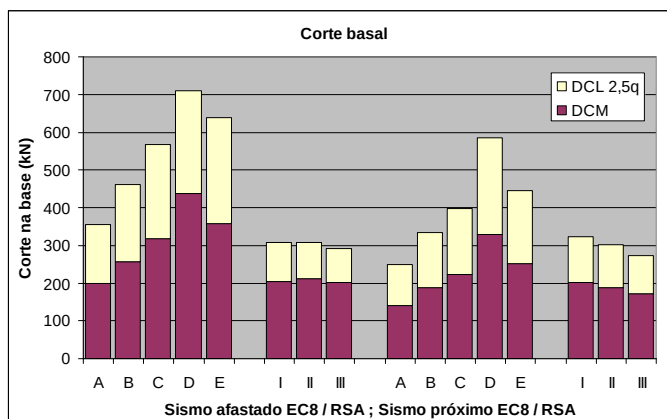


Figura 4. 42. - Corte basal para a configuração 2, na zona do Porto considerando as duas classes de ductilidade.

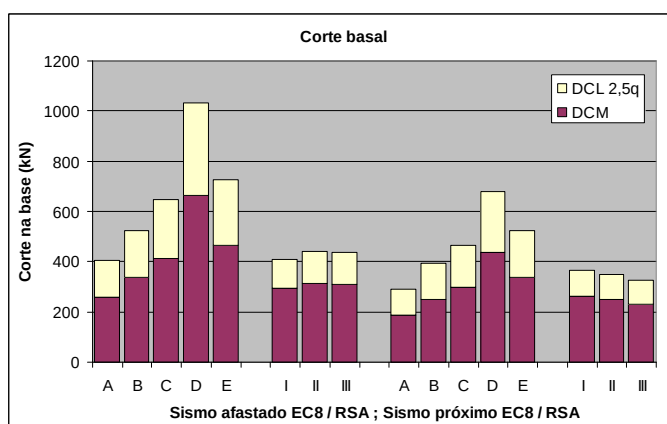


Figura 4. 43. - Corte basal para a configuração 3, na zona do Porto considerando as duas classes de ductilidade.

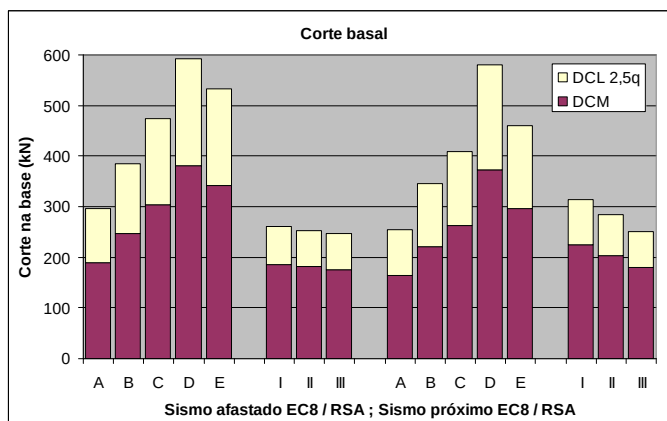


Figura 4. 44. - Corte basal para a configuração 5, na zona do Porto considerando as duas classes de ductilidade.

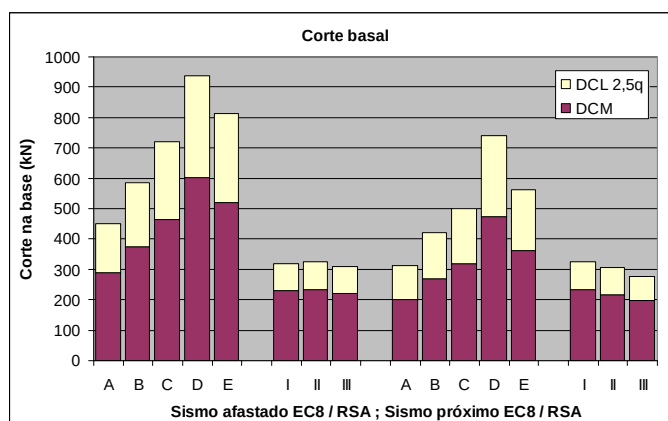


Figura 4. 45. - Corte basal para a configuração 6, na zona do Porto considerando as duas classes de ductilidade.

Para a zona do Porto verifica-se que a classe de ductilidade tem maior influência para a acção sísmica do EC8 do que para o RSA, apresentando diferenças mínimas entre as diferentes configurações.

4.3.4. INFLUÊNCIA DO TIPO DE SISMO

Conforme se pode observar nas figuras 4.36. a 4.40. para a zona de Lisboa e para a acção do EC8 é claramente mais gravosa a acção do sismo do tipo afastado, para todas as configurações embora em proporções diferentes. Para o RSA a diferença entre os dois tipos de sismo é muito menor, verificando-se situações em que é mais gravoso o sismo tipo afastado e outras em que é o próximo.

Para a zona do Porto, tal como se observa nas figuras 4.41. a 4.45., quando sujeita à acção sísmica do EC8, é normalmente mais gravosa a acção do sismo afastado com a excepção da configuração 1 em que tal não se verifica. A acção do RSA, tal como para a zona de Lisboa, apresenta diferenças escassas verificando-se prevalência tanto do sismo afastado como do sismo próximo, dependendo da configuração em análise.

Assim, globalmente podemos admitir que para o EC8 a acção que prevalece é do tipo afastado, enquanto para o RSA se verificam os dois casos mas com diferenças muito pequenas, sendo reduzida a influência do tipo de sismo .

4.3.5. INFLUÊNCIA DA ZONA

A zona de Lisboa tem claramente maior sismicidade do que a zona do Porto, o que é evidente pelo zonamento do território para ambos os regulamentos. Verifica-se, no entanto, que as diferenças entre os dois regulamentos são bem distintas, sendo que para o RSA se verifica maior redução da acção sísmica quando se passa da zona de Lisboa para a zona do Porto; para o EC8 a redução está dependente do tipo de acção sísmica considerado sendo superior no caso de sismo afastado e inferior no caso de sismo próximo. De salientar esta diferença entre os dois regulamentos que decorre do facto de no RSA o zonamento sísmico ser igual para ambos os tipos de acção sísmica, enquanto no EC8 é distinto para os dois tipos de acção sísmica.

4.3.6. INFLUÊNCIA DO TIPO DE TERRENO

Nas figuras 4.36. a 4.45. apresentadas no ponto 3.3.3. verifica-se que para a acção do EC8 a acção sísmica se torna mais gravosa à medida que os terrenos passam de mais rijos a mais brandos, excepção feita para o terreno do tipo E que por possuir uma classificação especial apresenta redução relativamente ao terreno tipo D. As diferenças entre dois terrenos consecutivos ainda são significativas, ao contrário do que se passa no RSA em que as diferenças entre os tipos de terreno são diminutas. Para o RSA, na generalidade dos casos, a acção sísmica diminui quando os terrenos se tornam mais brandos (o contrário apenas acontece quando a frequência própria de vibração da estrutura tem um valor pequeno, encontrando-se no ramo crescente do espectro de resposta), contrariando a tendência do EC8. Neste regulamento observa-se que geralmente a influência dos terrenos é mais marcada para o tipo de sismo próximo.

4.4. ARMADURAS

As armaduras foram calculadas para as combinações sísmicas dos dois regulamentos através de uma ferramenta do SAP 2000 (versão 10.0.2), que apresenta resultados em área de armadura para os vários pontos de cada barra. Esta ferramenta utiliza os pressupostos do EC2 para o cálculo de armaduras nas vigas e pilares, tendo sido utilizados para calcular tanto os edifícios sujeitos à combinação sísmica do EC8 como do RSA, para que se pudessem ter termos comparativos a depender apenas do valor da combinação sísmica utilizada. Esta uniformização de critérios de cálculo de armadura é vantajosa por permitir a comparação entre os resultados sem a influência das especificações de cada regulamento.

A armadura determinada pelo programa é dada em área de armadura para vários pontos de cada barra, tendo-se adoptado as seguintes simplificações para as vigas: colocar inferiormente o valor máximo da área de armadura inferior necessária; em termos de armadura superior adoptou-se, até um quarto do vão, a área máxima de armadura necessário, no restante adoptou-se o valor mínimo necessário; a armadura transversal das vigas é constituída pela máxima necessária até um quarto do vão de cada lado, no restante utilizou-se armadura transversal mínima. Para os pilares optou-se por variar a armadura de dois em dois pisos, considerando o máximo de armadura necessário em cada troço. A armadura transversal dos pilares não é determinada pelo programa, mas utilizou-se o valor mínimo correspondente a:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \rho_w \cdot b_w \quad (4.1)$$

em que ρ_w é o rácio de esforço de corte que para um C25/30 tem o valor de 0,0011.

Para ter completa confiança nos resultados obtidos pelo programa procedeu-se a uma validação das áreas de armaduras em vigas e pilares. Para tal, com base nos esforços a que a barra estava sujeita calculou-se usando as tabelas do LNEC as áreas de armadura requeridas para esses esforços. Em seguida comparou-se os resultados obtidos, comprovando-se que o programa nos disponibiliza áreas de armadura com resultados suficientemente próximos dos obtidos. A verificação foi efectuada para um dos casos em que se calculou armadura, tendo sido escolhida a configuração 2 para a zona de Lisboa, ductilidade baixa com coeficiente de comportamento de 2,5 para a combinação sísmica do EC8 para o sismo afastado, terreno do tipo A. A verificação efectuada para vigas e pilares é a que se transcreve em seguida nas tabelas 4.12. e 4.13. para pilares e vigas respectivamente.

Tabela 4. 12. – Verificação para pilares.

Elemento estrutural	Esforços	Armadura requerida pelas tabelas do LNEC	Armadura requerida pelo programa
Pilar nº 9	$M_{máx} = 222,54 \text{ kN.m}$ $N = 658,77 \text{ kN}$ $V = 119,85 \text{ kN}$	6,98 cm ²	7,5 cm ²

Tabela 4. 13. – Verificação para vigas.

Elemento estrutural	Esforços	Armadura requerida pelas tabelas do LNEC	Armadura requerida pelo programa
Viga nº 100	$M_{máx}^+ = 118,19 \text{ kN.m}$ $\rightarrow \mu = 0,075$ $\rightarrow \omega = 0,079$	5,11 cm ²	5,21 cm ²
	$M_{máx}^- = -176,44 \text{ kN.m}$ $\rightarrow \mu = 0,1125$ $\rightarrow \omega = 0,0794$	7,86 cm ²	8,32 cm ²
	$V = 113,16 \text{ kN}$	2,065 cm ² /m	2,4 cm ² /m
Viga nº 191	$M_{máx}^+ = 136 \text{ kN.m}$ $\rightarrow \mu = 0,087$ $\rightarrow \omega = 0,093$	5,97 cm ²	6,06 cm ²
	$M_{máx}^- = -348,8 \text{ kN.m}$ $\rightarrow \mu = 0,2224$ $\rightarrow \omega = 0,2648$	17,05 cm ²	17,95 cm ²
	$V = 184,39 \text{ kN}$	3,36 cm ² /m	3,3 cm ² /m

Conforme se pode observar dos resultados obtidos anteriormente, o programa SAP 2000 fornece valores de armadura muito próximos dos determinados pelas tabelas do LNEC, sendo na generalidade ligeiramente superiores.

Os resultados em termos de armadura total são em seguida apresentados nas figuras 4.46, 4.47., 4.48 e 4.49 para as configurações estruturais 1, 2, 3, 6 respectivamente.

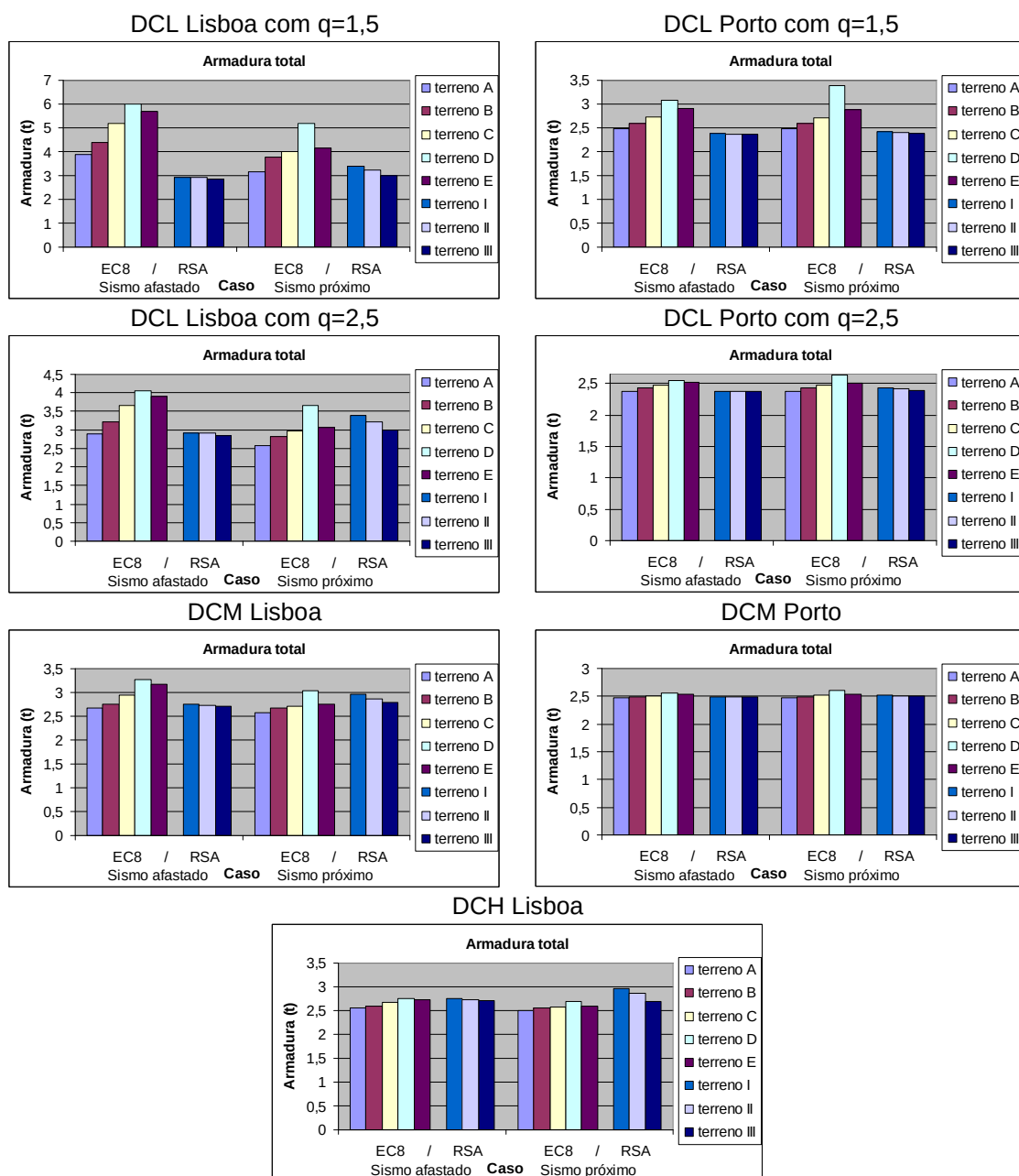


Figura 4. 46. - Armadura total para a configuração estrutural 1, para ambas as zonas e todas as classes de ductilidade.

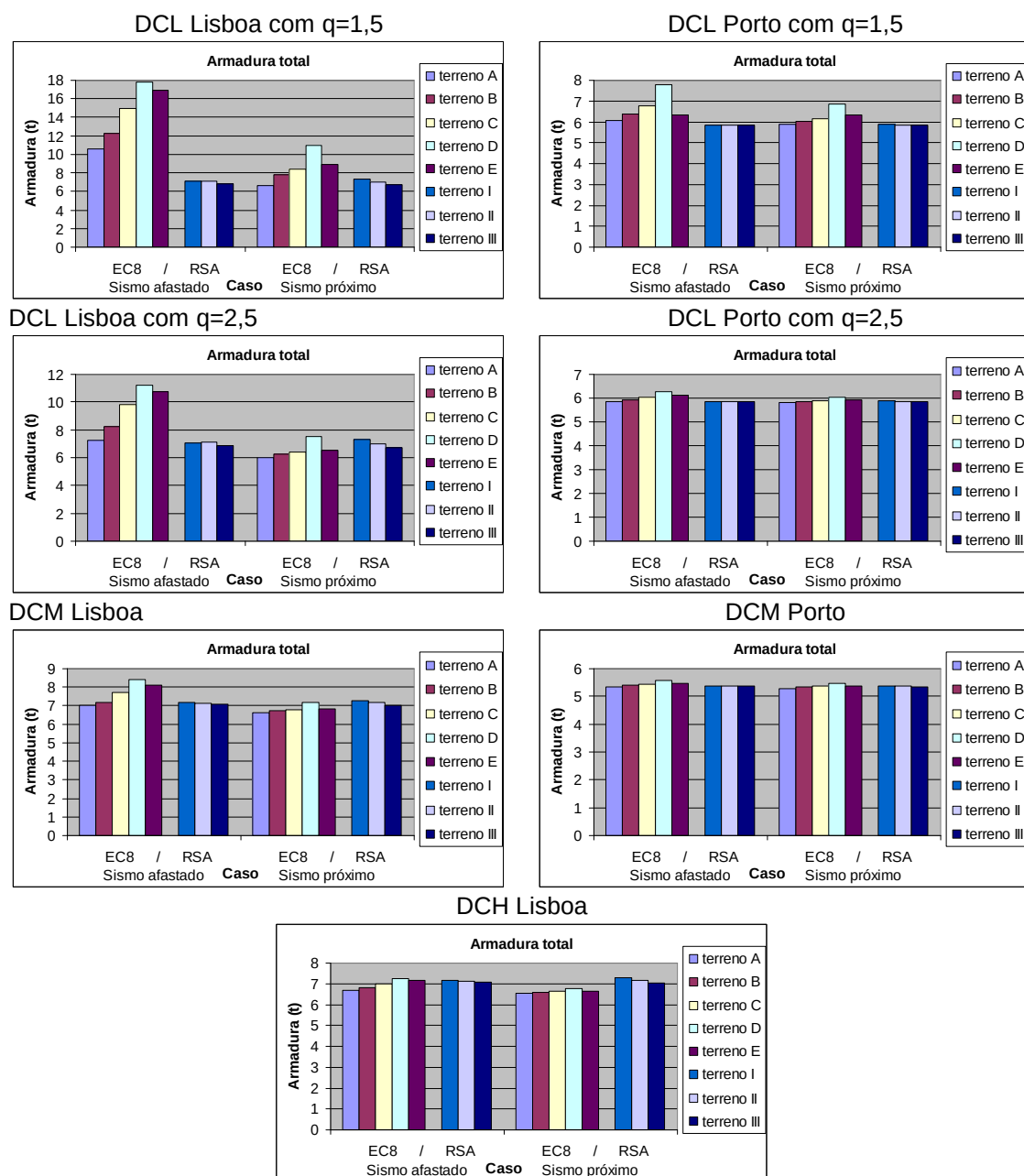


Figura 4. 47. - Armadura total para a configuração estrutural 2, para ambas as zonas e todas as classes de ductilidade.

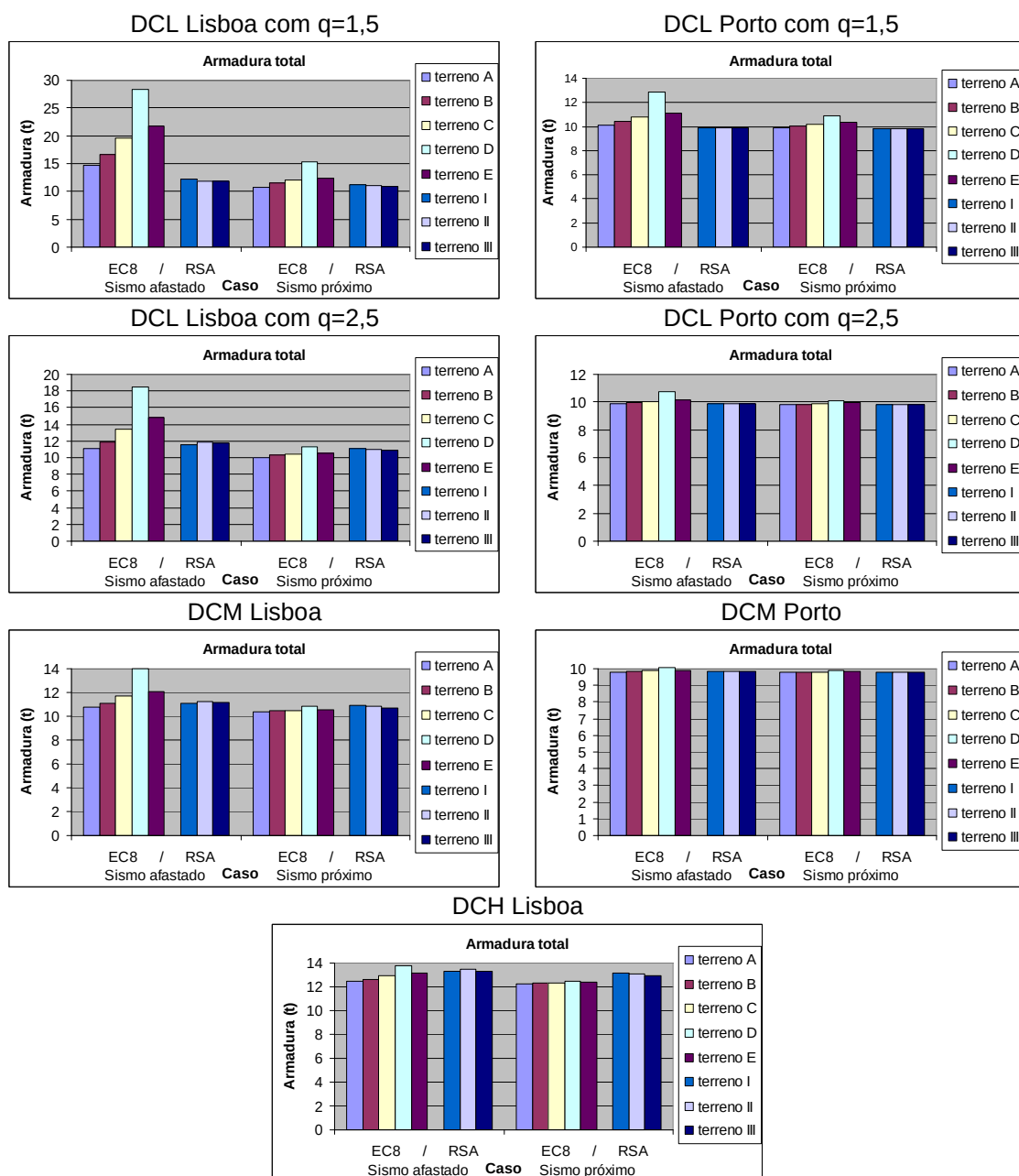


Figura 4. 48. - Armadura total para a configuração estrutural 3, para ambas as zonas e todas as classes de ductilidade.

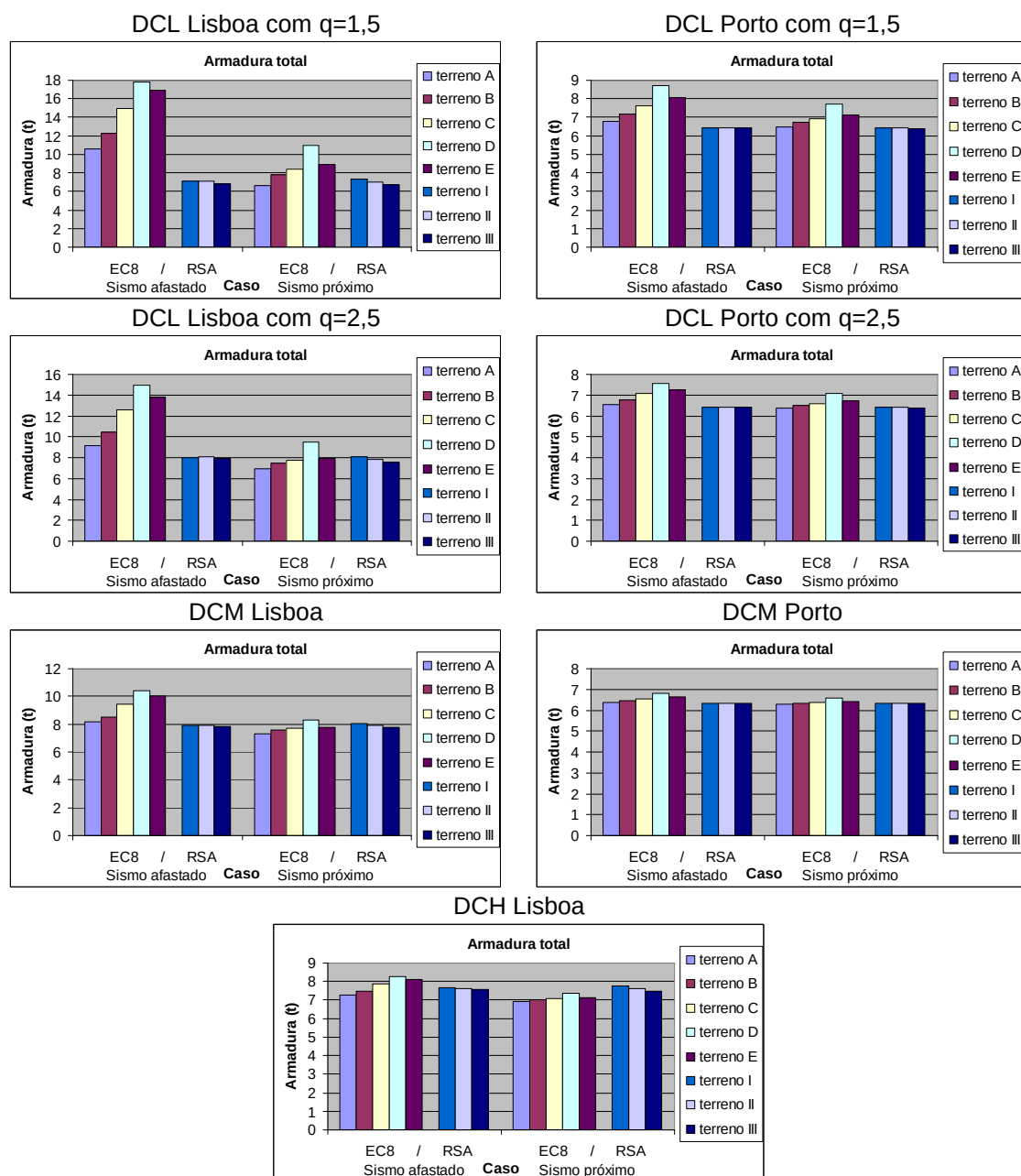


Figura 4. 49. - Armadura total para a configuração estrutural 6, para ambas as zonas e todas as classes de ductilidade.

Dos gráficos anteriormente apresentados nota-se que:

- para qualquer das configurações há muitos casos em que a influência tanto do tipo de terreno, como do tipo de sismo ou de regulamento é muito pequena, o que deriva do facto de no cálculo das armaduras (que é feito segundo o EC2) haver uma armadura mínima que é necessário colocar nos elementos estruturais, independentemente das acções que nele actuem, dependendo apenas das suas dimensões. Quando estas acções resultam numa área de armadura inferior à mínima então a armadura que é colocada é a correspondente ao valor mínimo. Neste caso é de esperar que os resultados sejam muito semelhantes independentemente da acção em causa. Desta forma espera-se que os resultados sejam muito

semelhantes especialmente quando se está a calcular na zona do Porto ou quando a classe de ductilidade é mais alta (pois o coeficiente de comportamento reduz a acção);

- a influência do tipo de terreno, do tipo de acção sísmica e do regulamento é notória para a zona de Lisboa quando a classe de ductilidade é baixa (com coeficiente de comportamento de 1,5 ou 2,5)
- existem ligeiras diferenças para a zona do Porto com classe de ductilidade baixa e para a zona de Lisboa com classe de ductilidade média;
- para o EC8 quando os terrenos passam a mais brandos há aumento da armadura requerida, e na generalidade o caso de sismo afastado é mais gravoso que o sismo próximo
- para o RSA as diferenças entre os dois tipos de sismo são quase inexistentes e o seu valor é inferior ao do EC8 para sismo afastado e mais semelhante no caso de sismo próximo;
- as configurações estruturais que possuem maior número de pisos apresentam naturalmente resultados de armadura superiores;
- entre a configuração estrutural 2 e 6, que têm o mesmo número de pisos, a configuração 6 é a que apresenta maiores quantidades de armadura. Este facto deve provavelmente estar relacionado com a supressão do pilar no primeiro piso originando esforços mais gravosos na viga que suporta o pilar, conduzindo a áreas de armadura bem superiores;
- na variação entre classes de ductilidade verifica-se que as classes de ductilidade mais altas requerem menor quantidade de armadura por este cálculo ter apenas em consideração a acção resultante da combinação sísmica, e não contabilizar as disposições específicas de colocação de armadura de forma a garantir um dado nível de ductilidade. Se empregássemos a estes casos as disposições constantes do EC8 e do REBAP no que diz respeito aos elementos estruturais com classes de ductilidade alta certamente obteríamos valores de armadura bem superiores, dado que os regulamentos obrigam à colocação de armadura adicional para garantir a ductilidade dos elementos que lhes é associada pelo coeficiente de ductilidade;
- na maior parte dos casos na passagem do dimensionamento segundo o RSA para o EC8 a diferença em gastos de armadura é mínima. No entanto, nos casos em que a acção sísmica é preponderante existe um acréscimo de armadura requerida pelo EC8 relativamente ao requerido pelo RSA entre 50% e 140% dos terrenos mais rijos para mais brandos, para o caso de sismo afastado. Para o caso de sismo próximo o acréscimo de quantidades de armadura é inferior, chegando a ser um decréscimo de 10% para terrenos mais rijos até um acréscimo de 50% para terrenos mais brandos.

A configuração estrutural 5 é mais complicada de estudar em termos de armaduras por possuir na sua constituição um núcleo rígido de betão armado e uma laje nervurada, para as quais são necessárias disposições específicas de armadura. Por este motivo optou-se por não realizar o estudo das armaduras nesta configuração estrutural.

5

APLICAÇÃO DA ANÁLISE PUSHOVER

O EC8, para além de análises lineares, permite a realização de análises sísmicas mais avançadas, em que o comportamento não linear material seja considerado, de que se destacam as análises não lineares estáticas. Estas análises, permitindo avaliar o comportamento das estruturas de forma mais rigorosa, vão ser aplicadas, neste capítulo ao estudo das estruturas dimensionadas com o RSA, e para as quais o EC8 preveja esforços maiores, de modo a avaliar se ainda será possível verificar a sua segurança.

Assim, neste capítulo, faz-se a aplicação da análise pushover à configuração estrutural 2, quando sujeita à acção sísmica do RSA e do EC8 para determinado tipo de terreno e de acção sísmica. Esta análise é efectuada utilizando um programa de cálculo estrutural, em que o comportamento não linear é considerado concentrado em rótulas plásticas, e com base num método de análise pushover designado Método N2.

5.1. ANÁLISE PUSHOVER / ASPECTOS GERAIS

A análise pushover é um método de análise estática não-linear com controlo de deslocamentos globais ou locais, em que se considera o comportamento não linear da estrutura (evitando a utilização de um coeficiente de comportamento) e assenta no princípio de relacionar a resposta global da estrutura com uma estrutura equivalente de um grau de liberdade. Daí que a análise pushover apresente boas estimativas da resposta sísmica para estruturas que vibram principalmente num modo. Nesta análise obtém-se sequencialmente a cedência e o colapso dos elementos, assim como a capacidade global da estrutura, e permite uma mais adequada avaliação do desempenho sísmico para diferentes estados limites.

A análise pushover fornece informações sobre as características das estruturas que não se obtêm em análises estáticas tais como a ductilidade da estrutura, a identificação de regiões críticas que exigem um dimensionamento mais pormenorizado e a avaliação da estrutura e identificação das descontinuidades de resistência em planta e altura.

Este tipo de análise também tem desvantagens. Por exemplo é mais adequada a estruturas baixas e com frequências elevadas, apresentando dificuldade em modelar adequadamente os modos de vibração mais elevados, e admite que a deformada da estrutura não varia ao longo do tempo (daí ser sugerido no EC8 mais do que uma distribuição em altura das forças laterais). Além disso, esta análise detecta

apenas a formação de um mecanismo, não identificando outras zonas críticas que poderão resultar das alterações das características dinâmicas da estrutura.

A análise pushover será aplicada a uma das configurações estruturais estudadas no capítulo anterior com o propósito de verificar se a utilização do coeficiente de comportamento traduz com uma boa aproximação o comportamento não linear da estrutura e se as estruturas dimensionadas segundo o RSA ainda terão segurança suficiente nos casos em que o EC8 põe níveis de acção sísmica mais elevados. A análise será realizada para apenas uma das direcções tal como foi feito no capítulo anterior pois o objectivo é comparar os resultados com os obtidos anteriormente.

Para esta análise seleccionou-se a configuração 2 por ser regular em planta e altura, e a acção sísmica do RSA por ser normalmente inferior à do EC8, para verificar se com uma representação do comportamento da estrutura mais próximo do real os resultados obtidos pelos dois regulamentos tendem a aproximar-se. O tipo de terreno seleccionado foi o tipo II por ser um terreno intermédio, nem excepcionalmente rijo nem brando (para além disto, numa versão anterior do EC8 existiam apenas três tipos de terreno, dos quais se deveria utilizar o intermédio quando não se dispusesse de informações suficientes acerca das características do terreno) e será considerado o sismo afastado por ser este o que apresenta maiores diferenças. A zona estudada foi a zona do Porto com classe de ductilidade baixa com coeficiente de comportamento de 2,5 e a zona de Lisboa também com classe de ductilidade de 2,5. A este edifício dimensionado de acordo com a combinação sísmica do RSA aplicou-se a análise pushover com a acção do RSA para sismo afastado, terreno II e a acção do EC8 para sismo afastado terreno do tipo C.

Para a realização da análise pushover utilizou-se o programa de cálculo PNL. O programa PNL, desenvolvido por Varum (1996), tem a capacidade de reproduzir o comportamento de pórticos planos em betão armado sujeitas a cargas estáticas e/ou dinâmicas, considerando a não linearidade material para o comportamento em flexão dos elementos.

Neste programa a modelação do comportamento dos elementos estruturais de betão armado sujeitos a deformações cíclicas baseia-se na idealização de que as deformações inelásticas estão concentradas junto das extremidades dos elementos numa determinada extensão ao longo da qual ocorrem os fenómenos de comportamento não-linear. É considerado que em cada elemento estrutural, as zonas inelásticas estão localizadas junto às extremidades e que, na porção compreendida entre essas zonas, o elemento tem um comportamento elástico e linear. Os elementos são, assim, idealizados através de modelos de plasticidade concentrada, admitindo que o comportamento não linear e correspondentes deformações inelásticas se concentram num dado ponto da extremidade ou ao longo de um dado comprimento fixo junto à extremidade. O modelo permite ainda considerar zonas inelásticas com comprimentos distintos nas duas extremidades do elemento. Deste modo a idealização do modelo estrutural é realizada considerando um elemento de barra constituído pela associação em série de três sub-elementos. O sub-elemento central possui um comportamento elástico linear, estando ligado em cada uma das extremidades a um sub-elemento com comportamento não-linear, conforme figura 5.1..

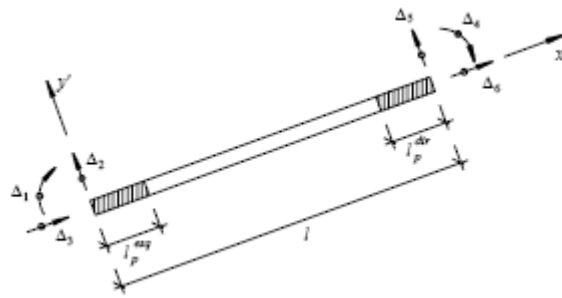


Figura 5. 1. - Elemento estrutural repartido em sub-elementos de comportamento elástico linear e de comportamento não linear, associados em série, Varum, H. S. A. (1995).

Uma característica muito importante deste modelo hysterético é a capacidade de reprodução do comportamento distinto para os dois sentidos de flexão, dado que a curva de comportamento é definida através de uma curva trilinear distinta em cada sentido, não obstante, neste caso, apenas se aplicará a análise numa das direcções sendo que na outra o comportamento não deverá ser significativamente distinto.

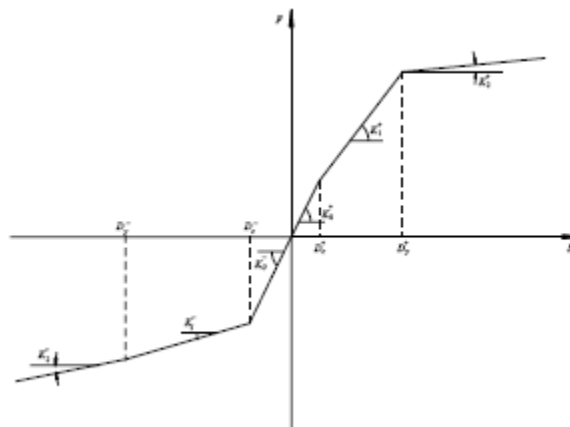


Figura 5. 2. - Curva base de comportamento trilinear, Varum, H. S. A. (1995).

Com o programa PNL calculou-se as curvas de comportamento do material trilineares com a configuração representada na figura 5.2..

A modelação do comportamento inelástico socorre-se de modelos hysteréticos das relações generalizadas força-deslocamento não lineares, baseados no pressuposto de que parte da energia fornecida ao sistema estrutural por parte da excitação sísmica é dissipada nestes sub-elementos inelásticos, permitindo que os esforços na estrutura sejam mais baixos do que os se a análise fosse linear elástica. O modelo hysterético não-linear em flexão reproduz o comportamento de elementos de betão armado sujeitos a um carregamento repetido e alternado que é capaz de traduzir a degradação de rigidez com a deformação; a degradação de rigidez após inversão do carregamento; a degradação de resistência; e aperto, conforme se apresenta na figura 5.3..

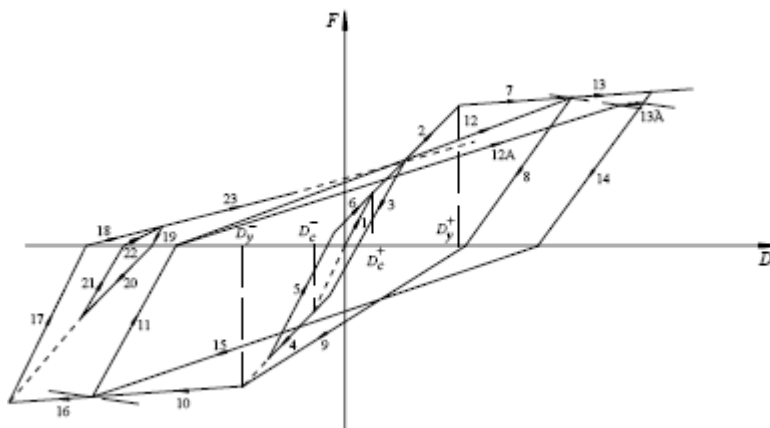


Figura 5. 3. - Regras de histerese associadas ao modelo não linear em flexão, Varum, H. S. A. (1995).

O procedimento de cálculo consiste no incremento monotónico de uma carga lateral definida pelo utilizador até um nível em que é atingido o ponto de mecanismo. O mecanismo é atingido quando na estrutura se formam um número suficiente de rótulas plásticas, por forma a criar instabilidade na estrutura. O comprimento dessas rótulas foi definido para os pilares com metade da sua altura, e para as vigas com a altura das mesmas, porque se verifica que o comprimento das rótulas plásticas nas vigas é superior ao dos pilares devido à acção do esforço transversal nestas.

O carregamento vertical que se aplicou à estrutura foi o correspondente a combinação quase permanente das acções que sobre ela actuam, como é definido no método. Para o carregamento lateral adoptou-se uma distribuição em altura “modal”, isto é, a distribuição em altura das forças laterais é proporcional à distribuição de forças laterais determinadas pelo método de análise baseado na aplicação de forças estáticas horizontais. Porém, a carga calculada por este método está aquém da carga que é capaz de produzir um mecanismo da estrutura (a estrutura mantém-se em regime linear), por esse motivo incrementou-se o seu valor mantendo, no entanto, a sua distribuição em altura proporcional ao modo de vibração fundamental da estrutura. Para além desta configuração em altura das cargas laterais deveria ter-se considerado uma distribuição uniforme, segundo o disposto no EC8, no entanto, por este não ser o objecto principal deste trabalho e por se prever que os resultados não tenham diferenças significativas não se considerou esta análise.

Os resultados da análise pushover são dados em termos de uma curva de capacidade que traduz a relação entre força de corte basal e o deslocamento no nó de controlo com valores de deslocamento a variar entre 0 e 150% do deslocamento de desempenho. O nó de controlo considerado na estrutura em questão foi o nó nº 90 situado no último piso, na extremidade do segundo pórtico.

5.2. MÉTODO N2

O Método N2 (Fajfar, 1999) é um dos métodos mais correntes e utiliza um factor redutor de força, R_μ , o período T^* do sistema de um grau de liberdade e relações $R_\mu-T^*$ para a determinação do nível de ductilidade envolvido e, consequentemente, do valor do deslocamento de desempenho. É este o método directo recomendado pelo Anexo B do EC8 para a avaliação do deslocamento de desempenho envolvendo análise “pushover” e cujo procedimento é o que se descreve em seguida:

- modelação da estrutura atendendo ao comportamento não linear de todos os seus elementos estruturais;

- definição da acção sísmica, representada neste caso pelo espectro de resposta elástico no formato aceleração-deslocamento espectral;
- determina-se o espectro inelástico neste mesmo formato para diferentes μ ;
- recorre-se à análise pushover da estrutura e determina-se a curva de capacidade resistente, utilizando o programa PNL com uma carga horizontal, correspondente à acção sísmica, com uma distribuição proporcional ao modo fundamental de vibração da estrutura. Com o aumento monotónico da carga lateral determina-se a curva de capacidade representando a relação deslocamento de topo - corte na base;
- a partir dos dados que se dispõe da estrutura determina-se o sistema de um grau de liberdade equivalente, através das expressões utilizadas por Rita Bento (2003):

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_i \quad (5.1)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} \quad (5.2)$$

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} \quad (5.3)$$

$$D^* = \frac{D}{\Gamma} \quad (5.4)$$

- define-se uma relação aproximada entre força de corte na base e deslocamentos de topo elasto-plástica através um diagrama bilinear, em que a área abaixo do gráfico deve ser a mesma que a área que se tinha inicialmente, conforme figura 5.4.;

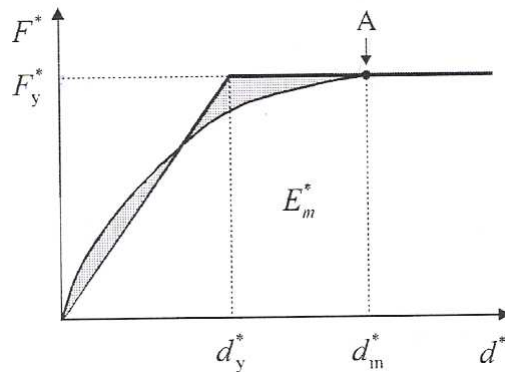


Figura 5. 4. – Determinação da relação força-deslocamento idealizada, diagrama bilinear, EN 1998-1.

O período T^* do sistema de um grau de liberdade equivalente idealizado, por seu turno, pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (5.5)$$

- determina-se o diagrama de capacidade (aceleração – deslocamento) dependendo do regulamento que se aplique;
- determina-se o desempenho sísmico de um sistema de um grau de liberdade, isto é determina-se o deslocamento do nó de controlo;

O deslocamento de desempenho da estrutura com período T^* e comportamento elástico ilimitado é dado por:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (5.6)$$

onde $S_e(T^*)$ é a aceleração no espectro elástico regulamentar para o período T^* .

Para a determinação do deslocamento de desempenho, d_t^* , o método directo do EC8 sugere diferentes expressões, consoante o intervalo em que se localiza o período T^* .

Nos casos em que se verifique $T^* < T_C$, duas situações são possíveis:

Se $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$, a resposta é elástica e

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (5.7)$$

Se $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$, a resposta é não linear e

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (5.8)$$

em que R_μ é a razão entre a aceleração da estrutura com comportamento elástico ilimitado, $S_e(T^*)$, e a aceleração da estrutura com rigidez limitada, F_y^* / m^* .

$$R_\mu = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (5.9)$$

Nos casos em que se verifique $T^* \geq T_C$, o deslocamento de desempenho será dado simplesmente por:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (5.10)$$

A relação entre as duas abordagens pode ser visualizada nas figuras 5.5.. É utilizado um formato aceleração-deslocamento nos espectros de resposta das figuras. O período T^* está representado pela linha radial que une a origem do sistema de eixos ao ponto do espectro de resposta elástico de coordenadas $d^* = S_e(T^*)(T^* / 2\pi)^2$ e $S_e(T^*)$.

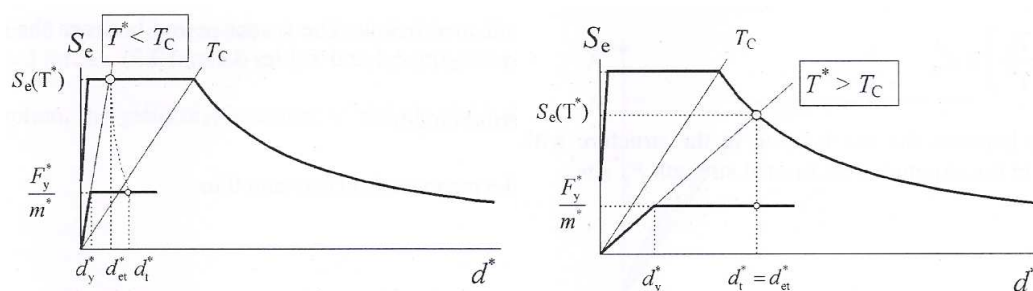


Figura 5. 5. – Determinação do deslocamento de desempenho para o sistema de um grau de liberdade equivalente (EN 1998-1).

Caso o deslocamento de desempenho obtido para o sistema de um grau de liberdade d_t^* seja muito diferente do deslocamento considerado inicialmente como o ponto de mecanismo d_m^* usado para a determinação do diagrama bilinear de força-deslocamento idealizado deve aplicar-se um processo iterativo em que o deslocamento de mecanismo toma o valor do deslocamento de desempenho obtido d_t^* até os seus valores convergirem.

- determina-se o desempenho sísmico da estrutura por multiplicação do deslocamento do sistema de um grau de liberdade pelo factor de transformação conforme definido na expressão (5.2);
- recorre-se a uma análise estática, aumentando monotonicamente as cargas horizontais até se atingir o deslocamento de topo determinado no passo anterior;
- para essa análise determinam-se os esforço e deslocamentos em todos os pontos da estrutura.

5.3. DISPOSIÇÃO DE ARMADURAS

Consideraram-se as armaduras de acordo com o requerido para a acção sísmica do RSA no Porto e em Lisboa. Considerando que as armaduras obtidas para Lisboa e Porto não são em valor total muito diferentes realizou-se ainda uma análise em que se considerou para a zona de Lisboa a estrutura dimensionada para o Porto.

As armaduras foram determinadas com base em critérios de uniformização ao longo de ambos os pórticos, fazendo-se variar a armadura dos pilares de dois em dois pisos, considerando o valor máximo de armadura requerida nesse intervalo. Para as vigas dispôs-se a armadura com base nos critérios utilizados em 4.4. tendo o cuidado de adoptar a armadura superior com continuidade entre duas vigas consecutivas. Porque ambos os pórticos são simétricos considerou-se que as armaduras a dispor também o devem ser.

Na figura 5.6. representa-se a configuração estrutural 2 com a numeração dos pilares e das vigas usada. As armaduras requeridas em cada secção e a disposição adoptada são as que constam dos anexos A9 a A11 para os pilares e vigas respectivamente.

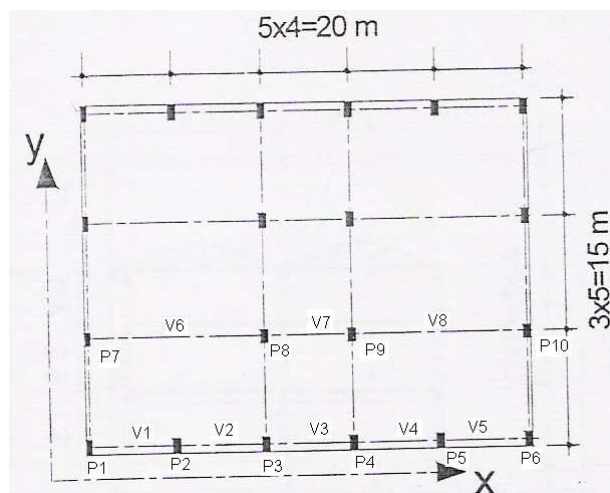


Figura 5. 6. – Desenvolvimento em planta da configuração estrutural 2 e respectiva numeração de vigas e pilares.

Numa fase posterior verificou-se que este nível de armaduras na zona de Lisboa fica aquém do requerido, tendo-se optado por realizar um novo cálculo pushover com as armaduras efectivamente requeridas, e acordo com a disposição que se apresenta nos anexos A12 a A14.

5.4. CURVA DE CAPACIDADE

Como referido em 5.1. a curva de capacidade traduz a relação entre a força de corte basal e o deslocamento no nó de controlo, representada para valores de deslocamento entre 0 e 150% do deslocamento de desempenho.

Apresenta-se, em primeiro lugar, o estudo da resposta sísmica, através da análise pushover, da estrutura com a configuração 2 na zona do Porto e dimensionada de acordo com o RSA.

Na figura 5.7., apresenta-se a curva de capacidade da configuração 2 obtida cujo ponto de mecanismo é obtido para um deslocamento do sistema de vários graus de liberdade de 0,182m. Nesta figura apresenta-se também o diagrama bilinear de relação força deslocamento idealizada. Este mecanismo é o que se representa na figura 5.8., em que se pode observar que a formação das rótulas plásticas acontece nas vigas e pilares da base para o topo do edifício e predominantemente nos pisos inferiores.

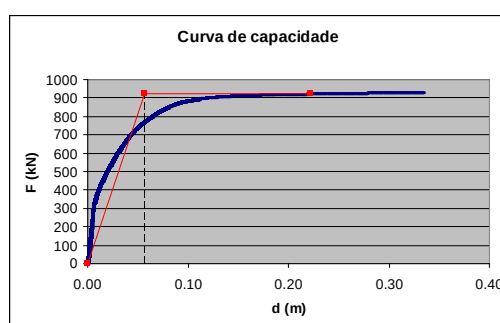


Figura 5. 7. – Curva de capacidade para a configuração 2 dimensionada para o Porto (RSA).

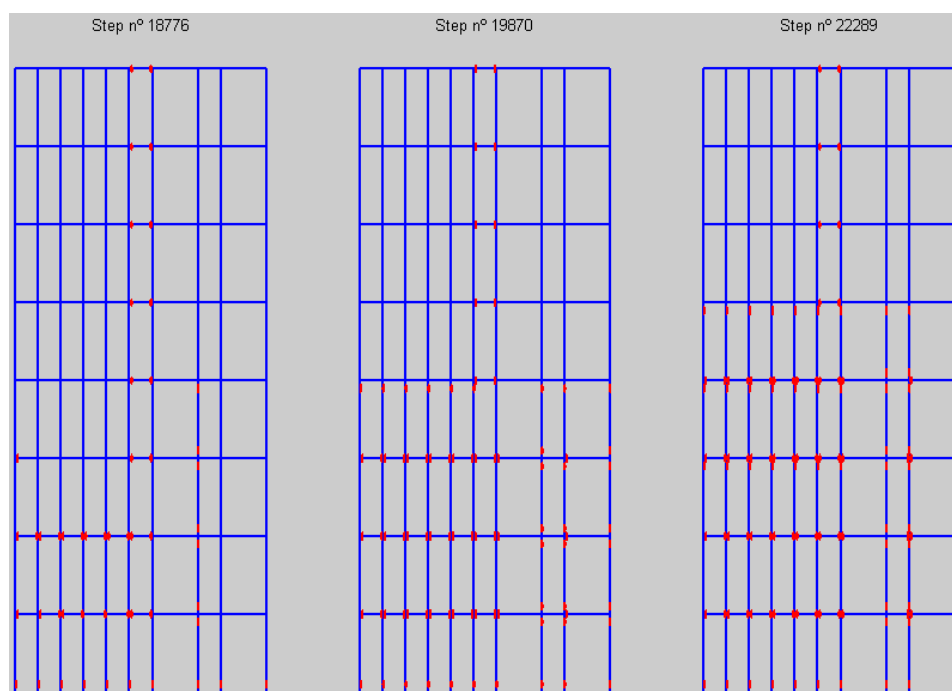


Figura 5. 8. - Rótulas plásticas que conduzem à formação do mecanismo, para a configuração estrutural 2 dimensionada para o Porto (RSA).

Para esta zona do Porto e uma vez que a armadura obtida para este caso pouco depende do regulamento aplicado, do tipo de acção sísmica ou do tipo de terreno, sendo essencialmente condicionada pela armadura mínima a colocar em cada elemento (armadura condicionada essencialmente pelas dimensões dos seus elementos estruturais, como já foi referido em 4.4.), tanto a análise pushover com a acção do RSA como com a do EC8 conduzem a deslocamentos de desempenho na zona de regime linear. Na figura 5.9. representa-se a curva de capacidade, em que se faz sobressair o ponto de mecanismo e os respectivos deslocamentos de desempenho para a análise pushover realizada aplicando a acção dos dois regulamentos. O deslocamento de desempenho é, como se pode observar, para o caso da acção do RSA inferior ao deslocamento de cedência e para a acção do EC8 ligeiramente superior a este.

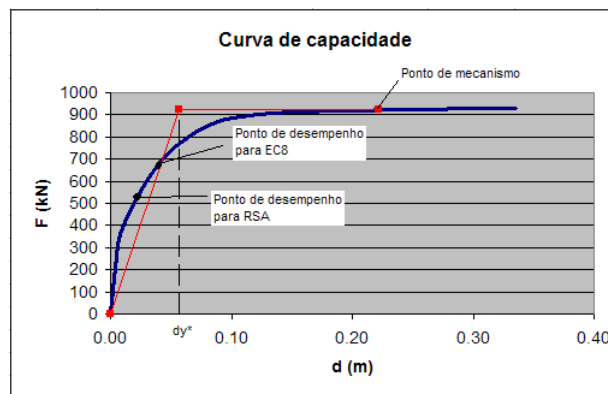


Figura 5. 9. – Curva de capacidade e deslocamentos de mecanismo e desempenho para o EC8 e RSA, na zona do Porto, para a configuração estrutural 2 dimensionada para o Porto (RSA).

Com o objectivo de avaliar o comportamento desta estrutura para um nível de acção sísmica mais elevada, admitiu-se que agora se encontrava localizada na zona de Lisboa, sendo de esperar que haja incursão em regime não-linear, já que neste caso a quantidade de armadura disposta é inferior à efectivamente requerida. Na figura 5.10. representa-se a curva de capacidade para este caso (igual à anteriormente analisada uma vez que a estrutura é a mesma) em que se salienta o ponto de mecanismo e os respectivos deslocamentos de desempenho para a análise pushover considerando a acção dos dois regulamentos. Conforme se pode observar o deslocamento de desempenho obtido para a aplicação da acção sísmica pelos dois regulamentos é claramente superior ao deslocamento de cedência que tem o valor de 0,061m.

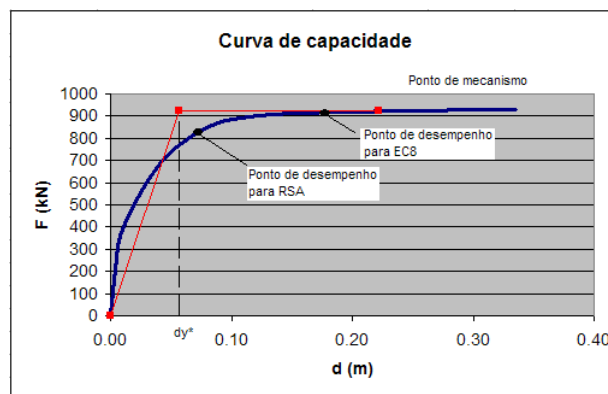


Figura 5. 10. - Curva de capacidade e deslocamentos de mecanismo e desempenho para o EC8 e RSA, na zona de Lisboa, para a configuração estrutural 2 dimensionada para o Porto (RSA).

Para a nova armadura considerada para a zona de Lisboa, calculada com base na acção do RSA nesta zona, obtém-se a seguinte curva de capacidade (figura 5.11.), com uma configuração muito semelhante à apresentada anteriormente mas com forças de corte bem superiores. em que o ponto de mecanismo é obtido para um deslocamento de topo da extremidade do segundo pórtico (nó de controlo) de 0,302m. O mecanismo obtido é o que se representa na figura 5.12., em que se observa que a formação das rótulas plásticas acontece predominantemente nos pisos inferiores e sequencialmente da base para o topo.

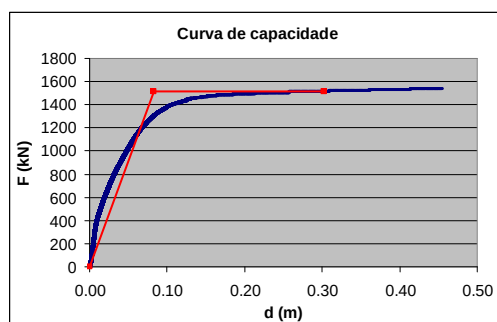


Figura 5. 11. - Curva de capacidade para a configuração 2 dimensionada para a acção sísmica de Lisboa (RSA).

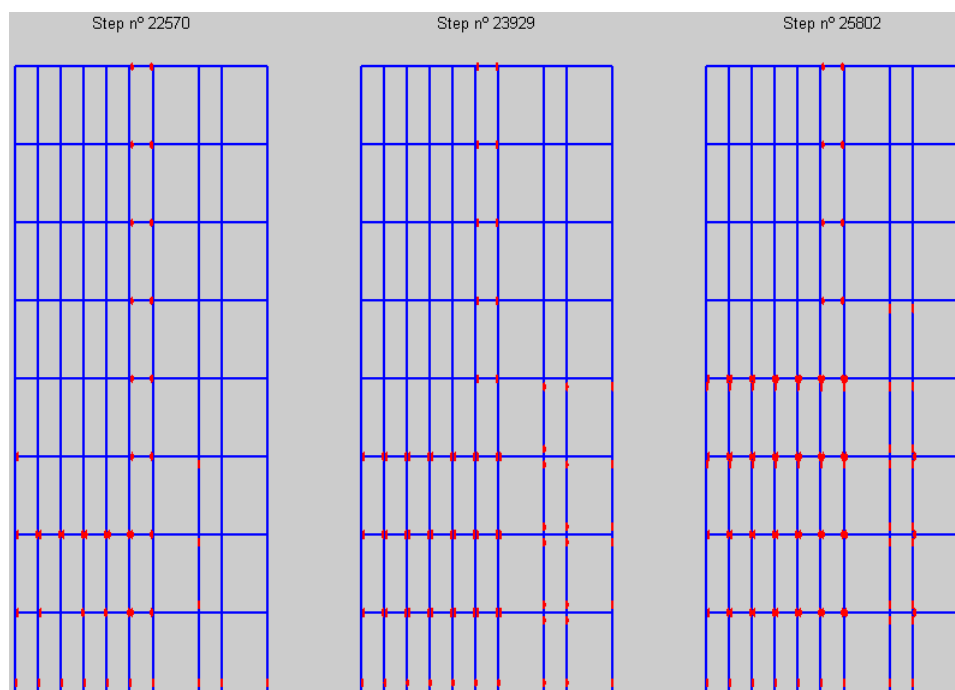


Figura 5. 12. - Rótulas plásticas que conduzem à formação do mecanismo, para a configuração estrutural 2 dimensionada para a acção sísmica de Lisboa (RSA).

Na figura 5.13. representa-se a curva de capacidade para o caso em análise, salientando-se o ponto de mecanismo e os respectivos deslocamentos de desempenho para a análise pushover realizada aplicando a acção dos dois regulamentos. Conforme se pode observar o deslocamento de desempenho é ligeiramente superior ao deslocamento de cedência para a acção do EC8 e inferior a este para a acção do RSA.

Assim, pode concluir-se que esta estrutura, dimensionada de acordo com a acção sísmica prevista no RSA, ainda dispõe de uma segurança adequada para a nova acção, com intensidade superior, prevista no EC8.

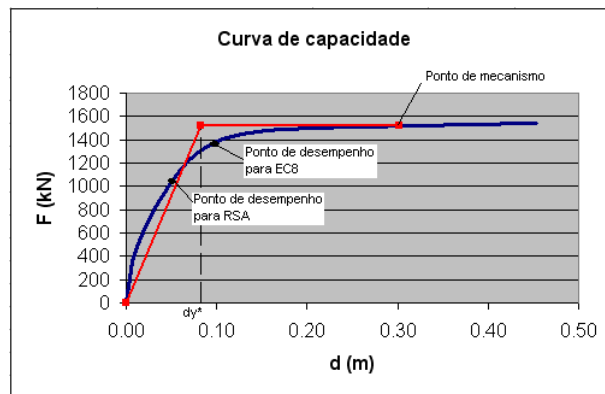


Figura 5. 13. - Curva de capacidade e deslocamentos de mecanismo e desempenho para EC8 e RSA, da zona de Lisboa, da configuração 2 dimensionada para a acção sísmica de Lisboa (RSA).

Finalmente, considerou-se a mesma estrutura sujeita à acção sísmica correspondente à zona de maior sismicidade do país, zona 1 do EC8. Para este caso verifica-se uma incursão mais acentuada em regime não linear porém com um deslocamento inferior ao do mecanismo. A curva de capacidade e respectivo ponto de desempenho estão representadas na figura 5.14..

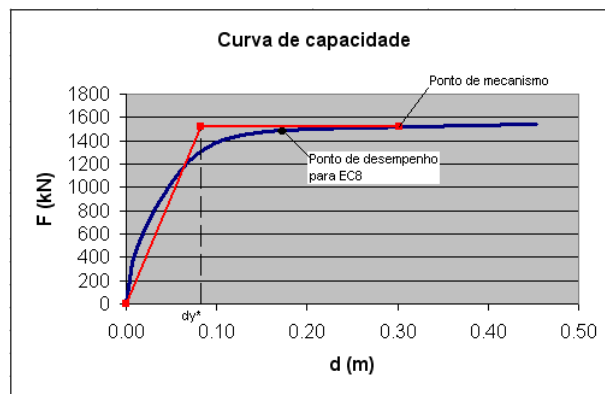


Figura 5. 14. - Curva de capacidade e deslocamentos de mecanismo e desempenho para EC8 e RSA, da zona 1, da configuração 2 dimensionada para a acção sísmica de Lisboa (RSA)..

Pode então concluir-se que esta estrutura, ainda que dimensionada para uma zona de menor sismicidade, a zona de Lisboa, poderá suportar a acção da zona de maior sismicidade do país.

5.5. DESLOCAMENTOS

Os resultados dos deslocamentos obtidos foram estudados para a extremidade do pórtico interno em comparação com os resultados obtidos pela análise elástica linear, e são apresentados na figura 5.15., para a configuração 2 na zona do Porto.

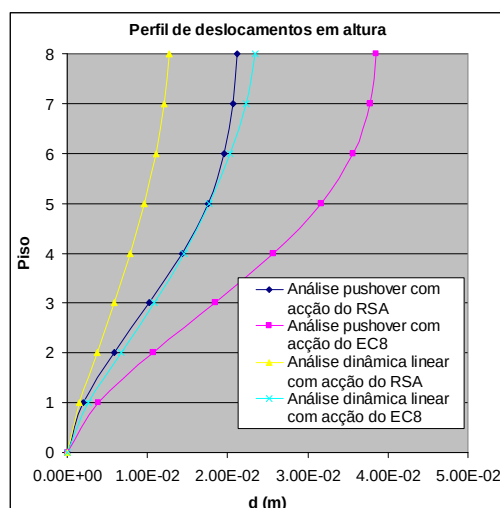


Figura 5. 15. - Perfis de deslocamentos em altura da configuração 2 para as análises dinâmica linear e pushover, para a zona do Porto.

Conforme se pode observar nesta figura, os resultados em termos de deslocamentos de uma análise pushover com a ação do RSA são ligeiramente superiores aos resultados obtidos para a análise dinâmica sem considerar os efeitos de não linearidade material, já para a ação do EC8 os resultados são bastante superiores. Não obstante, a forma do perfil de deslocamentos em altura é semelhante para ambos os tipos de análise.

A disparidade dos deslocamentos obtidos para o EC8 pela análise pushover relativamente à análise dinâmica linear pode ser explicada pelo facto de a estrutura não estar dimensionada para resistir a um nível de ação tão elevada (superior à ação do RSA para o qual foi dimensionada a estrutura).

Apresentam-se, na figura 5.16., os deslocamentos da configuração estrutural 2 devidos à ação sísmica de Lisboa, dimensionada de acordo com a ação do RSA para esta zona, podendo observar-se que os perfis de deslocamentos em altura têm configurações semelhantes.

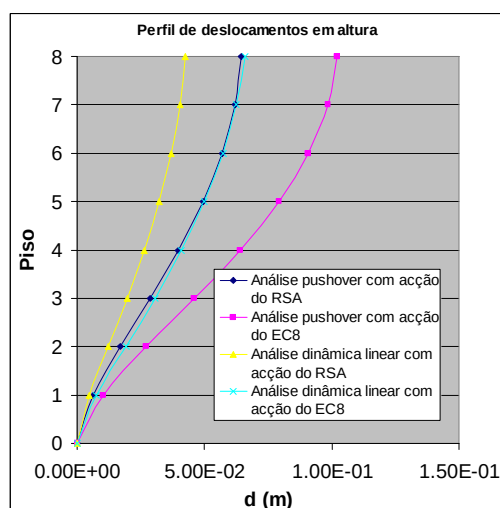


Figura 5. 16. - Perfis de deslocamentos em altura da configuração 2 para as análises dinâmica linear e pushover, para a zona de Lisboa com as novas armaduras.

Nesta figura pode constatar-se que a diferença entre os dois regulamentos é mais notória para o caso da análise tendo em conta o comportamento não-linear dos materiais, tendo esta diferença, como já foi referido para a zona do Porto, a sua origem no facto de se ter aplicado a acção do EC8 e do RSA a uma estrutura dimensionada para o RSA, cujo valor é inferior ao previsto no EC8.

Para melhor compreender o alcance e a influência dos resultados da análise pushover pode fazer-se as verificações em termos de estado limite de serviço. Esta verificação consiste, em linhas gerais, na confirmação que o drift entre pisos está abaixo de determinado valor:

- para edifícios que tenham elementos não estruturais ou frágeis ligados à estrutura:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h = 0,015 \text{ m} \quad (3.1)$$

- para edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h = 0,0225 \text{ m} \quad (3.2)$$

- para edifícios com elementos não estruturais fixados de forma a não interferir com deformações estruturais, ou que não possuam elementos não estruturais:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h = 0,03 \text{ m} \quad (3.3)$$

em que

d_r é o deslocamento entre pisos;

h é a altura do piso;

v é o factor de redução que tem em consideração o baixo período de retorno da acção sísmica associada à exigência de limitação dos danos, com o valor de 0,5 para o caso em questão.

Deste modo para a zona do Porto tem-se:

- acção do RSA: $d_r \cdot v = 0,0019 \text{ m}$;
- acção do EC8: $d_r \cdot v = 0,0037 \text{ m}$

valores bem inferiores aos limites impostos pelo EC8.

E para a zona de Lisboa:

- acção do RSA: $d_r \cdot v = 0,0058 \text{ m}$;
- acção do EC8: $d_r \cdot v = 0,0094 \text{ m}$

valores que verificam com alguma folga a condição da limitação dos danos.

Donde se conclui que a exigência de limitação dos danos é verificada para esta estrutura, mesmo quando dimensionada para a acção sísmica do RSA e a verificação é efectuada de acordo com o EC8.

Em resumo, pode concluir-se que, para esta estrutura, os resultados da análise pushover dependem, como era de esperar, das armaduras adoptadas na estrutura e que, em termos de deslocamentos se obtêm valores superior aos da análise dinâmica linear. Verificou-se, ainda, que a estrutura dimensionada de acordo com o RSA verifica as exigências impostas pelo EC8 no que diz respeito a estado limite de serviço.

5.6. FORÇAS SÍSMICAS

Os resultados em termos de forças de corte para a configuração estrutural na zona do Porto 2 são apresentados na figura 5.17..

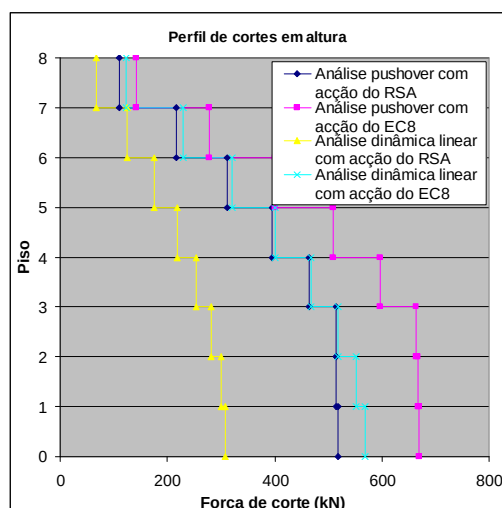


Figura 5. 17. - Perfis de cortes em altura da configuração 2 para as análises dinâmica linear e pushover, para a zona do Porto.

O perfil de cortes em altura apresenta, para a acção sísmica do RSA, valores superiores para a análise pushover relativamente aos obtidos para a análise dinâmica linear, enquanto que para o EC8 são relativamente próximos.

Dado que nas análises pushover os esforços estão directamente relacionados com a armadura existente, a razão entre os valores da análise pushover e da análise dinâmica depende das quantidades de armaduras que vierem a ser adoptadas. Estando as armaduras sobredimensionadas, pelo facto já referido anteriormente de em alguns casos a armadura disposta corresponder a valores mínimos, e portanto com quantidades superiores às efectivamente requerida para combinação sísmica, justifica-se que através da análise pushover, quando se considera a acção sísmica do RSA, se obtenham forças sísmicas mais elevadas devido à sobrerresistência da estrutura.

Quando se considera na análise pushover a acção sísmica do EC8 esta sobrerresistência atenua-se e os resultados aproximam-se.

Na figura 5.18. está representado o perfil de cortes em altura das análises realizadas, para a zona de Lisboa, da configuração 2 dimensionada de acordo com o RSA para esta zona

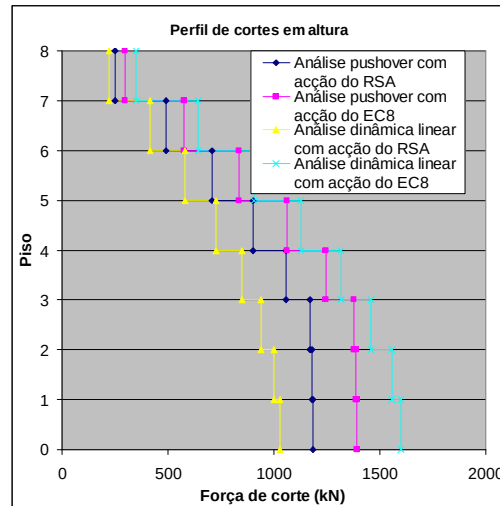


Figura 1

Figura 5. 18. - Perfis de cortes em altura da configuração 2 para as análises dinâmica linear e pushover, para a zona de Lisboa, da configuração 2 dimensionada de acordo com o RSA.

Neste perfil verifica-se que os valores da análise pushover são um pouco superiores aos obtidos para análise dinâmica linear, quando se considera a acção sísmica do RSA nas duas análises, devido à sobrerresistência que a análise não linear explora após o esforço de cedência nas secções da estrutura. Quando se considera a acção do EC8, em termos de análise linear verifica-se um agravamento dos esforços proporcional ao agravamento da acção sísmica do RSA, para o EC8. Como se considerou a armadura obtida com o RSA para a análise pushover com o EC8, o agravamento das forças de corte deve-se apenas ao aumento dos esforços resistentes após cedência, nas barras da estrutura, devido a uma maior incursão no regime não linear.

6

CONCLUSÕES

Neste capítulo tiram-se as conclusões globais do trabalho realizado e dos exemplos estudados e faz-se referência a alguns desenvolvimentos futuros com interesse para a continuação deste trabalho.

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

O objectivo deste trabalho consistiu essencialmente na análise dos efeitos da nova definição da acção sísmica presente no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 sobre a prática corrente de dimensionamento e sua comparação com o vigente na actual regulamentação em vigor, o RSA.

Dado que, na evolução do RSA para EC8, foi alterado simultaneamente o zonamento, os valores da aceleração à superfície e as configurações espectrais, não é possível identificar de forma simples e única (para os vários pontos do território e para construções de diferentes características dinâmicas) as consequências directas dessa evolução no projecto das estruturas.

No respeitante ao zonamento sísmico, e apesar de que em ambos os regulamentos se tenha optado pelo duplo cenário de uma acção sísmica próxima e uma acção sísmica afastada, note-se que o EC8 define dois tipos de mapas, um para cada tipo de acção sísmica, ao passo que para o RSA o zonamento é o mesmo para os dois tipos de sismo.

Relativamente à aceleração à superfície não se encontram grandes alterações no respeitante aos seus valores, é no entanto importante referir que os períodos de retorno associados a esses valores são diferentes, 475 anos no EC8 e 975 anos no RSA.

Do ponto de vista do efeito no dimensionamento estrutural, a eliminação da majoração da acção sísmica no EC8 é um aspecto determinante para a comparação entre regulamentos dado que essa majoração no RSA é significativa, com um valor do coeficiente de segurança parcial de 1,5.

As configurações espectrais são semelhantes para os dois regulamentos apresentando um tramo inicial crescente, um tramo aproximadamente constante e outro progressivamente decrescente.

No que diz respeito aos tipos de terrenos encontra-se no EC8 uma maior distinção entre tipos de terreno, existindo 5 tipos genéricos mais dois casos especiais, ao passo que no RSA apenas existem três tipos. Assim a comparação directa com a situação no RSA relativamente ao efeito dos terrenos não é possível dado que os tipos de terreno são diferentes entre os dois regulamentos. Todavia a maior diferença nem está na definição dos tipos de terreno, mas sim nas acelerações a eles associadas. Para o RSA as discriminações entre os espectros de resposta para os três tipos de terreno é bastante reduzida, enquanto para o EC8 essas diferenças são bem mais marcadas. Isto decorre do facto de que no EC8 o efeito dos terrenos na acção sísmica à superfície ser determinado como dependente da intensidade da

própria acção uma vez que tal intensidade pode alterar as características mecânicas dos terrenos atravessados (nomeadamente a deformabilidade e o amortecimento) e assim influenciar a maior ou menor amplificação que os terrenos podem induzir no movimento à superfície.

O conceito de diferenciação de fiabilidade através de classes de importância presente no EC8 e está de certa maneira também previsto na regulamentação portuguesa através da disposição no REBAP que impõe a utilização de coeficientes de comportamento com uma redução de 30% no projecto de construções com funções vitais.

Com vista à análise da aplicação da acção sísmica segundo cada um dos regulamentos foram consideradas cinco estruturas regulares porticadas de betão armado com diferentes configurações estruturais. Nestas configurações estruturais fez-se o estudo da evolução de deslocamentos, de corte e da quantidade de armadura requerida, considerando dois cenários de localização geográfica, os dois tipos de acção sísmica e diferentes tipos de terreno e classes de ductilidade.

Globalmente dos vários parâmetros estudados pode concluir-se que a acção sísmica é mais gravosa na zona de Lisboa do que na zona do Porto, apresentando diferenças mais acentuadas entre as duas zonas segundo o RSA do que segundo o EC8. Por conseguinte a acção sísmica na zona do Porto apresenta maiores diferenças entre os dois regulamentos do que a zona de Lisboa. Na generalidade dos casos a acção sísmica do tipo afastado é mais determinante que a do tipo próximo (especialmente na zona de Lisboa e para o EC8) e quando não o é os resultados para os dois tipos de acção são muito próximos.

No EC8 a acção torna-se progressivamente mais gravosa com o abrandamento dos terrenos, ao contrário do que se encontra previsto no RSA, e com proporções diferentes, isto é, a diferença entre os vários tipos de terreno é claramente mais marcada no EC8 do que no RSA (sendo praticamente imperceptível neste caso).

Para as várias classes de ductilidade as diferenças existem apenas em termos de forças de corte e quantidades de armadura, verificando-se que quanto mais alta a classe de ductilidade menores são as forças sísmicas associadas e armaduras requeridas, devido à utilização do factor de comportamento que divide a acção (variam na proporção inversa do coeficiente considerado).

Em geral a acção sísmica do EC8 é mais elevada relativamente à do RSA, sendo mais evidente essa diferença para o caso de sismo afastado e nos terrenos mais brandos.

As diferenças entre os dois regulamentos são progressivamente maiores à medida que os terrenos passam de mais rijos a mais brandos sendo que os seus valores tanto em forças de corte como em deslocamentos. Para o caso de sismo afastado estas diferenças são aproximadamente nulas para o terreno mais rijo, enquanto que para o terreno mais brandos os resultados do EC8 são cerca de 200% a 250 % dos valores do RSA, respectivamente na zona de Lisboa e do Porto. Já para o caso de sismo próximo as diferenças são menores variando entre 50% a 80% do valor do RSA para o terreno mais rijo e 120% deste valor para o terreno mais brandos. Ou seja, para o cenário de sismo afastado as diferenças entre os dois regulamentos são superiores às diferenças para o cenário de sismo próximo, sendo este o cenário que normalmente é o mais gravoso, o que se reflecte numa maior exigência no dimensionamento de edifícios pelo EC8.

Em termos de armaduras é mais difícil verificar-se as conclusões emitidas anteriormente uma vez que a armadura a dispor não depende apenas da acção sísmica em si, depende antes da combinação sísmica que é ligeiramente diferente entre os dois regulamentos Além disso em alguns dos casos considerados a armadura calculada corresponde ao valor mínimo necessário sendo por isso superior à obtida com consideração da combinação sísmica, não reflectindo a distinção das acções consideradas. De facto, o que se verifica é que nestes edifícios, dimensionados com secções muito robustas, as diferenças de

armadura obtidas com os dois regulamentos encontram-se atenuadas. No entanto, para os casos em que a disposição de armadura é influenciada pela acção sísmica e não por condições de armadura mínima, isto é, para a zona de Lisboa e para classes de ductilidade mais baixas, verificam-se as conclusões semelhantes às já referidas a propósito dos deslocamentos e das forças de corte. Conclui-se que nos casos em que a acção sísmica é preponderante existe um acréscimo de armadura requerida pelo EC8 relativamente ao requerido pelo RSA entre 50% e 140% dos terrenos mais rijos para mais brandos, para o caso de sismo afastado.

Alguns dos resultados obtidos foram calibrados com recurso a resultados de análises estáticas com consideração do comportamento não linear dos elementos estruturais, isto é, com recurso a uma análise pushover. A análise pushover foi aplicada à configuração estrutural 2 quando dimensionada para a acção sísmica do RSA, para sismo do tipo afastado e terreno tipo II, para as duas zonas anteriormente estudadas.

Relativamente aos resultados obtidos para a zona do Porto, a aplicação das acções sísmicas do RSA e do EC8 conduziu, em termos de forças para a acção do RSA, a valores superiores para a análise pushover relativamente à análise dinâmica linear e a valores muito próximos para a acção do EC8. Uma vez que as quantidades de armadura estão de acordo com a armadura mínima requerida em alguns dos casos, justifica-se que através da análise pushover, quando se considera a acção sísmica do RSA, se obtenham forças sísmicas mais elevadas devido à sobrerresistência da estrutura, sendo esta sobrerresistência menor para a acção do EC8 por motivo da acção ser mais elevada.

Em termos de deslocamentos e para a acção do RSA verificou-se que a análise pushover conduz a deslocamentos ligeiramente superiores aos da análise dinâmica linear para a acção do RSA e bastante superiores para a acção do EC8. Os resultados apresentam maiores diferenças para a análise pushover do que para a análise dinâmica linear e dependem das quantidades de armadura adoptadas. No entanto, este aspecto não é preocupante uma vez que o que se verifica é que mesmo nestes casos o estado limite de serviço é assegurado. Os resultados obtidos para a acção do EC8 correspondem ao esperado uma vez que a estrutura não está dimensionada para resistir a uma acção tão elevada, levando a alguma exploração da não linearidade material.

Caso se considere a zona de Lisboa e o dimensionamento seja realizado de acordo com o RSA os resultados são muito semelhantes aos obtidos para a zona do Porto, ou seja, com uma exploração não muito extensa da não linearidade material.

Nos casos em que a estrutura esteja dimensionada para uma acção inferior à que efectivamente lhe é aplicada o que se verifica é uma incursão mais acentuada em regime não linear, no entanto com deslocamentos e forças de corte inferiores aos do ponto de mecanismo, por motivo de se estar a estudar estruturas muito robustas.

Uma vez que se dispõe de apenas um caso de estudo de análise pushover deve haver alguma cautela nas conclusões a extrair. No entanto, o estudo realizado aponta para que os edifícios que estão actualmente dimensionados pelo RSA, mesmo que sujeitos a uma acção sísmica mais próxima do definido no EC8, revelam um bom comportamento quando se aplica uma análise mais refinada como é o caso da análise pushover. Ou seja, é de prever que os edifícios que estão construídos tenham comportamento razoável quando sujeitos a uma acção sísmica.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No seguimento do trabalho iniciado na presente dissertação, e tendo consciência das incertezas associadas às análises efectuadas decorrentes das metodologias adoptadas e das limitações associadas à modelação das estruturas, enumeram-se algumas sugestões para desenvolvimentos futuros.

Uma primeira linha de estudo poderá consistir na aplicação das análises dinâmicas lineares a edifícios que necessitem de ser modelados tridimensionalmente e assim considerar efeitos globais da torção. Outro aspecto que teria algum interesse seria considerar a influência das paredes de enchimento em alvenaria para o comportamento sísmico global da estrutura.

Por outro lado um aspecto a desenvolver seria a aplicação de análises pushover a um conjunto mais lato de estruturas e a outras zonas sísmicas para obter resultados mais representativos do que os obtidos nesta dissertação que se referem apenas a um caso específico com algumas particularidades.

Outro aspecto interessante consiste na verificação da relevância da acção sísmica enquanto acção de projecto, isto é, a comparação da importância da combinação sísmica relativamente às restantes combinações de acções a aplicar às estruturas.

BIBLIOGRAFIA

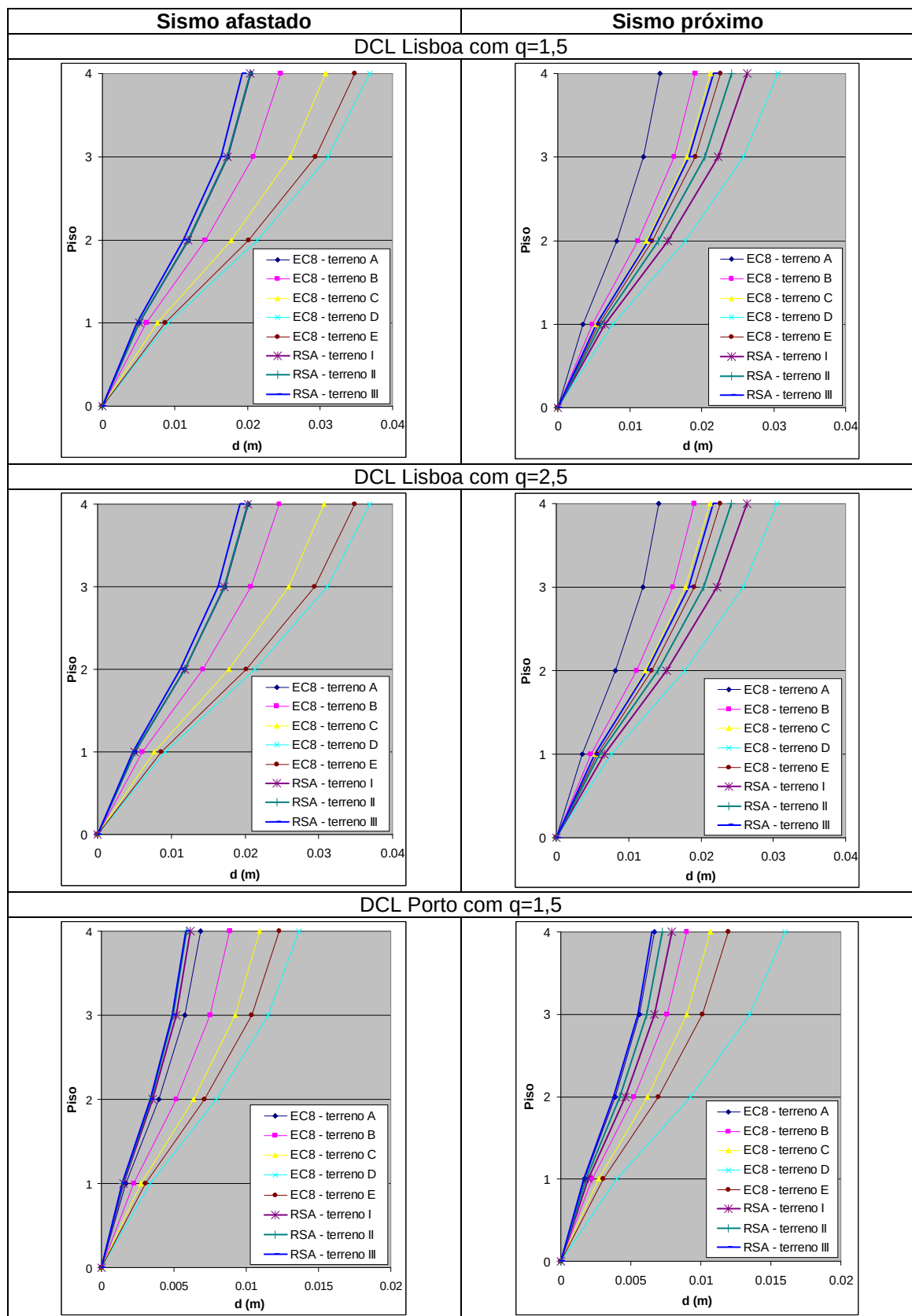
- Antoniou, S. e Pinho, R. (2004a). *Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures*. Journal of Earthquake Engineering, Vol 8(4), p. 497-522.
- Antoniou, S. e Pinho, R. (2004b). *Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8 (5), p. 643-661.
- Arede, A. J. C. D. (1997). *Seismic Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures with a New Flexibility Based Element*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Bento, R. (2003). *Análises estáticas não lineares – Eurocódigo 8*. Instituto Superior Técnico.
- Brito, J. e Gomes (1997), A. *Análise comparativa da aplicação do REBAP e do Eurocódigo 8 a estruturas reticuladas de betão armado*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), nº 41.
- Carvalho, E.C. e Coelho, E. (1997). *Numerical investigations on the seismic response of R.C. frames designed in accordance with eurocode 8*. Report nº7, ECOEST e PREC8.
- Carvalho, E.C. (2005). Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Acordo com os Eurocódigos. In *O Grande Terramoto de Lisboa*, Capítulo XVIII, F.e. PÚBLICO, Editor. Lisboa.
- Carvalho, E.C. (2007). *Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal*. 7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, 26 a 28 de Setembro de 2007, FEUP, Porto
- CEN (European Committee for Standardization) (2001). *European Prestandard ENV1990: Eurocode 0 – Basis of structural design*. European Committee for standardization, Julho 2001, Brussels.
- CEN (Comité Européen de Normalização) (2004). *Norma Europeia EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Part 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Abril 2004, CEN, Bruxelas.
- CEN (European Committee for Standardization) (2004). *European Standard ENV1998-1-1: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings*. (EN 1998-1:2004), Dezembro 2004, Brussels.
- Delgado, R. e J. Azevedo (2005). *A Investigação em Engenharia Sísmica*. In *O Grande Terramoto de Lisboa*, Capítulo XV, Editor F.e. PÚBLICO, Lisboa.
- Delgado, R. M. (2006). *Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes de acordo com o Eurocódigo 8*. Construção Magazine, nº17.
- Dolce, M. e Ponzo, F. C. (1996). *Non-linear Seismic response of RC Buildings designed according to EC2 and EC8 for different ductility levels and different design intensities (configuration 2)*. Preliminary Report, University of Basilicata.
- Fajfar, P. e Gasperic, P. (1996). *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 25, p. 31-46.
- Fardis, M.N. (1994) *Analysis and design of reinforced concrete buildings according to Eurocode 2 and 8. Configuration 3, 5 and 6*. Reports on Prenormative Research in Support of Eurocode 8.
- Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. (1998). *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*. Engineering Structures, Vol 20 (4-6), p. 452-464.

- Lawson, R.S., Vance, V. and Krawinkler, H. (1994). *Nonlinear static push-over analysis - why, when, and how?*. Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, I, Vol I, p. 283-292.
- Lima, J., Monteiro, V. e Mun, M. (2004). *Betão armado – esforços normais de flexão (REBAP-83)*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Lu, Y. Hao, H. Carydis, P. G. e Mouzakis, H. (2000). *Seismic performance of RC frame designed for three ductility levels*. Engineering Structures, Vol 23, p. 537-547.
- Menjivar, M. (2004). *A review of existing pushover methods for 2-D reinforced concrete buildings*. Earthquake Engineering.
- REBAP (1994), *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*. Decreto-Lei nº 349-C/80, Imprensa Nacional – Casa da Moeda Lisboa
- Rodrigues, H. F. P. (2005). *Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para análises sísmica de edifícios*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- RSA (1993), *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifício e Pontes*. Decreto-Lei nº 235/83, Imprensa Nacional – Casa da Moeda, Lisboa.
- Sasaki, K.K., Freeman, S.A. and Paret, T.F. (1998). *Multi-mode pushover procedure (MMP) – a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis*. Proceedings of the Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- Slak, T. e Kilar, V. (2003), *V. Initial conceptual design of earthquake resistant r/c and masonry buildings according to Eurocode 8*. ERES 2003 - Fourth International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures, 22-24 September 2003, Italy, C.A BREBBIA Wessex Institute of Technology, UK & G. Latini University Politecnica delle Marche Italy, Ancona.
- Varum, H. S. A. (1995). *Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

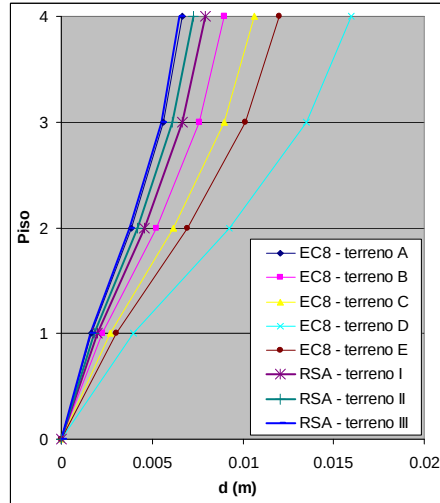
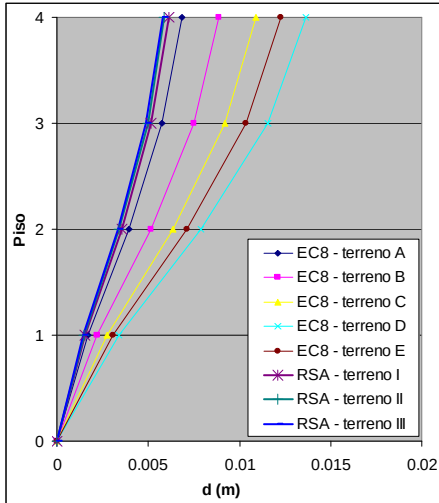
ANEXOS

A1

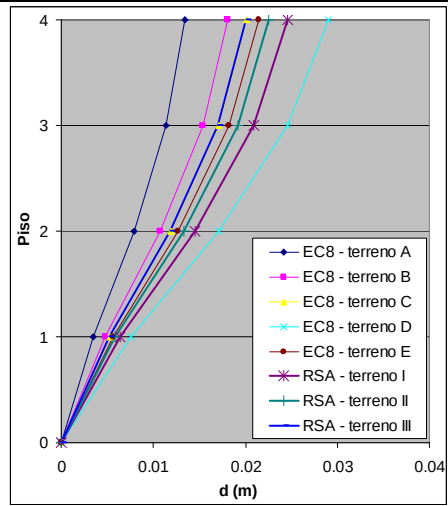
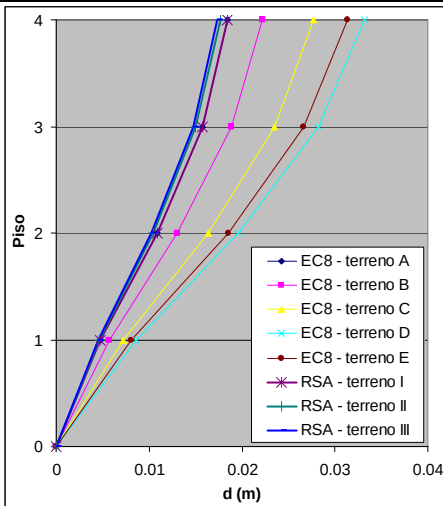
**PERFIS DE DESLOCAMENTOS
EM ALTURA PARA A
CONFIGURAÇÃO 1 NAS DUAS
ZONAS ESTUDADAS**



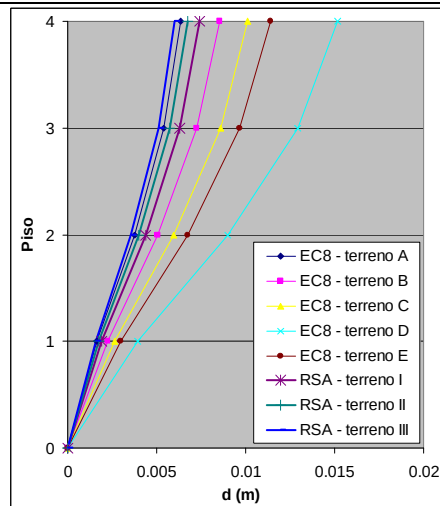
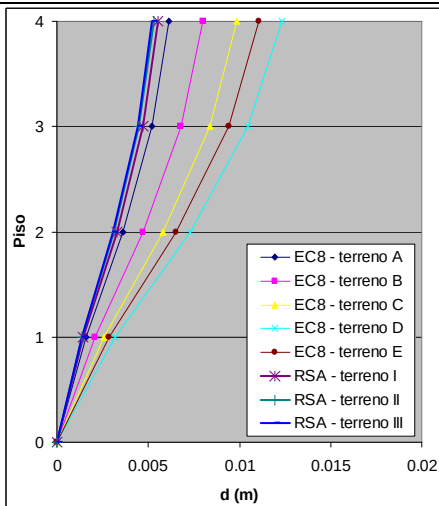
DCL Porto com $q=2,5$

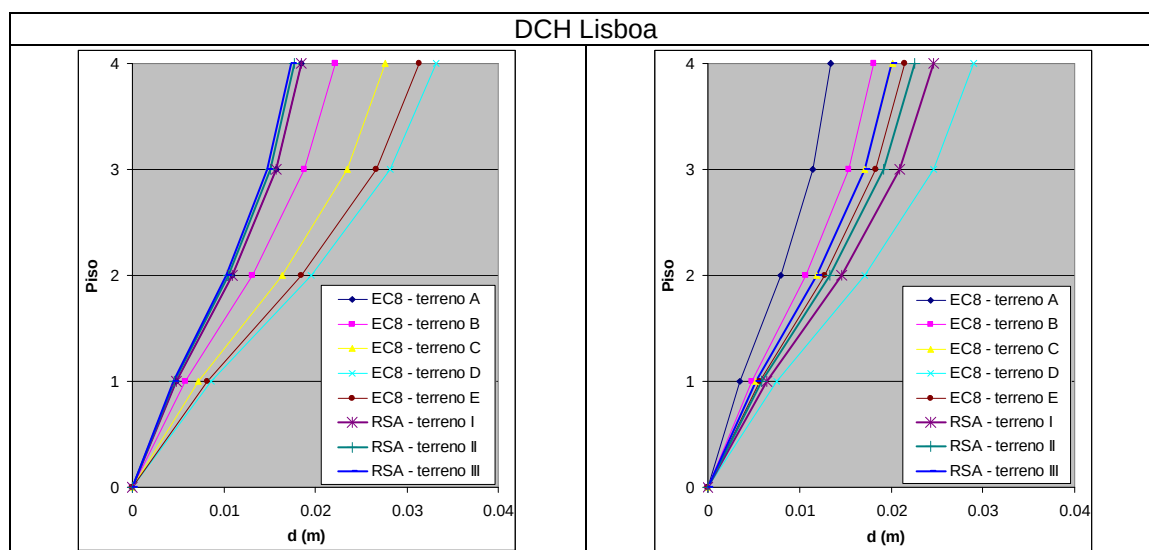


DCM Lisboa



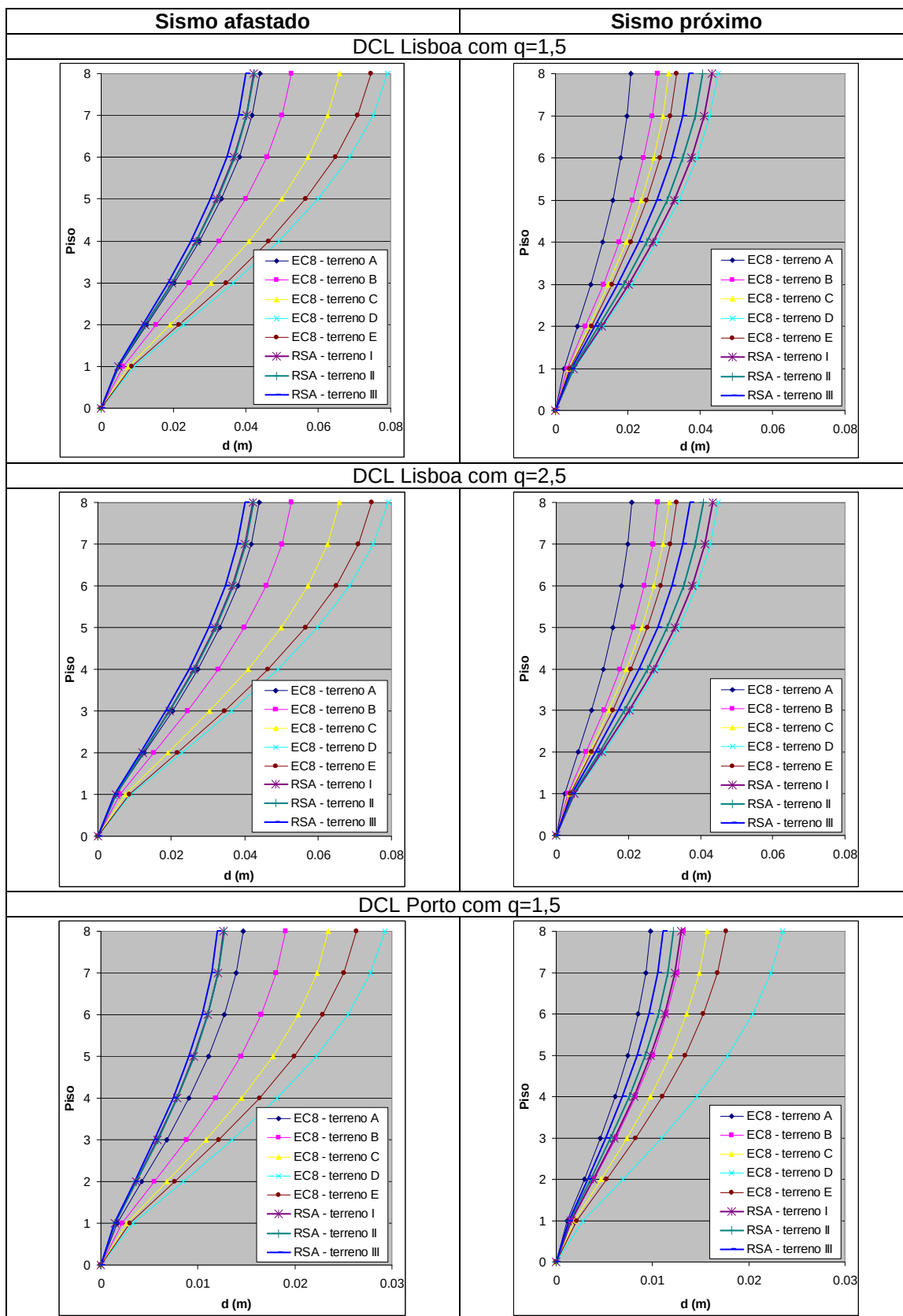
DCM Porto



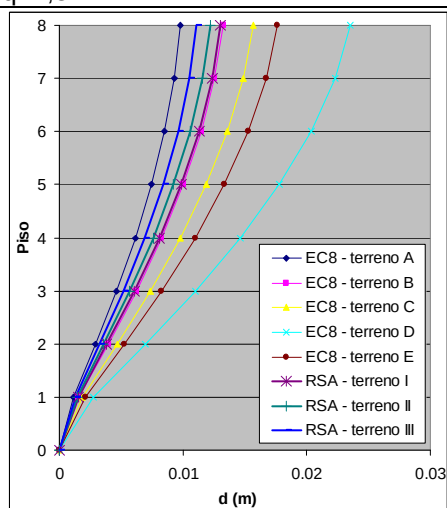
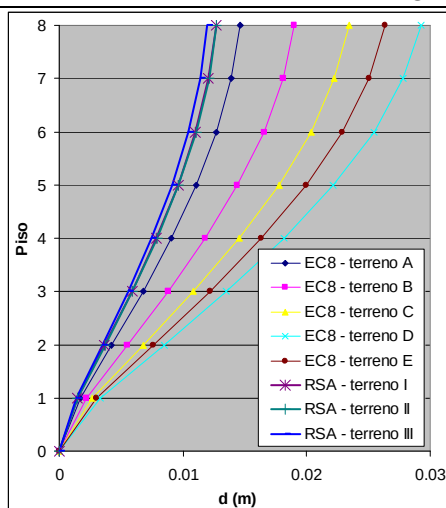


A2

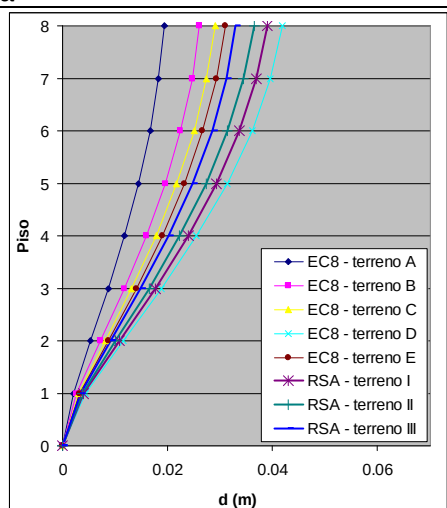
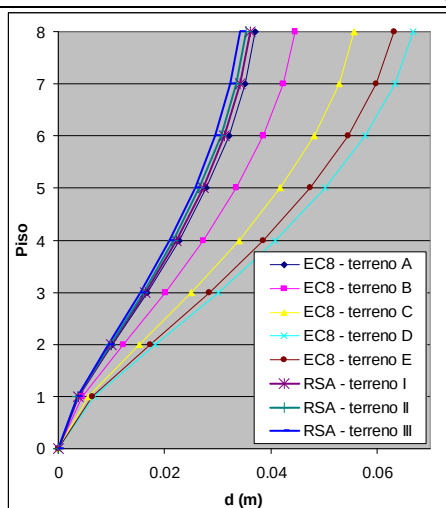
**PERFIS DE DESLOCAMENTOS
EM ALTURA PARA A
CONFIGURAÇÃO 2 NAS DUAS
ZONAS ESTUDADAS**



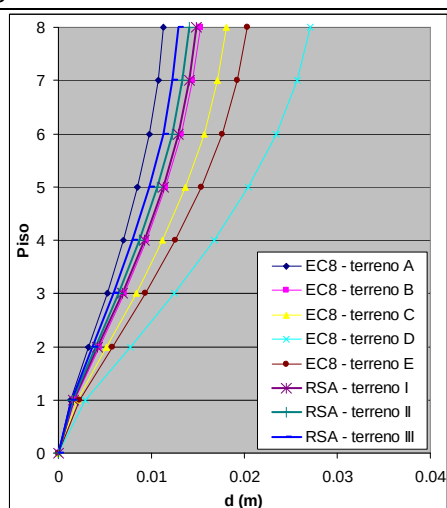
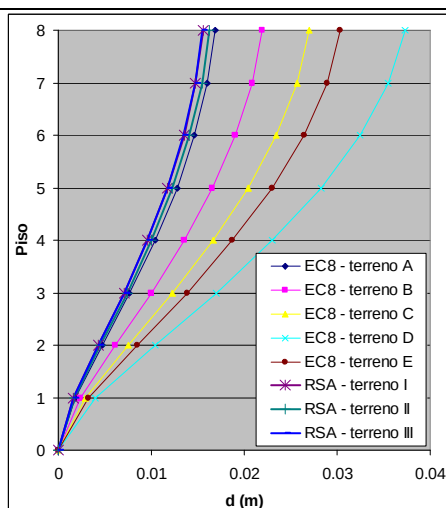
DCL Porto com $q=2,5$

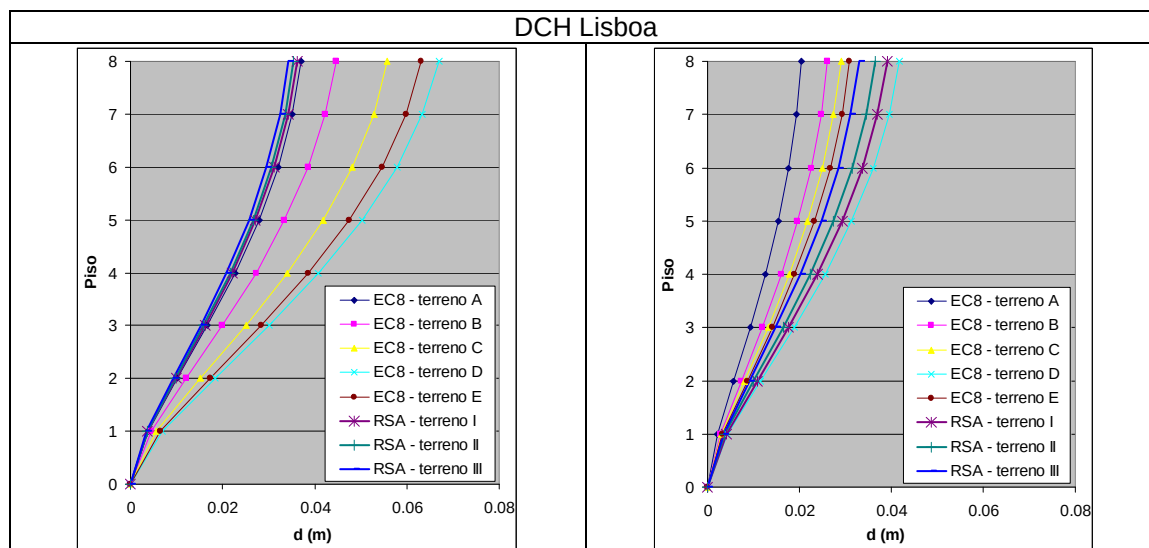


DCM Lisboa



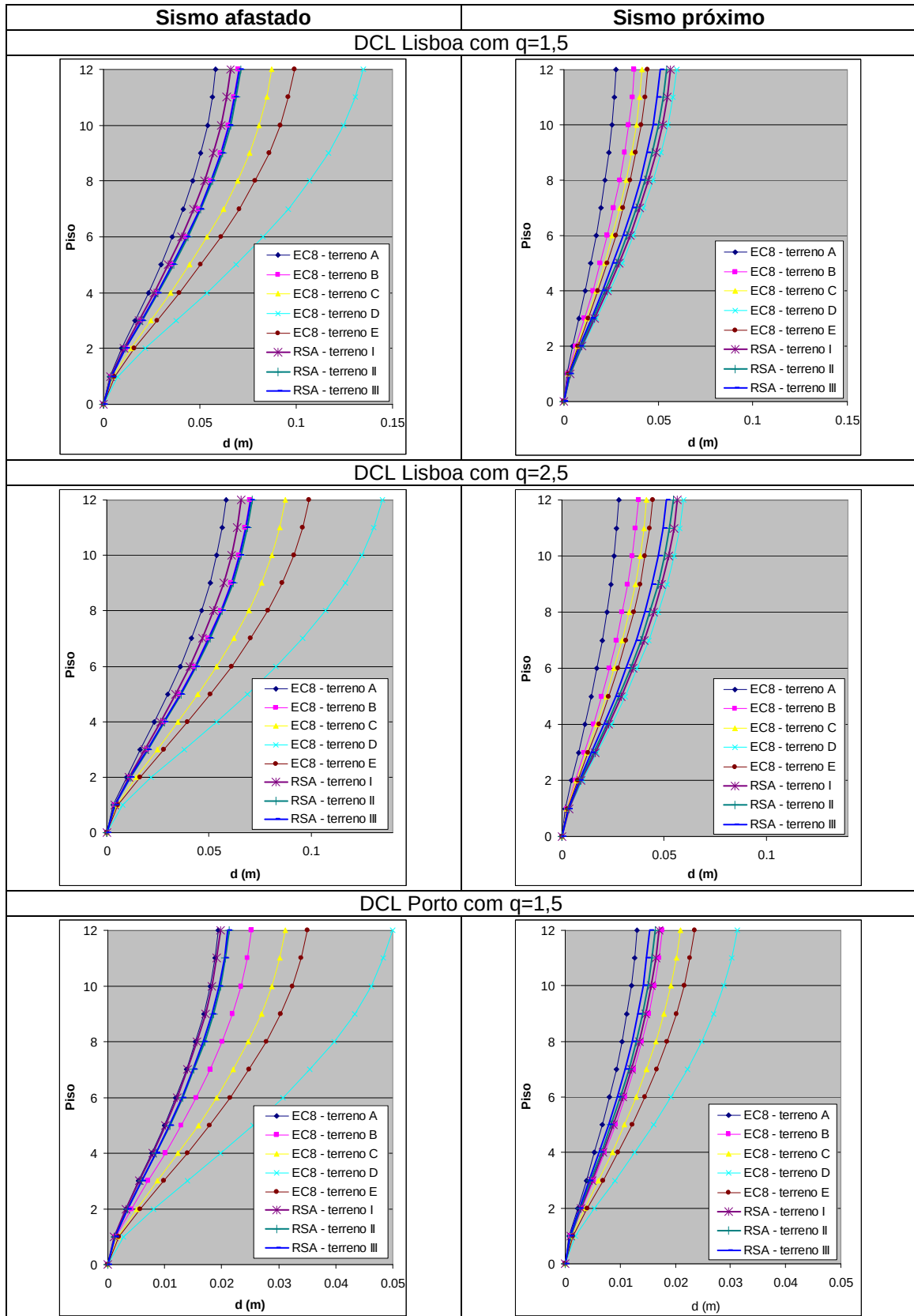
DCM Porto



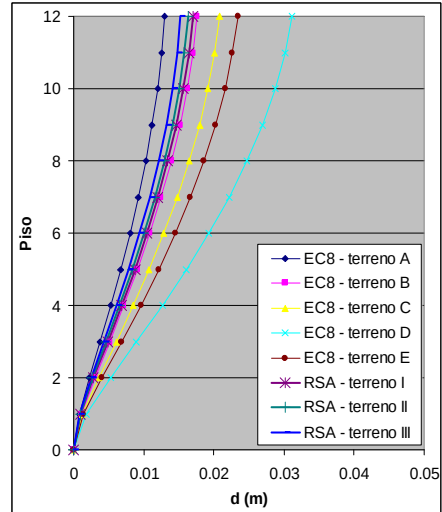
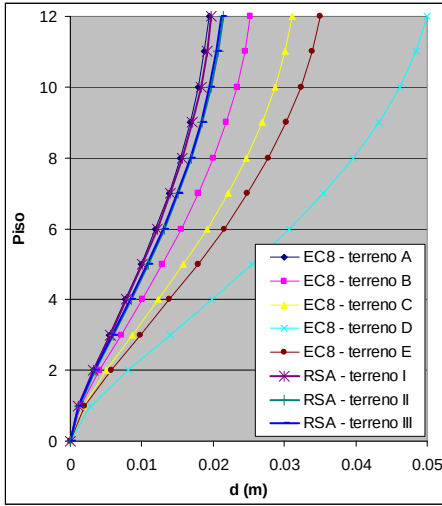


A3

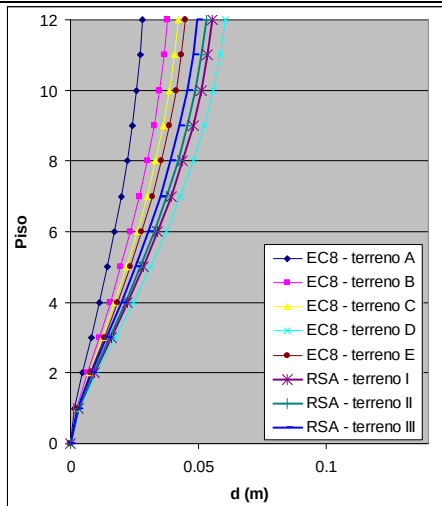
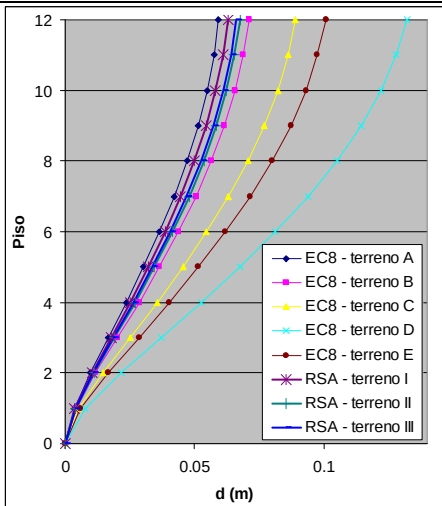
**PERFIS DE DESLOCAMENTOS
EM ALTURA PARA A
CONFIGURAÇÃO 3 NAS DUAS
ZONAS ESTUDADAS**



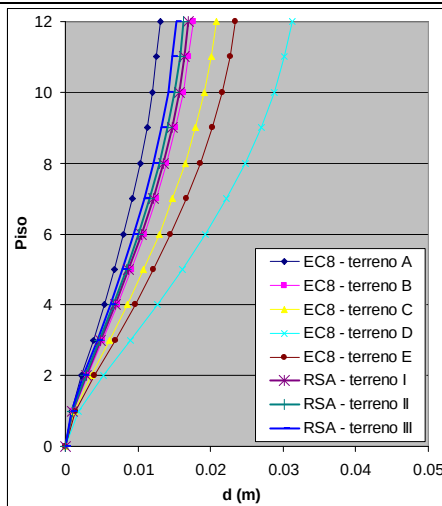
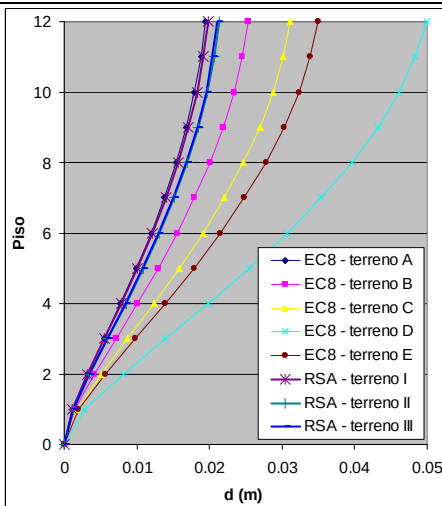
DCL Porto com $q=2,5$

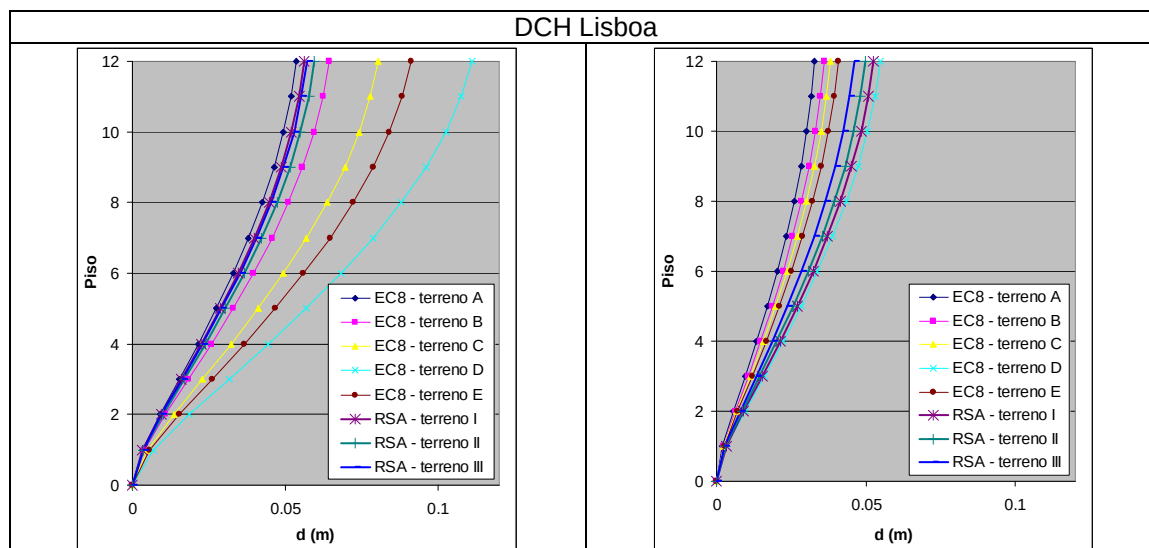


DCM Lisboa



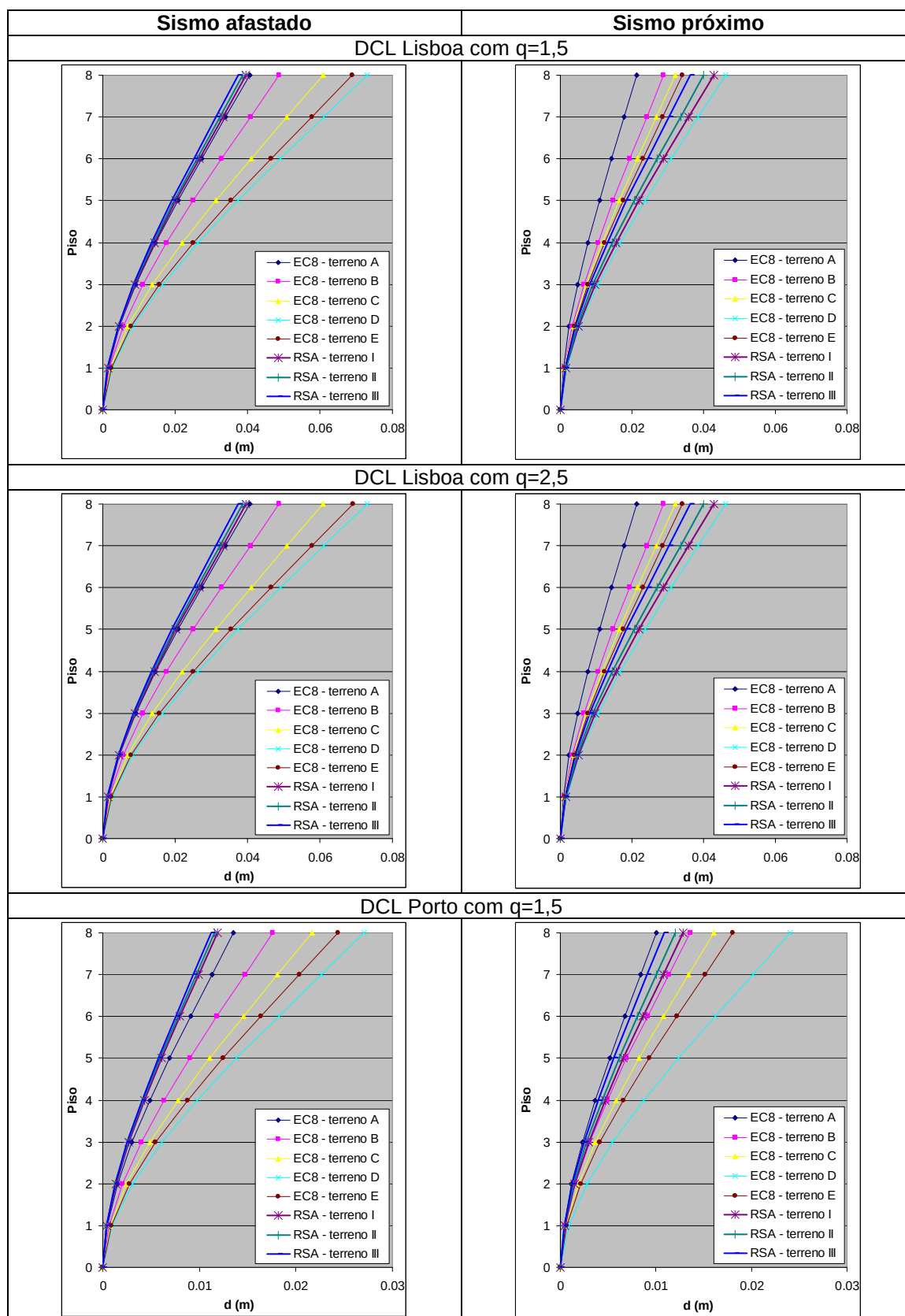
DCM Porto



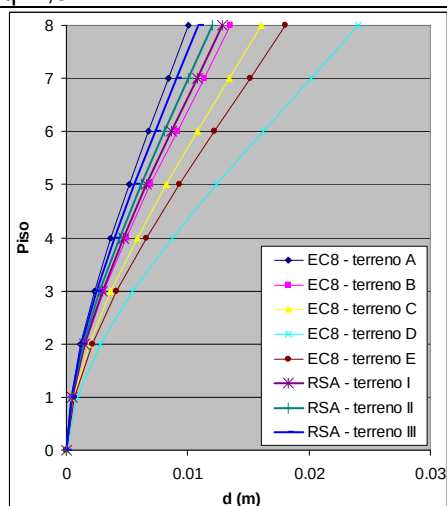
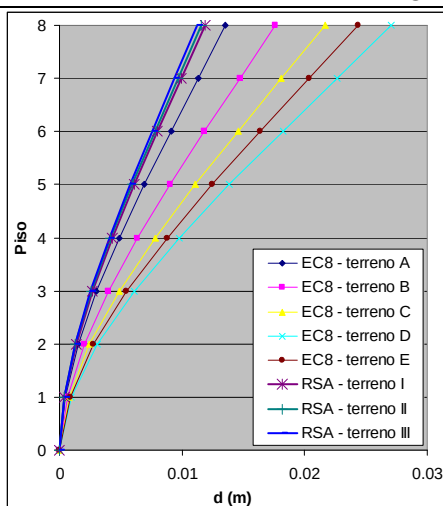


A4

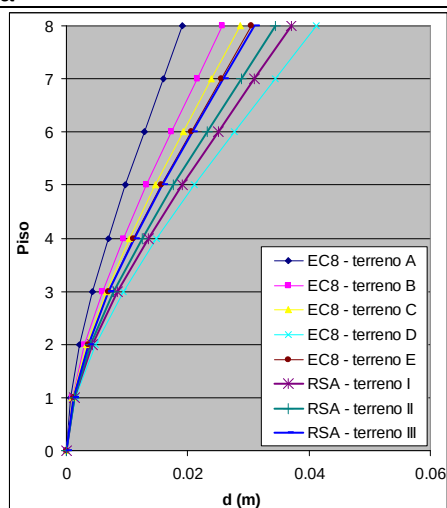
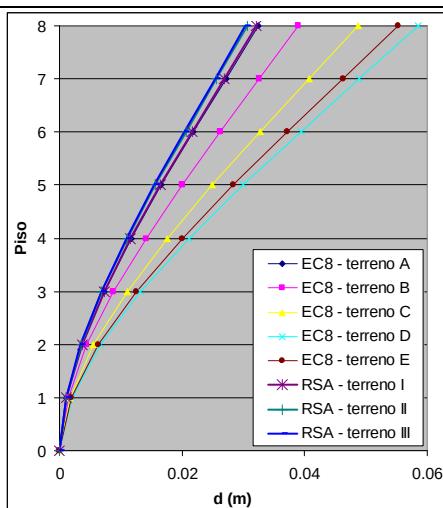
**PERFIS DE DESLOCAMENTOS
EM ALTURA PARA A
CONFIGURAÇÃO 5 NAS DUAS
ZONAS ESTUDADAS**



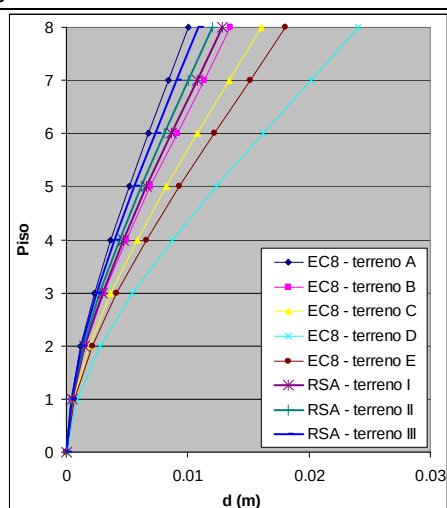
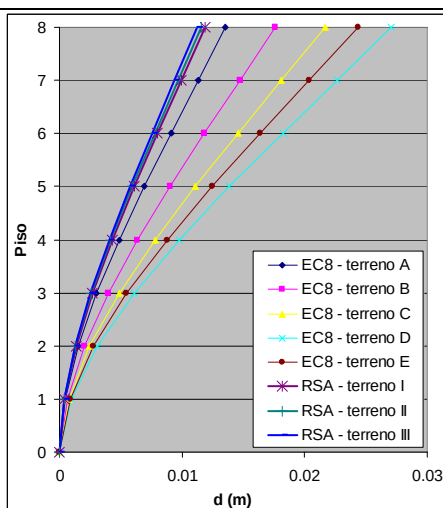
DCL Porto com $q=2,5$

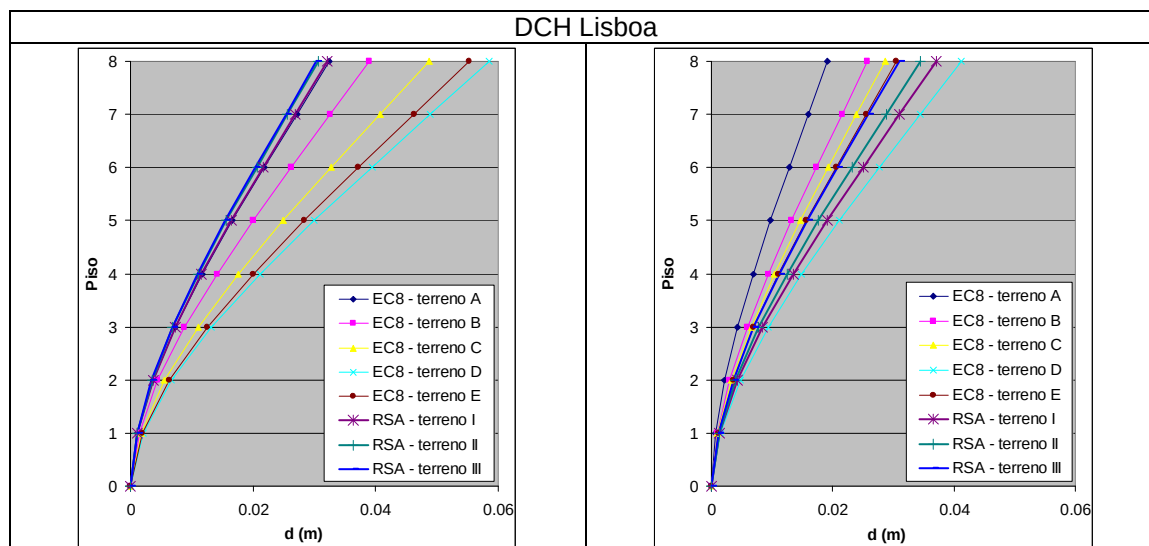


DCM Lisboa



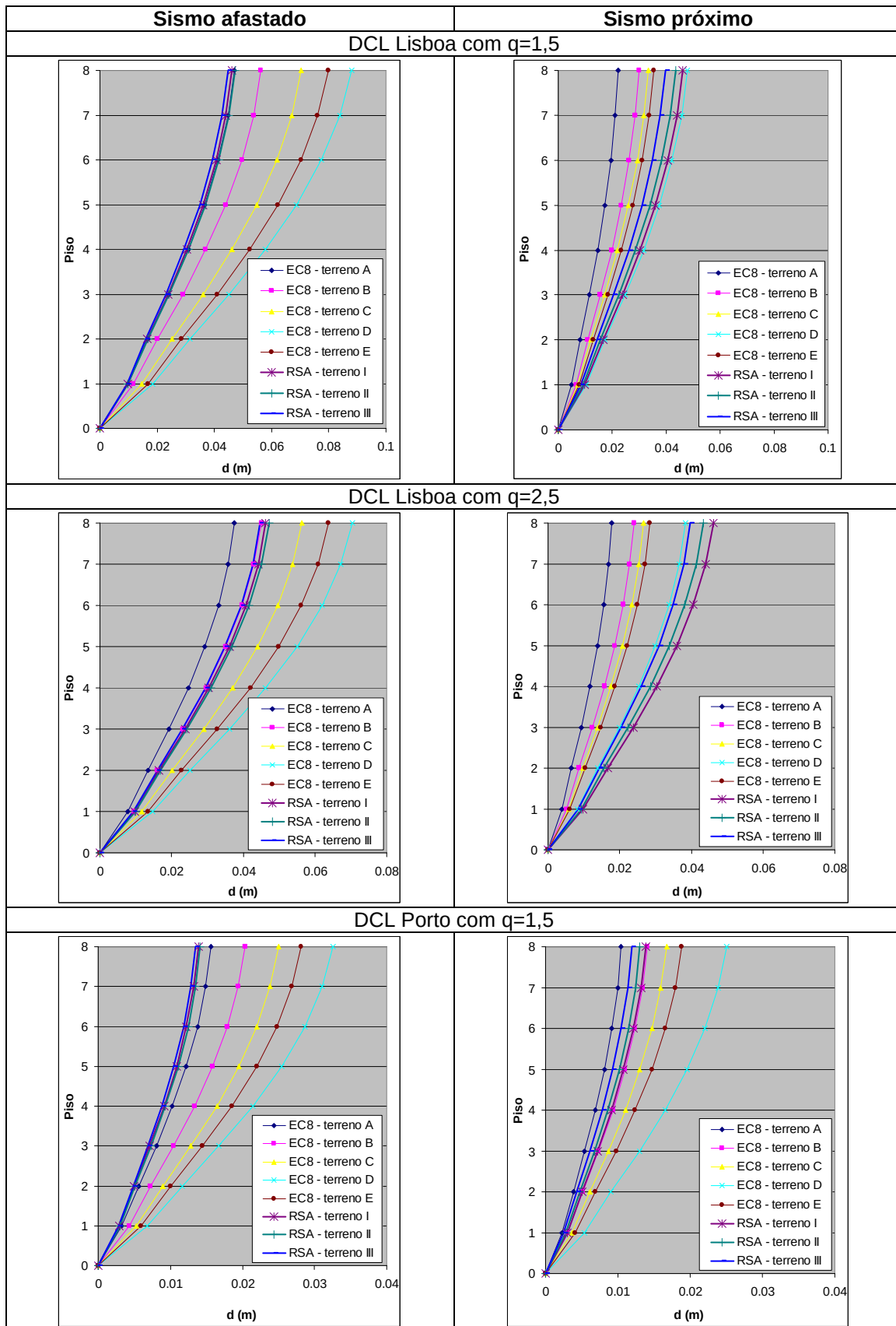
DCM Porto



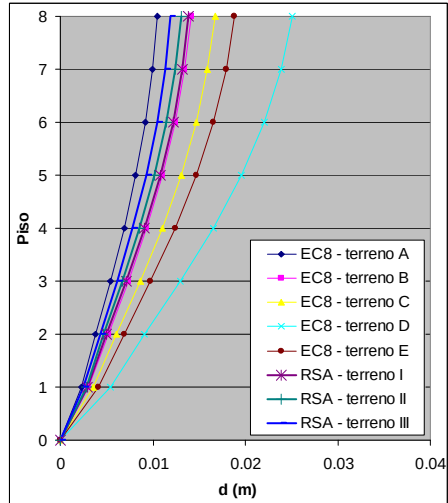
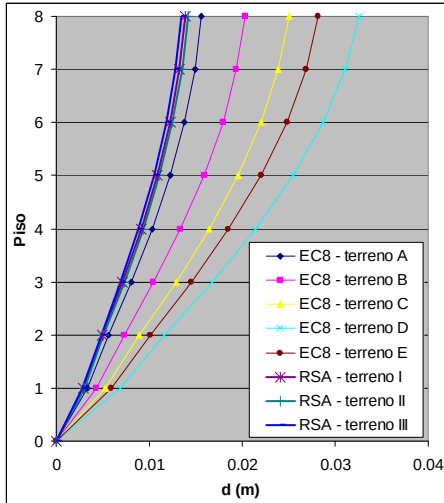


A5

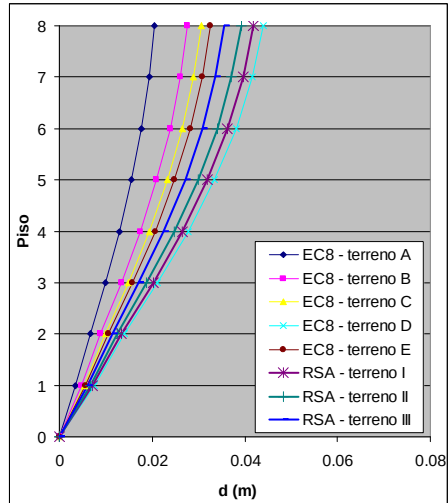
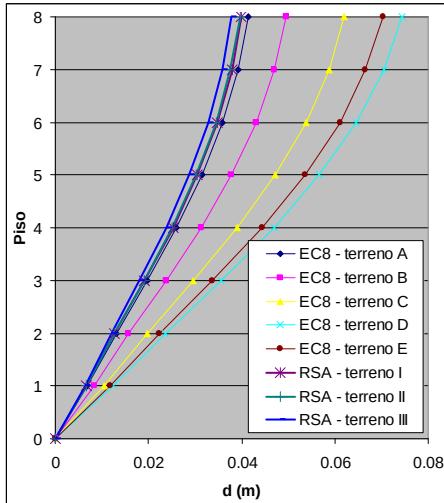
**PERFIS DE DESLOCAMENTOS
EM ALTURA PARA A
CONFIGURAÇÃO 6 NAS DUAS
ZONAS ESTUDADAS**



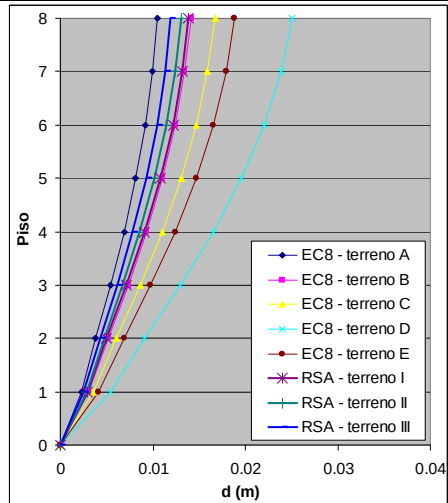
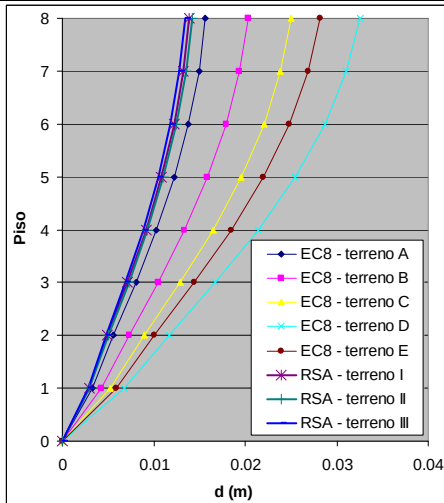
DCCL Porto com $q=2,5$

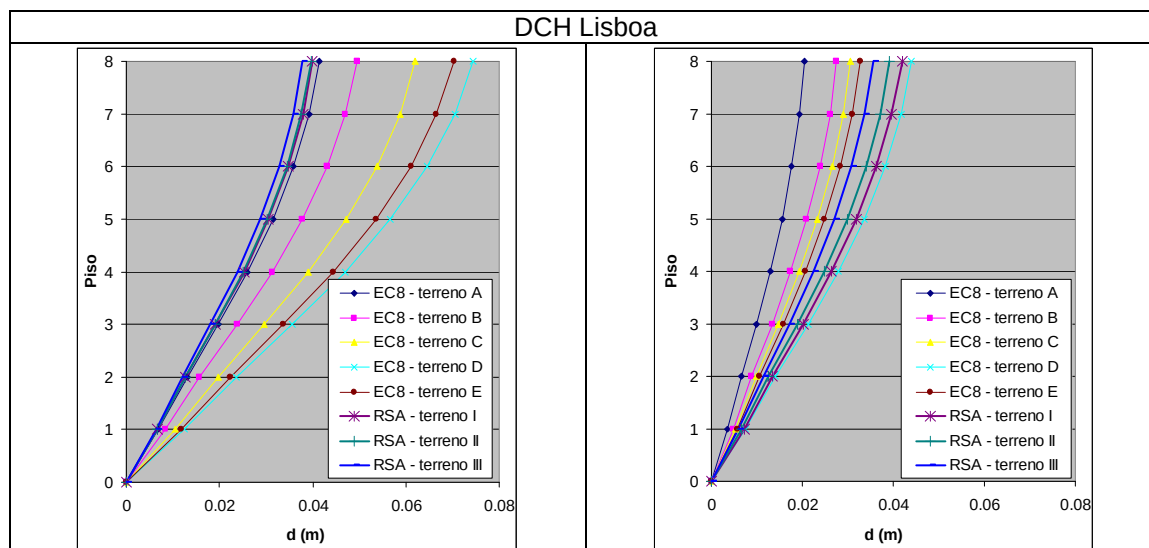


DCM Lisboa



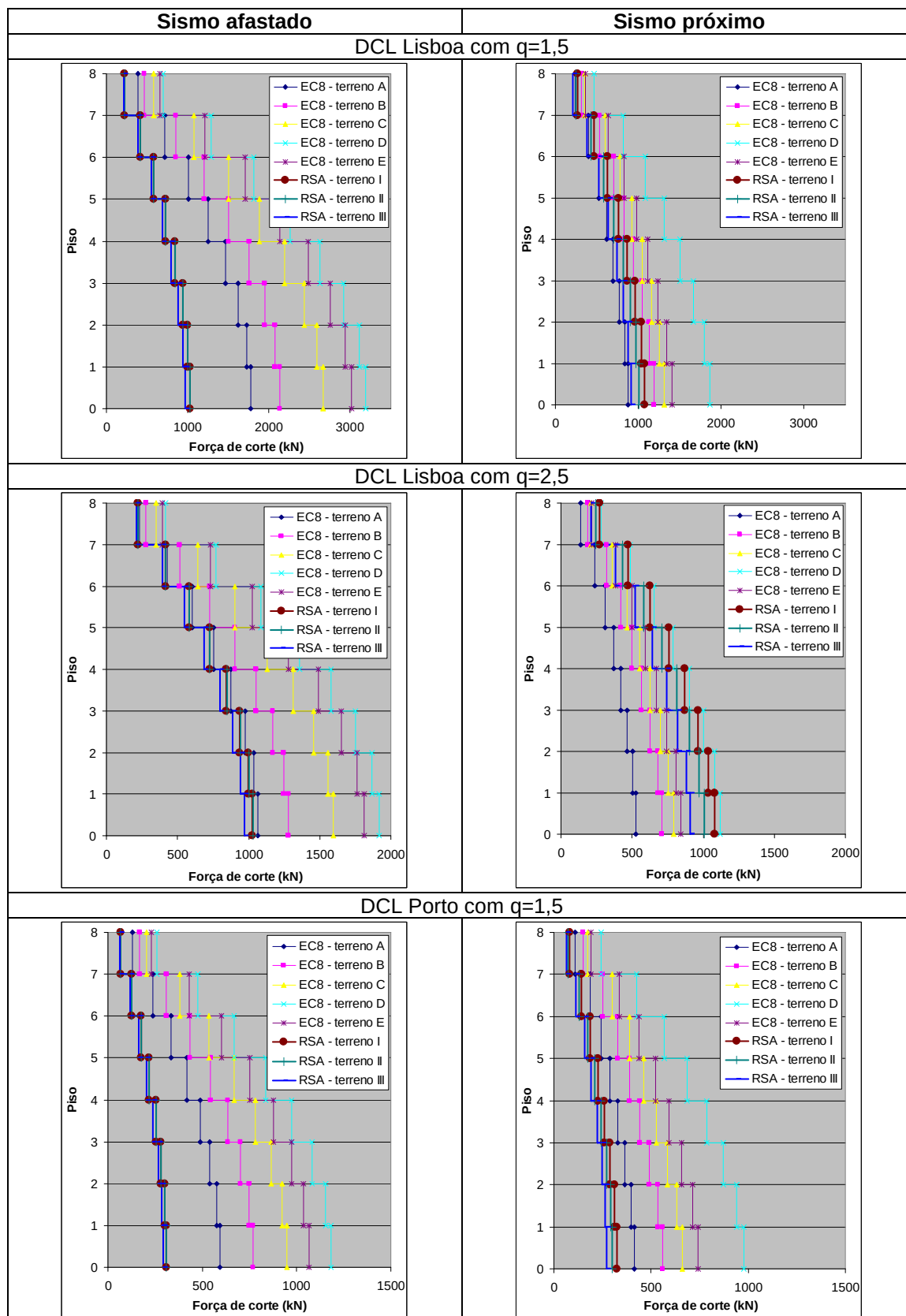
DCM Porto



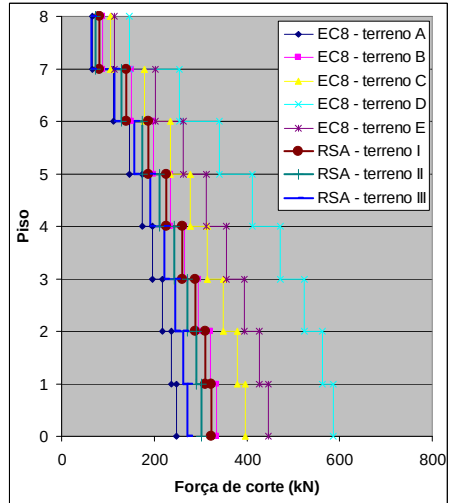
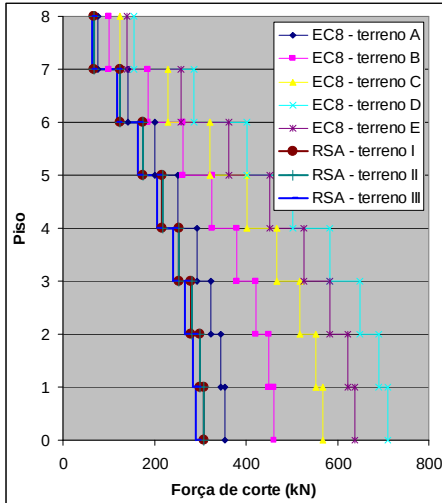


A6

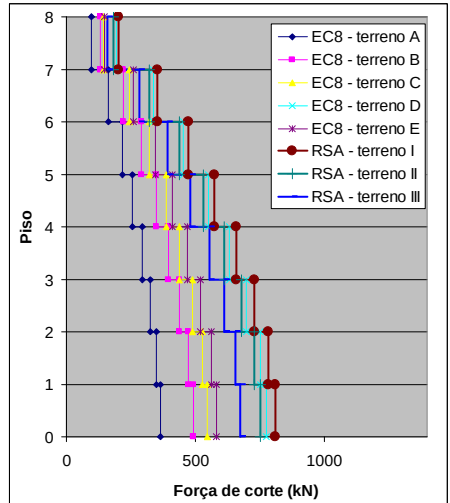
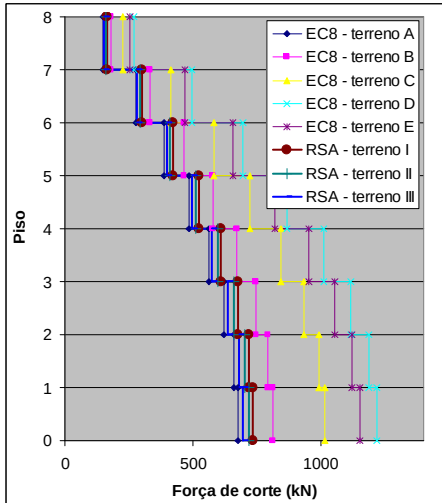
PERFIS DE CORTES EM ALTURA PARA A CONFIGURAÇÃO 2 NAS DUAS ZONAS ESTUDADAS



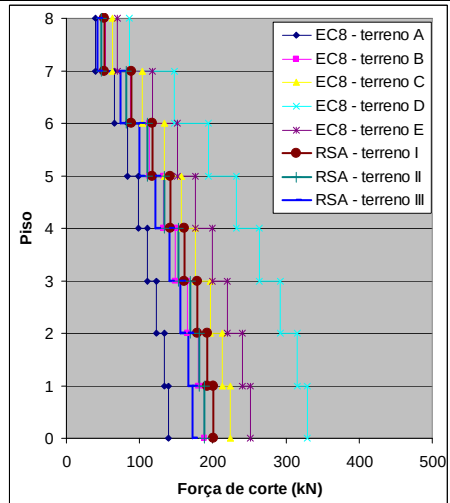
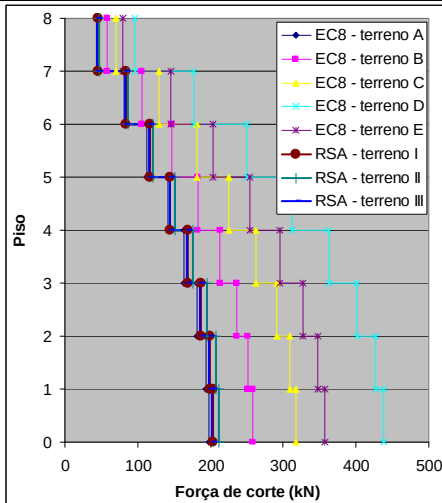
DCI Porto com $q=2,5$



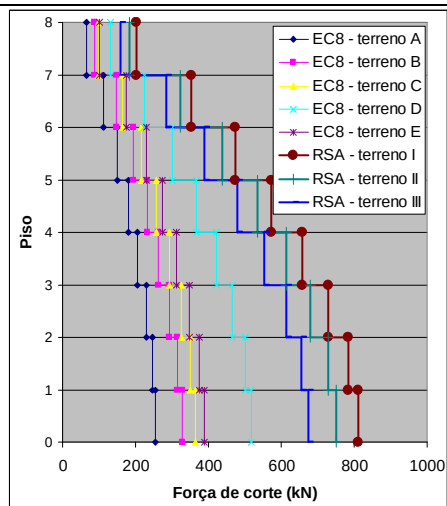
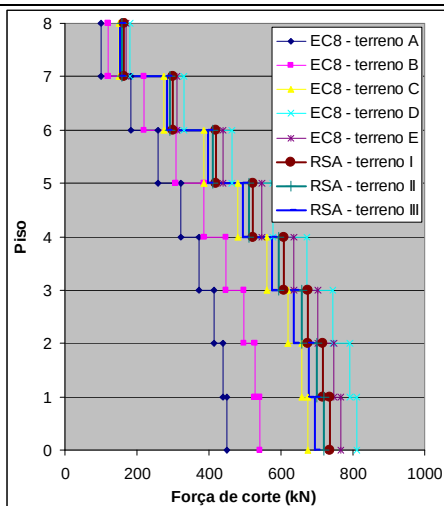
DCM Lisboa



DCM Porto

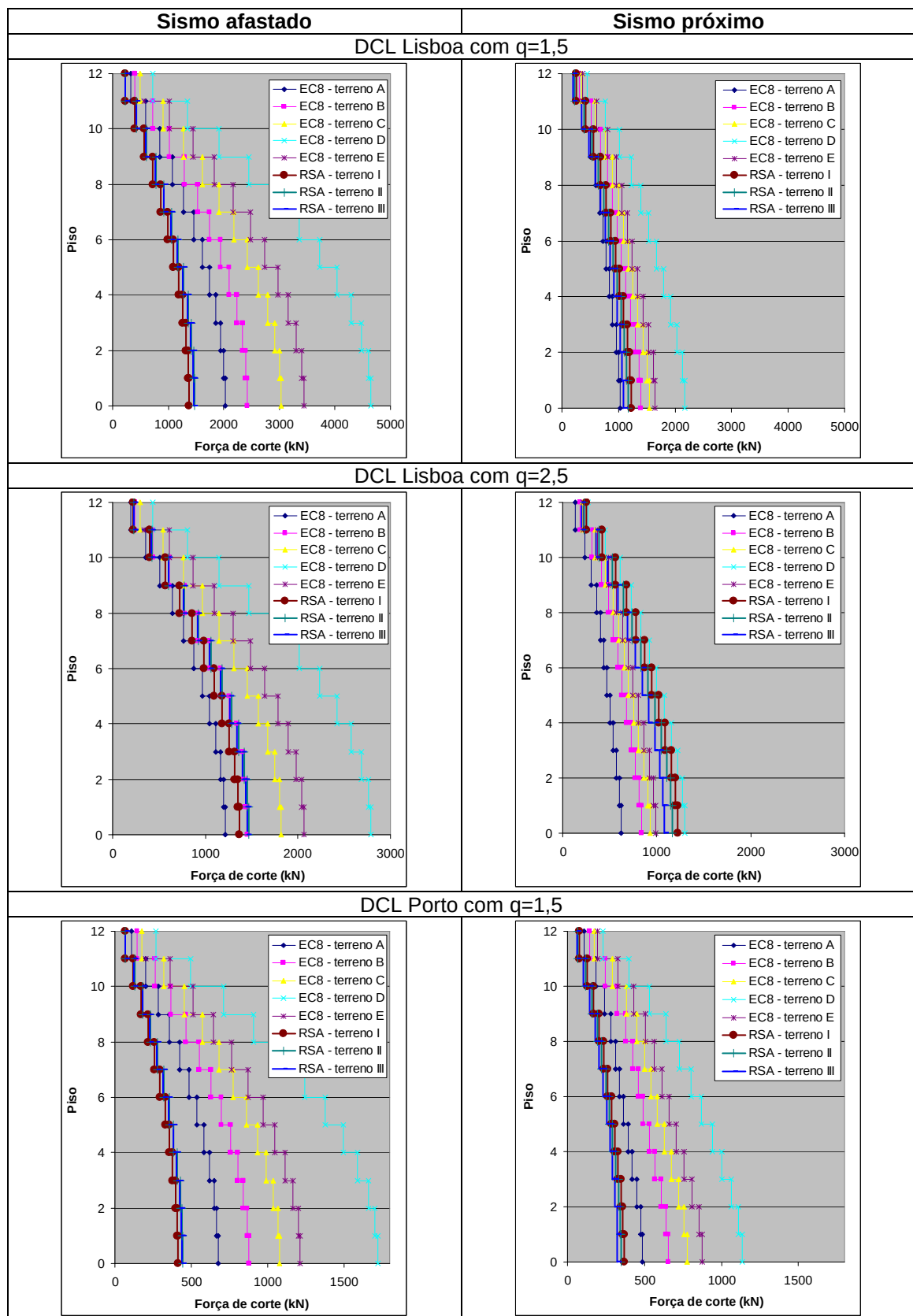


DCH Lisboa

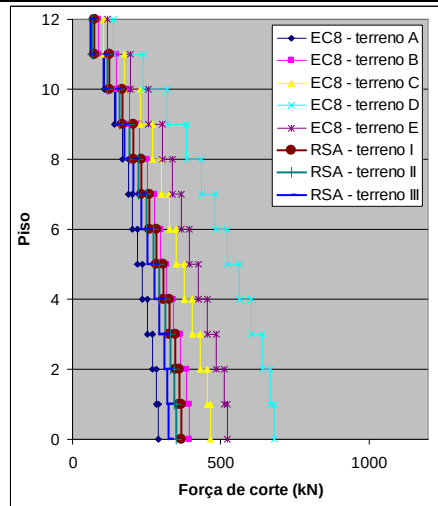
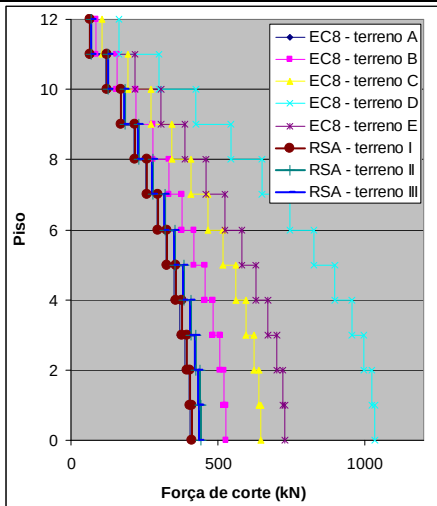


A7

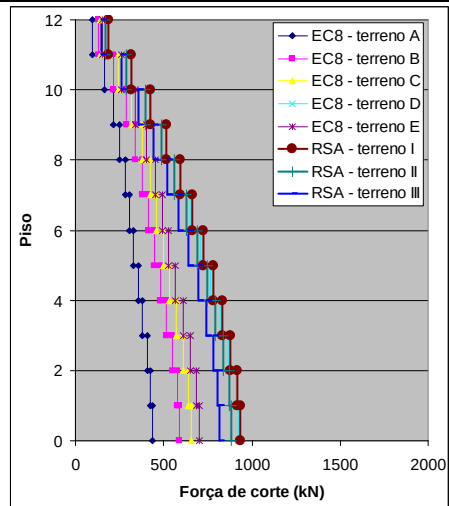
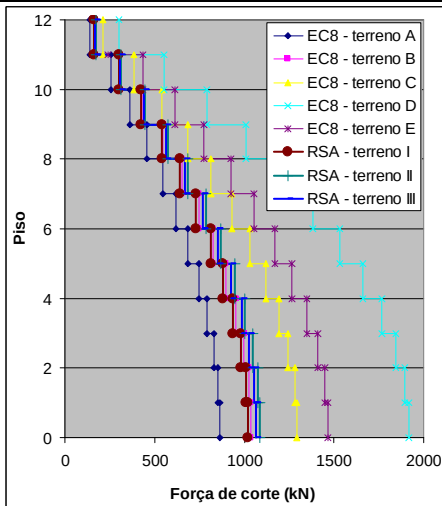
**PERFIS DE CORTES EM ALTURA
PARA A CONFIGURAÇÃO 3 NAS
DUAS ZONAS ESTUDADAS**



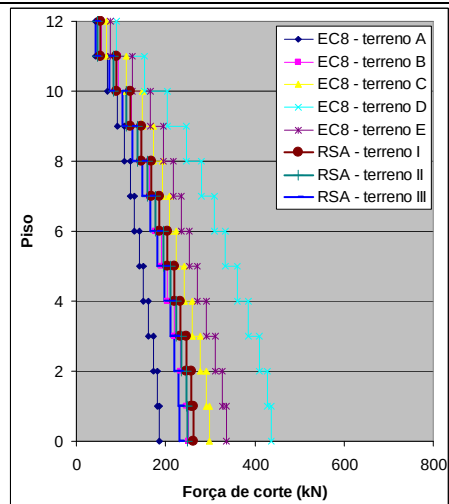
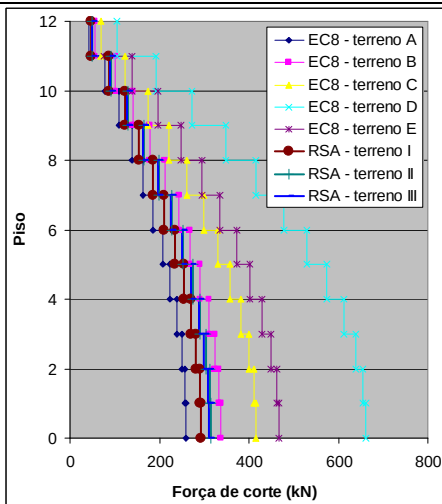
DCL Porto com $q=2,5$



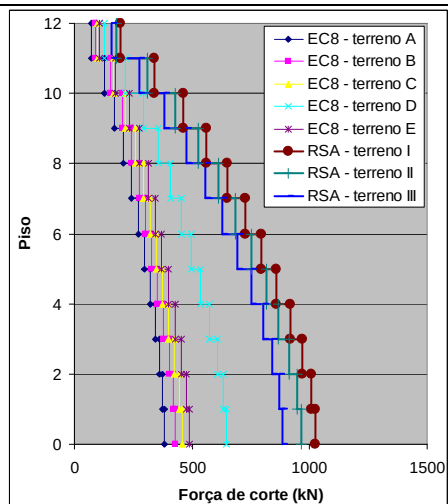
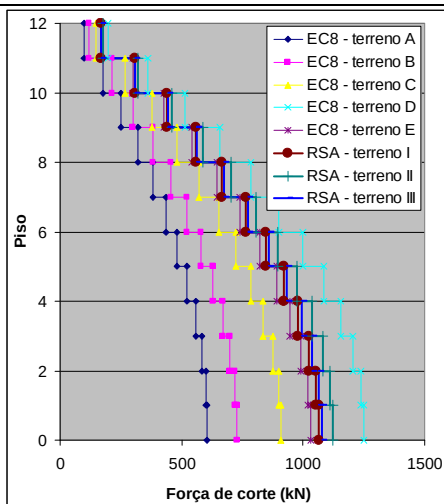
DCM Lisboa



DCM Porto

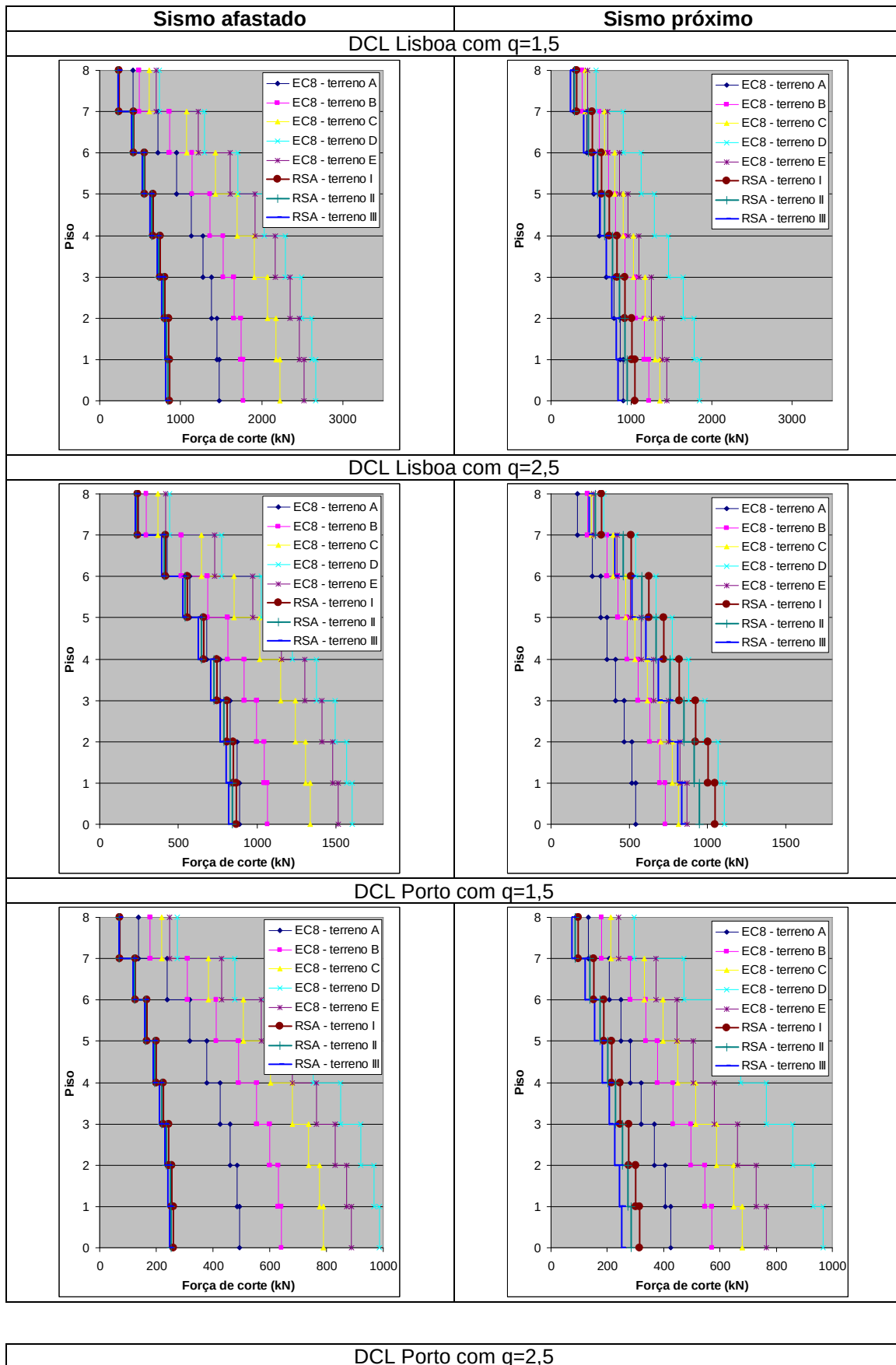


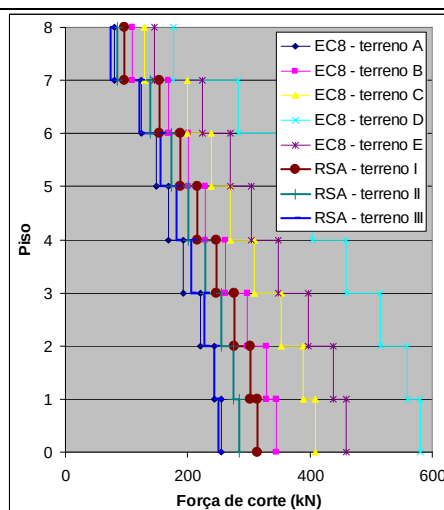
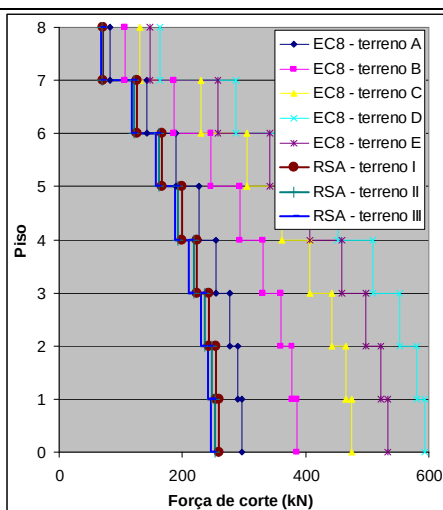
DCH Lisboa



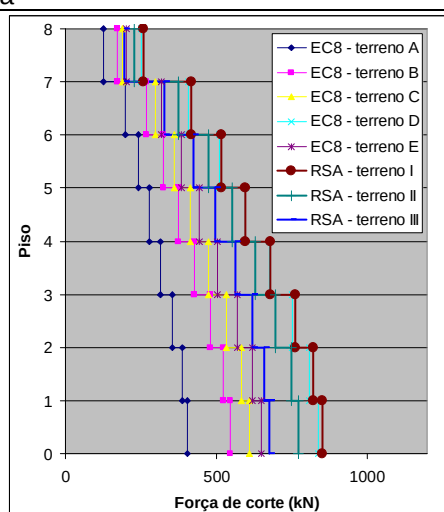
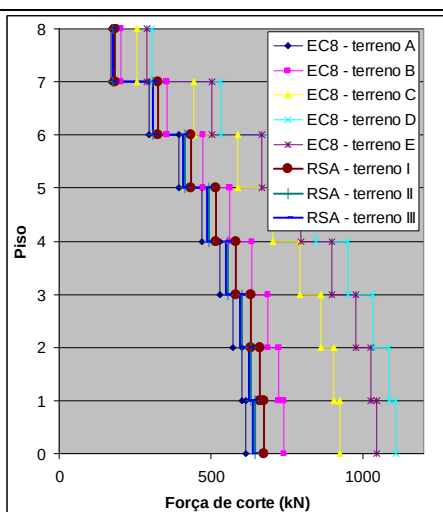
A8

PERFIS DE CORTES EM ALTURA PARA A CONFIGURAÇÃO 5 NAS DUAS ZONAS ESTUDADAS

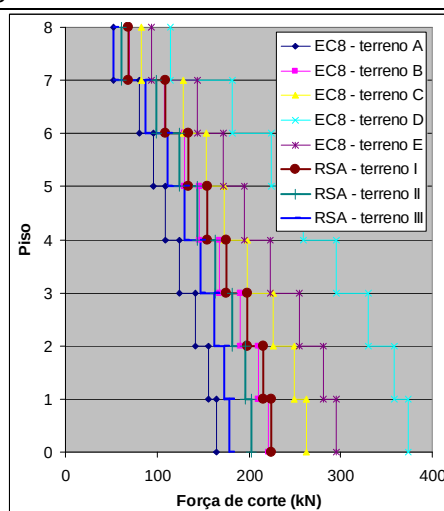
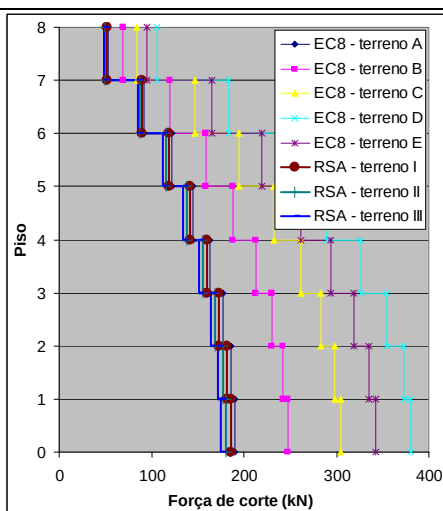




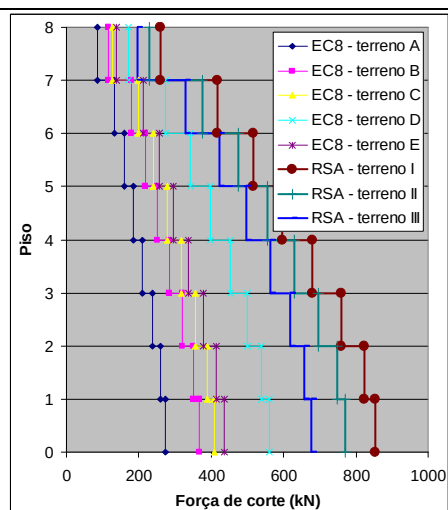
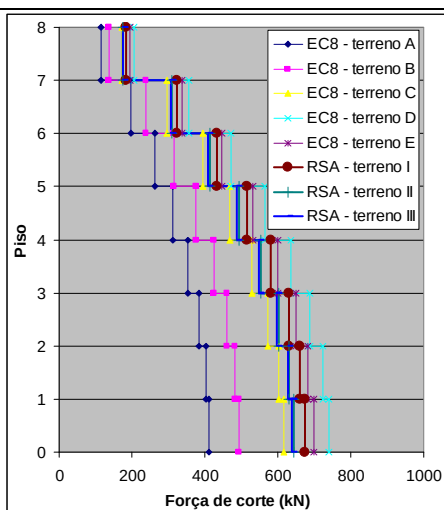
DCM Lisboa



DCM Porto



DCH Lisboa



A9

**DISPOSIÇÃO DE ARMADURA
PARA PILARES PARA A
CONFIGURAÇÃO 2**

Pilar	Piso	Armadura requerida		Armadura disposta			
		Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal		
				Solução	Área	Solução	Área
P1 (canto)	1	0.00075	0.00055	4Φ12+4Φ10	0.00077	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
P2 (externo)	1	0.00091	0.00061	4Φ16+4Φ10	0.00112	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
P3 (externo)	1	0.00091	0.00061	4Φ16+4Φ10	0.00112	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
P4 (externo)	1	0.00091	0.00061	4Φ16+4Φ10	0.00112	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
P5 (externo)	1	0.00091	0.00061	4Φ16+4Φ10	0.00112	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
P6 (canto)	1	0.00075	0.00055	4Φ12+4Φ10	0.00077	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						

8							
P7 (externo)	1						
	2						
	3						
	4	0.00091		4Φ16+4Φ10	0.00112		
	5		0.00061			2r Φ8 // 0,15	0.00067
	6						
	7						
	8	?????		4Φ20+4Φ16	0.00206		
1							
P8 (interno)	2						
	3						
	4	0.00108		4Φ16+4Φ10	0.00112	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	5		0.00066				
	6						
	7						
	8						
1							
P9 (interno)	2						
	3						
	4	0.00108		4Φ16+4Φ10	0.00112	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	5		0.00066				
	6						
	7						
	8						
1							
P10 (externo)	2						
	3						
	4	0.00091		4Φ16+4Φ10	0.00112		
	5		0.00061			2r Φ8 // 0,15	0.00067
	6						
	7						
	8	0.00204		4Φ20+4Φ16	0.00206		

A10

DISPOSIÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL PARA VIGAS PARA A CONFIGURAÇÃO 2

Viga	Piso	Armadura longitudinal								
		Superior						Inferior		
		Requerida		Disposta				Requerida	Disposta	
		Extrem.	Meio vão	Extremidade		Meio vão			Sol.	Área
				Sol.	Área	Sol.	Área		Sol.	Área
V1	1	0.00029	0.00027	4Φ10	0.00031	4Φ10	0.00031	0.00027	4Φ10	0.00031
	2	0.00031								
	3	0.00031								
	4	0.00029								
	5	0.00027								
	6	0.00027								
	7	0.00027								
	8	0.00027								
V2	1	0.00029	0.00027	4Φ10	0.00031	4Φ10	0.00031	0.00027	4Φ10	0.00031
	2	0.00031								
	3	0.00030								
	4	0.00028								
	5	0.00027								
	6	0.00027								
	7	0.00027								
	8	0.00027								
V3	1	0.00029	0.00027	4Φ10	0.00031	4Φ10	0.00031	0.00027	4Φ10	0.00031
	2	0.00031								
	3	0.00030								
	4	0.00028								
	5	0.00027								
	6	0.00027								
	7	0.00027								
	8	0.00027								
V4	1	0.00029	0.00027	4Φ10	0.00031	4Φ10	0.00031	0.00027	4Φ10	0.00031
	2	0.00032								
	3	0.00030								
	4	0.00028								
	5	0.00027								
	6	0.00027								
	7	0.00027								
	8	0.00027								
V5	1	0.00029	0.00027	4Φ10	0.00031	4Φ10	0.00031	0.00027	4Φ10	0.00031
	2	0.00032								
	3	0.00031								
	4	0.00029								
	5	0.00027								
	6	0.00027								
	7	0.00027								
	8	0.00027								
V6	1	0.00098	0.00027	5Φ16	0.00121	4Φ10	0.00031	0.00044	6Φ10	0.00047
	2	0.00099						0.00043		
	3	0.00097						0.00043		
	4	0.00094						0.00043		
	5	0.00091						0.00042		

	6	0.00087							0.00042
	7	0.00085							0.00041
	8	0.00078							0.00047
	1	0.00050							
	2	0.00050							
	3	0.00048							
V7	4	0.00044	0.00027	5Φ16	0.00121	4Φ10	0.00031	0.00027	6Φ10 0.00047
	5	0.00040							
	6	0.00036							
	7	0.00030							
	8	0.00033							
	1	0.00098							0.00044
	2	0.00099							0.00043
	3	0.00097							0.00043
V8	4	0.00094	0.00027	5Φ16	0.00121	4Φ10	0.00031	0.00043	6Φ10 0.00047
	5	0.00091						0.00042	
	6	0.00087						0.00042	
	7	0.00084						0.00041	
	8	0.00080						0.00048	

A11

DISPOSIÇÃO DE ARMADURA TRANSVERSAL PARA VIGAS PARA A CONFIGURAÇÃO 2

Viga	Piso	Armadura transversal					
		Requerida		Disposta			
		Extremidade	Meio vão	Extremidade		Meio vão	
				Solução	Área	Solução	Área
V1	1						
	2						
	3						
	4	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	5						
	6						
	7						
	8						
V2	1						
	2						
	3						
	4	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	5						
	6						
	7						
	8						
V3	1						
	2						
	3						
	4	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	5						
	6						
	7						
	8						
V4	1						
	2						
	3						
	4	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	5						
	6						
	7						
	8						
V5	1						
	2						
	3						
	4	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	5						
	6						
	7						
	8						
V6	1	0.00036	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	2	0.00035					
	3	0.00035					
	4	0.00034					
	5	0.00034					
	6	0.00033					

	7	0.00034					
	8	0.00033					
	1						
	2						
	3						
V7	4	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	5						
	6						
	7						
	8						
	1	0.00037					
	2	0.00035					
	3	0.00035					
V8	4	0.00034	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	5	0.00033					
	6	0.00033					
	7	0.00033					
	8	0.00033					

A12

**DISPOSIÇÃO DE ARMADURA
PARA PILARES PARA A
CONFIGURAÇÃO 2 COM AS
NOVAS ARMADURAS NA ZONA
DE LISBOA**

Pilar	Piso	Armadura requerida		Armadura disposta			
		Longitudinal	Transversal	Longitudinal		Transversal	
				Solução	Área	Solução	Área
P1 (canto)	1	0.00215	0.00055	8Φ20	0.00251	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2	0.00193					
	3	0.00180		4Φ20+4Φ16	0.00206		
	4	0.00163					
	5	0.00139		8Φ16	0.00161		
	6	0.00103					
	7			4Φ12+4Φ10	0.00077		
	8	0.00075					
P2 (externo)	1	0.00160	0.00061	8Φ16	0.00161	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2	0.00118					
	3	0.00135					
	4	0.00138					
	5	0.00123					
	6						
	7	0.00091		4Φ16+4Φ10	0.00112		
	8						
P3 (externo)	1	0.00132	0.00061	8Φ16	0.00161	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2	0.00091					
	3	0.00105					
	4	0.00118					
	5	0.00108					
	6			4Φ16+4Φ10	0.00112		
	7	0.00091					
	8						
P4 (externo)	1	0.00129	0.00061	8Φ16	0.00161	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2	0.00091					
	3	0.00106					
	4	0.00118					
	5	0.00108					
	6			4Φ16+4Φ10	0.00112		
	7	0.00091					
	8						
P5 (externo)	1	0.00154	0.00061	8Φ16	0.00161	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2	0.00130					
	3	0.00137					
	4	0.00139					
	5	0.00124					
	6			4Φ16+4Φ10	0.00112		
	7	0.00091					
	8						
P6 (canto)	1	0.00213	0.00055	8Φ20	0.00251	2r Φ8 // 0,15	0.00067
	2	0.00196					
	3	0.00180		4Φ20+4Φ16	0.00206		
	4	0.00164					
	5	0.00139		8Φ16	0.00161		
	6	0.00104					
	7	0.00075		4Φ12+4Φ10	0.00077		

A13

**DISPOSIÇÃO DE ARMADURA
LONGITUDINAL PARA VIGAS
PARA A CONFIGURAÇÃO 2 COM
AS NOVAS ARMADURAS NA
ZONA DE LISBOA**

Viga	Piso	Armadura longitudinal								
		Superior						Inferior		
		Requerida		Disposta				Requerida	Disposta	
		Extrem.	Meio vão	Extremidade		Meio vão				
				Sol.	Área	Sol.	Área		Sol.	Área
V1	1	0.00079	0.00027	5Φ16	0.00101	4Φ10	0.00031	0.00057	6Φ12	0.00068
	2	0.00085						0.00059		
	3	0.00079						0.00053		
	4	0.00071						0.00044		
	5	0.00060		6Φ12	0.00068	0.00035	4Φ12	0.00045		
	6	0.00047								
	7	0.00033		4Φ12	0.00045	0.00027	4Φ10	0.00031		
	8	0.00027								
V2	1	0.00076	0.00027	5Φ16	0.00101	4Φ10	0.00031	0.00052	6Φ12	0.00068
	2	0.00083						0.00058		
	3	0.00080						0.00055		
	4	0.00072						0.00048		
	5	0.00062		5Φ16	0.00068	0.00039	4Φ12	0.00045		
	6	0.00050				0.00028				
	7	0.00037		4Φ12	0.00045	0.00027	4Φ10	0.00031		
	8	0.00027								
V3	1	0.00076	0.00027	5Φ16	0.00101	4Φ10	0.00031	0.00052	6Φ12	0.00068
	2	0.00084						0.00058		
	3	0.00080						0.00055		
	4	0.00072						0.00048		
	5	0.00062		5Φ16	0.00068	0.00039	4Φ12	0.00045		
	6	0.00051				0.00028				
	7	0.00038		4Φ12	0.00045	0.00027	4Φ10	0.00031		
	8	0.00027								
V4	1	0.00076	0.00027	5Φ16	0.00101	4Φ10	0.00031	0.00052	6Φ12	0.00068
	2	0.00084						0.00059		
	3	0.00080						0.00055		
	4	0.00072						0.00048		
	5	0.00062		5Φ16	0.00068	0.00039	4Φ12	0.00045		
	6	0.00050				0.00028				
	7	0.00038		4Φ12	0.00045	0.00027	4Φ10	0.00031		
	8	0.00027								
V5	1	0.00079	0.00027	5Φ16	0.00101	4Φ10	0.00031	0.00057	6Φ12	0.00068
	2	0.00086						0.00060		
	3	0.00080						0.00053		
	4	0.00071						0.00045		
	5	0.00060		5Φ16	0.00068	0.00035	4Φ12	0.00045		
	6	0.00047								
	7	0.00034		4Φ12	0.00045	0.00027	4Φ10	0.00031		
	8	0.00027								
V6	1	0.00015	0.00027	5Φ20	0.00157	4Φ10	0.00031	0.00053	5Φ12	0.00057
	2	0.00155						0.00053		
	3	0.00150						0.00052		
	4	0.00142						0.00050		
	5	0.00131						0.00048		

	6	0.00118				0.00045		
	7	0.00107		4Φ20	0.00126	0.00042	4Φ12	0.00045
	8	0.00090				0.00048		
V7	1	0.00113				0.00053		
	2	0.00118				0.00060	5Φ12	0.00057
	3	0.00109		5Φ20	0.00157	0.00052		
	4	0.00095	0.00027		4Φ10	0.00031	4Φ12	0.00045
	5	0.00080				0.00028		
	6	0.00064					4Φ10	0.00031
	7	0.00045		4Φ20	0.00126	0.00027		
	8	0.00038						
V8	1	0.00149				0.00053		
	2	0.00156				0.00053		
	3	0.00150		5Φ20	0.00157	0.00052	5Φ12	0.00057
	4	0.00142	0.00027		4Φ10	0.00031		
	5	0.00132				0.00048		
	6	0.00119				0.00045		
	7	0.00106		4Φ20	0.00126	0.00043	4Φ12	0.00045
	8	0.00092				0.00048		

A14

**DISPOSIÇÃO DE ARMADURA
TRANSVERSAL PARA VIGAS
PARA A CONFIGURAÇÃO 2 COM
AS NOVAS ARMADURAS NA
ZONA DE LISBOA**

Viga	Piso	Armadura transversal					
		Requerida		Disposta			
		Extremidade	Meio vão	Extremidade		Meio vão	
				Solução	Área	Solução	Área
V1	1						
	2						
	3						
	4						
	5	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	6						
	7						
	8						
V2	1						
	2						
	3						
	4						
	5	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	6						
	7						
	8						
V3	1						
	2						
	3						
	4						
	5	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	6						
	7						
	8						
V4	1						
	2						
	3						
	4						
	5	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	6						
	7						
	8						
V5	1						
	2						
	3						
	4						
	5	0.00033	0.00033	Φ8 // 0,15	0.00034	Φ8 // 0,15	0.00034
	6						
	7						
	8						
V6	1	0.00045	0.00033	Φ8 // 0,10	0.00050	Φ8 // 0,15	0.00034
	2	0.00045					
	3	0.00045					
	4	0.00044					
	5	0.00042					
	6	0.00040					
	7	0.00039					

	8	0.00033					
	1	0.00044					
	2	0.00046		Φ8 //	0.00050		
	3	0.00043		0,10			
V7	4	0.00038	0.00033			Φ8 //	0.00034
	5					0,15	
	6	0.00033		Φ8 //	0.00034		
	7			0,15			
	8						
	1	0.00046					
	2	0.00045					
	3	0.00044					
V8	4	0.00043	0.00033	Φ8 //	0.00050	Φ8 //	0.00034
	5	0.00041		0,10		0,15	
	6	0.00039					
	7	0.00038					
	8	0.00033					

