



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Avaliação Comparativa dos Efeitos da Introdução dos Eurocódigos no Cálculo Sísmico de Edifícios de Betão Armado

MARTA RODRIGUES DE ALBUQUERQUE
Licenciada em Engenharia Civil

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
na Área de Especialização de Estruturas

Orientador:

Doutor Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz, Prof. Coordenador do ISEL

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora do ISEL

Vogais:

Mestre António Carlos Teles Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto do ISEL

Doutor Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz, Prof. Coordenador do ISEL

Fevereiro de 2013



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Avaliação Comparativa dos Efeitos da Introdução dos Eurocódigos no Cálculo Sísmico de Edifícios de Betão Armado

MARTA RODRIGUES DE ALBUQUERQUE
Licenciada em Engenharia Civil

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
na Área de Especialização de Estruturas

Orientador:

Doutor Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz, Prof. Coordenador do ISEL

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora do ISEL

Vogais:

Mestre António Carlos Teles Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto do ISEL

Doutor Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz, Prof. Coordenador do ISEL

Fevereiro de 2013

RESUMO

Está em curso a transição da regulamentação a nível nacional para uma regulamentação europeia, com o fim de proceder a uma harmonização do enquadramento normativo para todos os Estados-Membros da União Europeia. Considera-se assim de extrema importância o completo conhecimento dos Eurocódigos Estruturais, nomeadamente do Eurocódigo 8, que estabelece as bases para o projecto de estruturas resistentes aos sismos. Justifica-se este facto pelas grandes diferenças encontradas a nível da regulamentação sísmica portuguesa acrescidas do considerável risco sísmico que a maioria do território nacional apresenta. É também importante referir quais as diferenças a nível de conceitos e metodologias que esta introduz, ao que se deve associar uma análise crítica relativamente aos mesmos, para a sua melhor percepção, bem como o estudo dos custos associados a uma e a outra.

Uma das maiores diferenças constata-se na introdução da filosofia da capacidade real no Eurocódigo 8, “*capacity design*” em inglês, onde se pretende evitar os modos de rotura frágeis, nomeadamente por esforço transversal, optando-se por mecanismos de dissipação de energia que privilegiem sobretudo os modos de rotura dúcteis, por flexão, evitando ainda mecanismos de piso flexível, denominados “*soft storey*”. São tomadas disposições especiais, variáveis consoante a classe de ductilidade considerada, as quais serão abordadas neste documento de forma a satisfazer estas garantias. Este conceito já era salvaguardado no Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado nas estruturas de ductilidade melhorada, contudo era um assunto muito evitado pelos projectistas em geral.

Palavras-Chave:

Análise Sísmica, Edifícios de Betão Armado, Eurocódigo, Eurocódigo 1, Eurocódigo 2, Eurocódigo 8, Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.

ABSTRACT

Portuguese structural rules are currently being gradually replaced by Structural Eurocodes in order to carry out a legislative framework for the harmonization of all Member States of the European Union. It is therefore extremely important to have a complete knowledge of the Structural Eurocodes, including Eurocode 8 which provides the basis for the design of earthquake-resistant structures. This fact is justified by the large differences at the level of portuguese seismic rules added the considerable seismic risk that most of the country presents. It is also important to note that the differences in concepts and methodologies that this introduces should involve a critical analysis, for their better perception, and the study of the costs associated to both.

An important difference is the introduction of the “capacity design” philosophy which aims to avoid pre-emptive brittle failure, especially by shear, and opting for energy dissipation mechanisms that favor certain modes of ductile rupture by bending avoiding stepping on the flexible mechanisms known as soft-storey.

Special provisions are made depending on the various classes of ductility considered, which are discussed in this document to meet these guarantees. This concept was already safeguarded by the portuguese rules for concrete buildings of enhanced ductility but nevertheless it was a very shunned by designers in general.

Key-Words:

Seismic Analysis, Reinforced Concrete Buildings, Eurocode, Eurocode 1, Eurocode 2, Eurocode 8, Portuguese safety and actions rules for buildings and bridges, Portuguese regulation of Concrete Structures Reinforced and Prestressed.

AGRADECIMENTOS

Pretendo desta forma realçar o meu profundo agradecimento a diversas pessoas que tornaram possível e aprazível a realização deste trabalho.

Primeiro que tudo, gostaria de agradecer ao meu orientador, Professor Carlos Trancoso Vaz, pela total disponibilidade sempre demonstrada, cedendo-me amavelmente o seu tempo e conhecimento para me orientar neste projecto. Distingo também o espírito entusiástico que sempre evidenciou relativamente a esta temática, e com que me contagiou.

Agradeço também aos meus pais, por todo o amor com que sempre me presentaram, por todos os ensinamentos que me deram, por me terem ensinado a ser quem sou, e a não desistir perante adversidades. À minha irmã, pelo carinho inigualável e apoio que sempre me prestou ao longo da minha vida. À minha avó por ser a pessoa que é e pelo bom exemplo que sempre me transmitiu. Aos meus colegas e amigos por toda a amizade demonstrada ao longo deste percurso, em especial ao Francisco, pelo seu companheirismo e, por tantas vezes, comigo, ter vivido esta paixão e compartilhado todas estas etapas, ajudando-me a superá-las.

ÍNDICE DO TEXTO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO.....	1
1. ENQUADRAMENTO DO TEMA	1
2. OBJECTIVOS DO TFM.....	2
3. METODOLOGIA	2
4. ESTRUTURA DO TFM.....	3
CAPÍTULO 2. REVISÃO DA LITERATURA.....	5
1. ABORDAGEM REGULAMENTAR.....	5
1.1. <i>Enquadramento</i>	5
1.2. <i>Aspectos Gerais</i>	8
1.2.1. Requisitos de Desempenho.....	8
1.2.2. Classes de Importância.....	9
1.2.3. Classes de Ductilidade.....	10
1.2.4. Elementos Sísmicos Primários e Secundários	12
1.2.5. Rigidez dos Elementos	12
1.3. <i>Análise Sísmica</i>	13
1.3.1. Métodos de Análise.....	13
1.3.2. Definição da Acção Sísmica.....	17
1.3.3. Critérios de Regularidade Estrutural.....	27
1.3.4. Sistemas Estruturais.....	29
1.3.5. Coeficiente de Comportamento	32
1.4. <i>Concepção Estrutural</i>	35
1.4.1. Princípios Básicos de Concepção	35
1.4.2. Materiais.....	35
2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	36
2.1. <i>Estado Limite Último</i>	36
2.1.1. Combinação de Acções	36
2.1.2. Efeitos Acidentais de Torção.....	38
2.1.3. Efeitos de 2ª Ordem (Efeitos <i>P-Δ</i>).....	40
2.1.4. Dimensionamento por Ductilidade e Dissipação de Energia	41
2.1.5. Requisitos de Dimensionamento	57
2.2. <i>Estado de Limitação de Danos</i>	63
CAPÍTULO 3. RESULTADOS	65
1. ENQUADRAMENTO.....	65
2. TERRENO DE FUNDAÇÃO E ZONAS DE ANÁLISE.....	66

3.	CONFIGURAÇÃO DOS EDIFÍCIOS	67
4.	MATERIAIS	70
5.	DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES.....	71
5.1.	<i>Definição das Acções Permanentes</i>	71
5.2.	<i>Definição das Acções Variáveis</i>	71
5.3.	<i>Definição das Acções Sísmicas</i>	71
5.3.1.	Espectros de Resposta Elásticos	72
5.4.	<i>Modelação Estrutural</i>	77
6.	EDIFÍCIO PT8.....	79
6.1.	<i>Análise segundo o RSA e o REBAP</i>	79
6.1.1.	Análise Modal	79
6.1.2.	Classificação do Sistema Estrutural.....	80
6.1.3.	Análise de Esforços	80
6.1.4.	Dimensionamento e Verificação da Segurança dos Elementos Estruturais ao ELU.....	81
6.1.5.	Quantidade de Aço	82
6.1.6.	Deslocamentos e “ <i>Drifts</i> ” Máximos	84
6.2.	<i>Análise segundo os Eurocódigos</i>	86
6.2.1.	Análise Modal	86
6.2.2.	Regularidade Estrutural	87
6.2.3.	Classificação do Sistema Estrutural.....	89
6.2.4.	Definição da Acção Sísmica de Cálculo.....	89
6.2.5.	Efeitos Acidentais de Torção.....	92
6.2.6.	Efeitos de 2ª Ordem.....	94
6.2.7.	Análise de Esforços	95
6.2.8.	Dimensionamento e Verificação da Segurança dos Elementos Estruturais ao ELU.....	95
6.2.9.	Quantidade de Aço	97
6.2.10.	Deslocamentos Máximos	105
6.2.11.	Requisito de Limitação de Danos.....	107
7.	EDIFÍCIO 2NL8	110
7.1.	<i>Análise segundo o RSA e o REBAP</i>	110
7.1.1.	Análise Modal	110
7.1.2.	Classificação do Sistema Estrutural.....	111
7.1.3.	Análise de Esforços	111
7.1.4.	Dimensionamento e Verificação da Segurança dos Elementos Estruturais	111
7.1.5.	Quantidade de Aço	112
7.1.6.	Deslocamentos e “ <i>Drifts</i> ” Máximos	115
7.2.	<i>Análise segundo os Eurocódigos</i>	117
7.2.1.	Análise Modal	117
7.2.2.	Regularidade Estrutural	119
7.2.3.	Classificação do Sistema Estrutural.....	120

7.2.4.	Definição da Acção Sísmica de Cálculo.....	120
7.2.5.	Efeitos Acidentais de Torção.....	123
7.2.6.	Efeitos de 2ª Ordem.....	124
7.2.7.	Análise de Esforços.....	125
7.2.8.	Dimensionamento e Verificação da Segurança dos Elementos Estruturais ao ELU.....	125
7.2.9.	Quantidade de Aço.....	126
7.2.10.	Deslocamentos Máximos.....	137
7.2.11.	Requisito de Limitação de Danos.....	139
CAPÍTULO 4. DISCUSSÃO		143
1.	ENQUADRAMENTO.....	143
1.1.1.	Acções Sísmicas.....	143
2.	EDIFÍCIO PT8.....	146
2.1.	Acção Sísmica de Cálculo.....	146
2.2.	Análise Modal.....	149
2.3.	Análise de Esforços.....	149
2.4.	Quantidade de Aço.....	151
2.5.	Deslocamentos e “Drifts” Máximos.....	156
3.	EDIFÍCIO 2NL8.....	162
3.1.	Acção Sísmica de Cálculo.....	162
3.2.	Análise Modal.....	165
3.3.	Análise de Esforços.....	166
3.4.	Quantidade de Aço.....	168
3.5.	Deslocamentos e “Drifts” Máximos.....	174
4.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	179
CAPÍTULO 5. CONCLUSÃO.....		185
CAPÍTULO 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		187
CAPÍTULO 7. ANEXOS.....		191

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2-1 – Programa de Publicação dos Eurocódigos [1].....	7
Quadro 2-2 – Partes Constituintes do EC8 [1]	7
Quadro 2-3 – Classes de Importância para os Edifícios [1].....	9
Quadro 2-4 – Coeficientes para os Edifícios [1]	10
Quadro 2-5 – Comparação de Algumas Disposições para as Classes DCM e DCH [2].....	11
Quadro 2-6 – Valores da a_{gR} Previstos no Anexo Nacional do EC8,	19
Quadro 2-7 – Valores da a_{gR} Previstos no RSA, para a Acção Sísmica Afastada e Próxima [5]	20
Quadro 2-8 – Tipos de Terreno Previstos no EC8 [1]	21
Quadro 2-9 – Tipos de Terreno Previstos no RSA [8]	21
Quadro 2-10 – Valores dos Parâmetros Definidores do Espectro de Resposta Elástico para a Acção Sísmica Tipo 1 (esquerda) e para a Acção Sísmica Tipo 2 (direita) [1]	24
Quadro 2-11 – Valor Básico do Coeficiente de Comportamento, q_0 [1]	33
Quadro 2-12 – Valor do Coeficiente de Comportamento q [17]	35
Quadro 2-13 – Características Exigidas aos Materiais, de acordo com o EC8, consoante a Classe de Ductilidade considerada	35
Quadro 2-14 – Coeficientes Parciais relativos aos Materiais para os Estados Limites Últimos.....	35
Quadro 2-15 – Comparação dos Requisitos de Dimensionamento para a Concepção de Vigas previstos no REBAP e no EC8, conforme a Classe de Ductilidade considerada [11]	57
Quadro 2-16 – Comparação dos Requisitos de Dimensionamento para a Concepção de Pilares previstos no REBAP e no EC8, conforme a Classe de Ductilidade considerada [11]	59
Quadro 2-17 – Comparação dos Requisitos de Dimensionamento para a Concepção de Paredes previstos no REBAP e no EC8, conforme a Classe de Ductilidade considerada [11]	61
Quadro 3-1 – Diferentes Zonamentos para os Concelhos Analisados, conforme o Regulamento considerado, RSA ou EC8.....	66
Quadro 3-2 – Dimensões da Secção Transversal dos Pilares dos Edifícios PT8 e 2NL8.....	70
Quadro 3-3 – Percentagem da Participação da Massa Modal do edifício PT8.....	79
Quadro 3-4 – Parâmetros dos Modos de Vibração do Edifício PT8 para a Modelação Efectuada de acordo com o RSA	80
Quadro 3-5 – Reacções na Base dos Pilares do Edifício PT8, para todas as Combinações Previstas no RSA	80
Quadro 3-6 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)	82

Quadro 3-7 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa).....	83
Quadro 3-8 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa).....	83
Quadro 3-9 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa).....	84
Quadro 3-10 – Percentagem da Participação da Massa Modal do Edifício PT8	86
Quadro 3-11 – Parâmetros dos Modos de Vibração do Edifício PT8 para a Modelação Efectuada de acordo com o EC8.....	87
Quadro 3-12 – Verificação da Resistência à Torção Mínima para ambas as Direcções Laterais do Edifício PT8	88
Quadro 3-13 – Deslocamentos dos Modos de Vibração Fundamentais e Massa do Piso.....	94
Quadro 3-14 – Reacções na Base dos Pilares do Edifício PT8, para todas as Combinações previstas no EC1.....	95
Quadro 3-15 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos).....	97
Quadro 3-16 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)	98
Quadro 3-17 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa).....	98
Quadro 3-18 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos).....	99
Quadro 3-19 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)	99
Quadro 3-20 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa).....	100
Quadro 3-21 – Determinação do Limite do Coeficiente $\alpha \cdot \omega_{wd}$ a cumprir na Base dos Pilares do Edifício PT8, para todas as Localizações Analisadas.....	101

Quadro 3-22 – Verificação do Cumprimento das Disposições relativas ao Confinamento na Base dos Pilares do Edifício PT8, para todas as Localizações Admitidas	102
Quadro 3-23 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos).....	103
Quadro 3-24 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)	103
Quadro 3-25 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa).....	104
Quadro 3-26 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos).....	104
Quadro 3-27 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)	105
Quadro 3-28 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa).....	105
Quadro 3-29 – Percentagem da Participação da Massa Modal do edifício 2NL8	110
Quadro 3-30 – Parâmetros dos Modos de Vibração do Edifício 2NL8 para a Modelação Efectuada de acordo com o RSA	110
Quadro 3-31 – Soma das Reacções na Base dos Pilares do edifício 2NL8, para todas as Combinações Previstas no RSA.....	111
Quadro 3-32 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)	112
Quadro 3-33 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)	113
Quadro 3-34 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)	113
Quadro 3-35 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa).....	114

Quadro 3-36 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)	114
Quadro 3-37 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)	115
Quadro 3-38 – Percentagem da Participação da Massa Modal do edifício 2NL8	118
Quadro 3-39 – Parâmetros dos Modos de Vibração do Edifício 2NL8 para a Modelação Efectuada de acordo com o EC8	118
Quadro 3-40 – Verificação da Resistência à Torção Mínima para ambas as Direcções Laterais do Edifício 2NL8.....	119
Quadro 3-41 – Relação entre a Resistência do Núcleo à Força de Corte na Base do Edifício e a Resistência Sísmica Total do Sistema para a Acção Sísmica Afastada	120
Quadro 3-42 – Deslocamentos dos Modos de Vibração Fundamentais e Massas dos Pisos do Edifício 2NL8.....	124
Quadro 3-43 – Reacções na Base dos Pilares do Edifício 2NL8, para todas as Combinações Previstas no EC1	125
Quadro 3-44 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos).....	126
Quadro 3-45 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)	126
Quadro 3-46 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa).....	127
Quadro 3-47 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos).....	127
Quadro 3-48 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)	128
Quadro 3-49 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa).....	128
Quadro 3-50 – Determinação do Limite do Coeficiente $\alpha \cdot \omega_{wd}$ a cumprir na Base dos Pilares do Edifício 2NL8, para todas as Localizações Analisadas	129

Quadro 3-51 – Verificação do Cumprimento das Disposições Relativas ao Confinamento na Base dos Pilares do Edifício 2NL8, para todas as Localizações Admitidas	129
Quadro 3-52 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos).....	130
Quadro 3-53 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)	130
Quadro 3-54 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa).....	131
Quadro 3-55 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos).....	131
Quadro 3-56 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)	132
Quadro 3-57 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa).....	132
Quadro 3-58 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos).....	133
Quadro 3-59 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)	133
Quadro 3-60 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa).....	134
Quadro 3-61 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos).....	134
Quadro 3-62 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)	135
Quadro 3-63 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa).....	135

Quadro 3-64 – Determinação do Limite do Coeficiente $\alpha \cdot \omega_{wd}$ a cumprir na Zona Crítica dos Núcleos do Edifício 2NL8, para todas as Localizações Analisadas 136

Quadro 3-65 – Verificação do Cumprimento das Disposições relativas ao Confinamento na Zona Crítica dos Núcleos do Edifício 2NL8, para todas as Localizações Admitidas..... 136

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Oscilador Linear de 1 Grau de Liberdade sujeito a Movimentos na Base [29].....	14
Figura 2 – Zonamento Sísmico em Portugal Continental, Acção Sísmica Afastada (esquerda) e Próxima (direita) [1]	17
Figura 3 – Zonamento Sísmico no Arquipélago da Madeira – Acção Sísmica do Tipo 1 [1]	18
Figura 4 – Zonamento Sísmico do Arquipélago dos Açores – Acção Sísmica do Tipo 2 [1]	18
Figura 5 – Zonamento do Território Continental [5].....	19
Figura 6 – Espectro de Resposta Elástico para os Sismos de (a) EI Centro e (b) de Northridge para vários Factores de Amortecimento (1, 5, 10, 15, 20%): aceleração (cima), velocidade (meio) e deslocamento (baixo) [4].....	22
Figura 7 – Forma do Espectro de Resposta Elástica do EC8 [1].....	23
Figura 8 – Relação do Parâmetro S com a Aceleração Sísmica a_{gR} [7].....	25
Figura 9 – Espectros de Resposta Elástica para a Acção Sísmica Afastada (esquerda) e para a Próxima (direita) recomendados para Terrenos do Tipo A a E, de acordo com o EC8 para 5% de Amortecimento [1]	25
Figura 10 – Espectros de Resposta para a Acção Sísmica Afastada (esquerda) e para a Próxima (direita) de acordo com o Coeficiente de Comportamento, recomendados para Terrenos do Tipo I (cima), II (meio) e III (baixo), de acordo com o RSA [8].....	26
Figura 11 – Comportamento Não Linear de um Oscilador com um Grau de Liberdade [3]	32
Figura 12 – Definição dos Factores α e α_1 com base no Corte Basal relativamente ao Deslocamento no Topo, determinado através da Análise <i>Pushover</i> (V_b corresponde ao Corte Basal e V_{bd} ao Corte Basal de Dimensionamento. [4]	33
Figura 13 – Resposta de uma Estrutura de um Grau de Liberdade sujeita a Acção de Base: (a) Comportamento Elástico e (b) Comportamento Elasto-plástico [9].....	41
Figura 14 – Transformação entre a Resposta Linear (L) e Não Linear (NL) [10].....	42
Figura 15 – Espectro de Resposta, para $T_c=0,6$ s, normalizado para o Valor de PGA, proposto por Vidic et al. [4]	42
Figura 16 – Mecanismos de Rotura para Dimensionamento por Resistência (a) e por Ductilidade (b) (em cima) e os Gráficos que relacionam os Deslocamentos com os Esforços Resistentes (baixo) [4].....	43
Figura 17 – Equilíbrio do Nó através da representação dos Esforços confluentes no mesmo [5]	44
Figura 18 – Representação de um “Mecanismo Plástico de Piso Flexível” – “ <i>soft storey</i> ” [4].....	45
Figura 19 – Mecanismos Estáveis que se pretendem obter com a condição de Ductilidade Global $M_{Rc} \geq 1,3 \cdot M_{Rb}$, nos Sistemas Porticados ou Equivalentes a Pórticos [4].....	45
Figura 20 – Mecanismos Estáveis associados aos Sistemas de Paredes ou Equivalentes a Paredes [4].....	46
Figura 21 – Efeito do Confinamento das Armaduras Transversais em Elementos de Betão Armado [2]..	47

Figura 22 – Importância do Espaçamento das Cintas no Controlo da Encurvadura da Armadura Longitudinal [2].....	48
Figura 23 – Analogia Ilustrativa do Princípio da Capacidade Real [4]	48
Figura 24 – Diagramas Qualitativos $M-\theta$ sob Carga Monotónica, referentes ao Colapso associado a Esforços de Flexão (esquerda) e Esforço Transverso (à direita) [11].....	49
Figura 25 – Determinação da Parcela do Esforço Transverso Hiperestático de acordo com o Princípio da Capacidade Real [11]	49
Figura 26 – Valores de Cálculo pela Capacidade Real dos Esforços Transversos nas Vigas [1].....	50
Figura 27 – Representação do Cálculo do Quociente MRcMRb por Aplicação do Princípio da Capacidade Real [30].....	52
Figura 28 – Valores de Cálculo pela Capacidade Real do Esforço Transverso em Pilares [1]	53
Figura 29 – Envolvente de Cálculo dos Momentos Flectores em Paredes Esbeltas para Sistemas de Paredes (à esquerda) e para Sistemas Mistos (à direita) [1]	55
Figura 30 – Envolvente de Cálculo dos Esforços Transversos nas Paredes de um Sistema Misto.....	56
Figura 31 – Disposição em Planta dos Elementos Estruturais do Edifício PT8	67
Figura 32 – Disposição em Planta dos Elementos Estruturais do Edifício 2NL8.....	68
Figura 33 – Identificação dos Pórticos do Edifício PT8.....	69
Figura 34 – Identificação dos Pórticos do Edifício 2NL8	69
Figura 35 – Espectro de Resposta Elástico do EC8 para a Acção Sísmica Afastada, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa, zonas 1.1, 1.2 e 1.3 do EC8.....	72
Figura 36 – Espectro de Resposta Elástico do EC8 para a Acção Sísmica Próxima, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa, zona 2.3 do EC8.....	73
Figura 37 – Comparação dos Espectros de Resposta Elástico do EC8 para a Acção Sísmica Afastada e Próxima, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa.	74
Figura 38 – Espectro de Resposta Elástico do RSA para a Acção Sísmica Afastada, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa, zona A do RSA.....	75
Figura 39 – Espectro de Resposta Elástico do RSA para a Acção Sísmica Próxima, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa, zona A do RSA.....	76
Figura 40 – Comparação dos Espectros de Resposta Elástico do RSA para a Acção Sísmica Afastada e Próxima, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa.	76
Figura 41 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x	84
Figura 42 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y	85
Figura 43 – “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x	85
Figura 44 – “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y	86

Figura 45 – Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício PT8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa, zonas 1.1, 1.2 e 1.3 do EC8, respectivamente.....	90
Figura 46 – Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Próxima, para o Edifício PT8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa, zona 2.3 do EC8, respectivamente.	91
Figura 47 – Comparação dos Espectros de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Afastada e Próxima, para o Edifício PT8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa.	91
Figura 48 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x	106
Figura 49 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y	106
Figura 50 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção x	108
Figura 51 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção y	108
Figura 52 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção x	109
Figura 53 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção y	109
Figura 54 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x	115
Figura 55 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y	116
Figura 56 – “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x	116
Figura 57 – “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y	117
Figura 58 – Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício 2NL8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa, zonas 1.1, 1.2 e 1.3 do EC8, respectivamente.	121
Figura 59 – Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Próxima, para o Edifício 2NL8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa, zona 2.3 do EC8.	122
Figura 60 – Comparação dos Espectros de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Afastada e Próxima, para o Edifício 2NL8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa.....	122
Figura 61 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x	137

Figura 62 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y.....	138
Figura 63 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção x.....	139
Figura 64 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção y.....	140
Figura 65 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção x.....	140
Figura 66 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção y.....	141
Figura 67 – Comparação do Espectro de Resposta Elástico do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Afastada, para um Edifício localizado em Lagos.....	143
Figura 68 – Comparação do Espectro de Resposta Elástico do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Afastada, para um Edifício localizado em Faro.....	144
Figura 69 – Comparação do Espectro de Resposta Elástico do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Afastada, para um Edifício localizado em Lisboa.....	144
Figura 70 – Comparação do Espectro de Resposta Elástico do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Próxima, para qualquer uma das localizações.....	145
Figura 71 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício PT8 localizado em Lagos.....	146
Figura 72 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício PT8 localizado em Faro.....	147
Figura 73 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o edifício PT8 localizado em Lisboa.....	147
Figura 74 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Próxima, para o edifício PT8 situado em qualquer uma das Localizações.....	148
Figura 75 – Comparação entre os Períodos dos Modos de Vibração obtidos por Análise de acordo com o RSA e o EC8, no Edifício PT8.....	149
Figura 76 – Comparação entre os Esforços, no edifício PT8, para a Combinação Fundamental com Sobrecarga como Acção Variável Base.....	150

Figura 77 – Comparação entre os Esforços, no Edifício PT8, para a Combinação Sísmica, considerando o Cenário associado à Acção Sísmica Afastada	150
Figura 78 – Comparação entre os Esforços, no Edifício PT8, para a Combinação Sísmica, considerando o Cenário associado à Acção Sísmica Afastada	151
Figura 79 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Pilares, por realização das Armaduras Longitudinais, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas	152
Figura 80 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Pilares, por realização das Armaduras Transversais, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas	153
Figura 81 – Comparação entre a Quantidade Total de Aço nos Pilares, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas	154
Figura 82 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, por realização das Armaduras Longitudinais, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas	154
Figura 83 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, por realização das Armaduras Transversais, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas	155
Figura 84 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas	155
Figura 85 – Comparação entre a Quantidade de Aço no Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas	156
Figura 86 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção <i>x</i>	157
Figura 87 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção <i>y</i>	157
Figura 88 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção <i>x</i>	158
Figura 89 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção <i>y</i>	159
Figura 90 – Comparação dos “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção <i>x</i>	160
Figura 91 – Comparação dos “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção <i>y</i>	160
Figura 92 – Comparação dos “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção <i>x</i>	161
Figura 93 – Comparação dos “ <i>Drifts</i> ” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção <i>y</i>	161
Figura 94 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício 2NL8 localizado em Lagos.....	162

Figura 95 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício 2NL8 localizado em Faro.	163
Figura 96 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício 2NL8 localizado em Lisboa.....	163
Figura 97 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Próxima segundo a Direcção x , para o Edifício 2NL8 situado em qualquer uma das Localizações.....	164
Figura 98 – Comparação entre os Períodos dos Modos de Vibração obtidos por Análise de acordo com o RSA e o EC8, no Edifício 2NL8	165
Figura 99 – Comparação entre os Esforços, no Edifício 2NL8, para a Combinação Fundamental.....	166
Figura 100 – Comparação entre os Esforços, no Edifício 2NL8, para a Combinação Sísmica, considerando o Cenário associado à Acção Sísmica Afastada	167
Figura 101 – Comparação entre os Esforços, no Edifício 2NL8, para a Combinação Sísmica, considerando o Cenário associado à Acção Sísmica Próxima.....	167
Figura 102 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Pilares, por realização das Armaduras Longitudinais, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas.....	168
Figura 103 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Pilares, por realização das Armaduras Transversais, do Edifício 2NL8, para todas as situações analisadas	169
Figura 104 – Comparação entre a Quantidade Total de Aço nos Pilares, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas	170
Figura 105 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, por realização das Armaduras Longitudinais, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas.....	170
Figura 106 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, por realização das Armaduras Transversais, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas.....	171
Figura 107 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas	171
Figura 108 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Núcleos, por realização das Armaduras Longitudinais, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas.....	172
Figura 109 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Núcleos, por realização das Armaduras Transversais, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas.....	172
Figura 110 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Núcleos, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas	173
Figura 111 – Comparação entre a Quantidade de Aço no Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas	173

Figura 112 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção x 174

Figura 113 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção y 175

Figura 114 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção x 175

Figura 115 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção y 176

Figura 116 – Comparação dos “*Drifts*” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção x..... 176

Figura 117 – Comparação dos “*Drifts*” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção y..... 177

Figura 118 – Comparação dos “*Drifts*” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção x 177

Figura 119 – Comparação dos “*Drifts*” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção y 178

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

$A_{,reforço}$	Armadura a colocar nas zonas críticas, nomeadamente, na zona de compressão
$A_{,tracção}$	Armadura de tracção real
H_w	Altura da parede
$M_{Rb,i}$	Momento resistente da viga na extremidade i
$M_{Rc,i}$	Momento resistente do pilar na extremidade i
$M_{i,d}$	Momento da extremidade i , a considerar para o cálculo do esforço transversal
ΣM_{Rc}	Soma dos momentos resistentes provenientes dos pilares
ΣM_{Rb}	Soma dos momentos resistentes provenientes das vigas
d_{bwo}	Diâmetro das armaduras de alma de paredes resistentes
d_{bl}	Diâmetro do varão longitudinal
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
h_w	Altura da viga
h_c	Largura do pilar paralela aos varões
h_s	Altura livre do piso
k_D	Coefficiente que reflecte a classe de ductilidade
l_{cr}	Comprimento da zona crítica
l_{cl}	Altura livre do pilar

l_w	Comprimento da parede
s_w	Espaçamento dos estribos
s_{wo}	Espaçamento das armaduras de alma de paredes resistentes
α	Eficácia global da cintagem
γ_{Rd}	Factor de sobrerresistência das armaduras, que depende da classe de ductilidade, e destina-se a contrabalançar o coeficiente parcial de segurança
$\varepsilon_{Sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de tracção do aço na cedência
$\varepsilon_{cu2,c}$	Extensão de rotura do betão confinado
ε_{cu2}	Extensão de rotura do betão não confinado
ε_c	Extensão do betão
μ_ϕ	Ductilidade exigida em curvatura
ν_d	Esforço axial reduzido
ρ_{min}	Percentagem mínima de armadura
ρ_{max}	Percentagem máxima de armadura
ρ'	Percentagem de armadura de compressão
ρ_l	Percentagem de armadura longitudinal total
ρ_v	Percentagem de armadura longitudinal na zona da alma
ω_{wd}	Relação volumétrica mecânica das cintas nas zonas críticas
ω_v	Percentagem mecânica de armadura vertical
θ	Coefficiente associado à deformação lateral entre pisos

Capítulo 1.

INTRODUÇÃO

1. Enquadramento do Tema

A ocorrência de um sismo pode provocar danos de diversa ordem com proporções variadas, como consequência das vibrações por este geradas e que se propagam de diferente forma consoante a maior proximidade do foco e também o tipo de solo em que as construções estão assentes, bem como a topografia do local. A sua intensidade varia consoante diversos factores, sendo que ele normalmente ocorre por consequência do movimento das placas tectónicas, bem como por falhas existentes no interior das mesmas. A actividade sísmica origina então maior risco sísmico para determinada localização caso se esteja na proximidade deste tipo de movimentos da crosta terrestre. Portugal apresenta uma sismicidade interplacas e intraplacas relevante, com uma perigosidade sísmica substancial, pelo que esta é uma matéria que merece grande estudo e atenção aquando da concepção de estruturas.

Os Estados-Membros da União Europeia encontram-se actualmente numa fase de transição dos documentos normativos, estando para breve a entrada em vigor dos Eurocódigos Estruturais. Em Portugal, uma prática habitual é a de que a estrutura dos edifícios correntes seja constituída por betão armado, e como tal é de interesse relevante o conhecimento dos Eurocódigos que têm de ser considerados para este tipo de projectos. Ainda no espaço do nosso país, uma das maiores diferenças ao nível da regulamentação actual, ainda em vigor relativamente à regulamentação europeia, constata-se no cálculo sísmico dos edifícios, pelo que esta deve ser uma matéria de estudo intensivo. Esta importância é ainda acrescida pelo facto de território nacional, salvo raras excepções, apresentar uma perigosidade sísmica e um conseqüente risco sísmico elevado. Assim, surge como objectivo primordial o conhecimento das diferenças introduzidas a nível de projecto pelo que este deve ser um tema alvo de grande estudo e debate.

2. Objectivos do TFM

O objectivo primordial do trabalho consiste na análise comparativa das diferenças introduzidas na concepção e dimensionamento de estruturas de edifícios em betão armado pela aplicação da regulamentação que entrará brevemente em vigor (EC, EC1, EC2 e EC8) relativamente à actual regulamentação portuguesa (RSA e REBAP), tendo em conta que numa grande parte do território o dimensionamento de estruturas de edifícios é condicionado pelas acções sísmicas. As diferenças que lhes estão inerentes serão abordadas ao nível da comparação, para dois edifícios em particular, das acelerações espectrais consideradas, análise modal (nomeadamente configuração modal e períodos dos modos de vibração), esforços sísmicos obtidos, quantidade de aço decorrente da realização de armaduras e ainda deslocamentos absolutos e relativos máximos. Para que esta análise possa ser conseguida foi efectuada uma explicação das disposições dos regulamentos considerados que se consideram relevantes no âmbito desta tese. Foi ainda efectuado um caso de estudo para que se procedesse a uma comparação palpável destas diferenças para dois edifícios distintos para os quais são apresentados os resultados que se consideram particularmente importantes para a elaboração desta comparação.

3. Metodologia

Nesta dissertação, foram abordados os requisitos de dimensionamento dos regulamentos em análise, dando-se destaque à clarificação do conceito em que se baseia a filosofia da capacidade real.

Optou-se ainda por se fazer um estudo para dois tipos de edifícios distintos, com porte médio, particularmente 8 pisos, um com estrutura porticada e outro com estrutura porticada com dois núcleos, de forma a poder efectuar-se uma comparação mais geral dos efeitos introduzidos pelo EC8, documento base para o projecto de estruturas para resistência aos sismos.

Este estudo foi efectuado para diversas localizações de edifícios distintas, particularizando-se para edifícios situados em Lagos, Faro e Lisboa, correspondentes a três zonas distintas no EC8, pertencentes todos à mesma zona sísmica no RSA, a zona A.

Deste modo conseguiu-se fazer uma análise de quantidades de aço para todas as situações analisadas, e para ambos os regulamentos, de forma a quantificar-se a diferença aproximada dos custos que lhes estão associados.

4. Estrutura do TFM

Esta dissertação está dividida em capítulos, particularmente: introdução, revisão da literatura, resultados, discussão, conclusões e anexos, por ordem respectiva.

No capítulo II, revisão da literatura, foi efectuado um enquadramento dos conceitos e dos requisitos de dimensionamento dos regulamentos em questão, RSA e REBAP e Eurocódigos Estruturais, bem como outros aspectos que se considerem relevantes para a compreensão dos mesmos, de forma a poder efectuar um caso de estudo, para dois edifícios distintos, e 3 localizações, conforme já referido. De forma geral, refere-se que foram abordados aspectos gerais, aspectos relativos à análise sísmica e os critérios de dimensionamento e verificação da segurança, para o caso concreto da classe de ductilidade DCM do EC8 e ductilidade normal do REBAP, bem como uma breve comparação dos requisitos de dimensionamento, para todos os elementos estruturais e para todas as classes de ductilidade.

No capítulo III, resultados, optou-se por apresentar os resultados que se consideram importantes para que se possa proceder, posteriormente, à discussão dos mesmos, nomeadamente no que se refere ao terreno de fundação e zonas de análise, configuração dos edifícios, materiais, definição das acções (permanentes, variáveis e sísmicas). Para ambos os edifícios são ainda apresentados aspectos relativos à análise modal, classificação do sistema estrutural, análise de esforços, dimensionamento e verificação da segurança dos elementos estruturais ao ELU, quantidade de aço, deslocamentos absolutos e relativos máximos, e para o EC8 são ainda expostos os resultados relativos aos efeitos acidentais de torção, efeitos de 2ª ordem e a verificação do requisito de limitação de danos, aspectos estes que não eram contemplados no RSA ou no REBAP.

No capítulo IV procedeu-se à discussão dos resultados já referidos, para deste modo, poder fazer um breve resumo das principais divergências entre os regulamentos em vigor, tanto no que se refere ao caso de estudo como à análise das principais diferenças regulamentares encontradas.

Finalmente, no capítulo V comentam-se as principais conclusões que se retiraram com a elaboração deste trabalho.

São ainda dispostos em anexo, capítulo VII, variados gráficos, onde se apresentam as configurações modais, momentos acidentais de torção e efeitos de 2ª ordem, e todos os gráficos relativos ao dimensionamento e verificação da segurança, bem como os desenhos de armaduras e comparação das quantidades de aço para cada pórtico. Refere-se que estes anexos são apresentados em suporte digital uma vez que seria muito exaustivo apresentá-los em papel.

Capítulo 2.

REVISÃO DA LITERATURA

1. Abordagem Regulamentar

1.1. Enquadramento

“Foi o nosso País, ao que parece, o primeiro a dispor de um regulamento consagrado à defesa das construções contra os abalos sísmicos. As disposições deste regulamento, publicado em seguida ao terramoto de 1755, traduziram-se em soluções construtivas originais que ainda hoje podem identificar-se nas edificações da “época pombalina”, existentes no País.”

Com o passar dos anos, observou-se uma cada vez menor preocupação neste sentido, só voltando a reaparecer em 1954 aquando da apresentação da dissertação do Engenheiro Júlio Ferry Borges, iniciando-se assim o interesse pela Engenharia Sísmica em Portugal. Para recordar os 200 anos após o sismo de 1755 foi organizado um simpósio pela Ordem dos Engenheiros (OE) e pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), intitulado “*Simpósio Sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções*” e em 1958 foi publicado no Decreto N.º 41658 o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos, exigindo-se assim maior preocupação “anti-sísmica”.

Posteriormente foi publicado o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP), em 1961, passando para este a responsabilidade da regulação de todas as acções inerentes ao dimensionamento estrutural e onde os efeitos dos sismos eram tidos em consideração, embora de uma forma muito simplista. Em 1966, consequência do aumento de construções de betão armado surge o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA), onde foram incorporadas algumas das directrizes do regulamento datado de 1958, e que em conjunto com o RSEP estabelecia as normativas para os projectos de betão armado. Até à data, os pilares dos edifícios de betão armado eram dimensionados garantindo uma área de compressão mínima, onde a cintagem era muito reduzida.

Em 1983, é publicada a regulamentação nacional que define o actual enquadramento normativo, designadamente o Regulamento de Segurança e Acções (RSA) em Estruturas de Edifícios e Pontes e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), que vem substituir o REBA ao contemplar as estruturas de betão armado e pré-esforçado, em conjunto. O primeiro tem o objectivo de estabelecer as acções e combinações a serem consideradas na concepção de edifícios e pontes, bem como os princípios gerais que um projecto deverá seguir e o último, estabelece essencialmente exigências de dimensionamento e verificação da segurança e disposições construtivas a serem consideradas em edifícios de betão armado e pré-esforçado. O REBAP teve como base o *Model Code* do Comité Euro-Internacional do Betão (CEB), instituição presidida pelo Engenheiro Júlio Ferry Borges, o qual foi um marco na regulamentação de edifícios de “betão estrutural”, conceito de conjunto de estruturas de betão armado e pré-esforçado, por se tratar de uma “(...) regulamentação muito avançada para a época, que rompeu com velhas práticas, e tinha já incorporados a filosofia e os conceitos da moderna regulamentação”.

Nos anos 70, a Comissão das Comunidades Europeias iniciou um conjunto de estudos, que serviram de base mais tarde àquilo que viriam a ser os Eurocódigos Estruturais, tendo sido posteriormente transferida esta responsabilidade para o Comité Europeu da Normalização, após a publicação da Directiva dos Produtos de Construção (DPC), mais correctamente Directiva 89/106/CEE do Conselho. Numa primeira fase foram publicados como Pré-Normas Europeias, nos anos 90, mais tarde substituídas e anuladas pelas Normas Europeias (EN), concluídas em 2007 sob a forma de 58 normas, razão pela qual se deu a transferência de responsabilidades. Estes documentos foram criados de forma a existir um quadro normativo comum a todos os Estados-Membros da União Europeia para o projecto estrutural no âmbito da engenharia civil. Os Eurocódigos Estruturais deverão ser considerados de forma intrinsecamente articulada, referindo-se quais as Normas Europeias referentes a cada um deles, bem como o que trata e o número de partes em que se subdivide.

Quadro 2-1 – Programa de Publicação dos Eurocódigos [1]

Norma Europeia	Eurocódigo	Nº de Partes
EN 1990	EUROCÓDIGO Bases para o projecto de estruturas	1
EN 1991	EUROCÓDIGO 1 Acções em estruturas	10
EN 1992	EUROCÓDIGO 2 Projecto de estruturas de betão	4
EN 1993	EUROCÓDIGO 3 Projecto de estruturas de aço	20
EN 1994	EUROCÓDIGO 4 Projecto de estruturas mistas aço-betão	3
EN 1995	EUROCÓDIGO 5 Projecto de estruturas de madeira	3
EN 1996	EUROCÓDIGO 6 Projecto de estruturas de alvenaria	4
EN 1997	EUROCÓDIGO 7 Projecto geotécnico	2
EN 1998	EUROCÓDIGO 8 Projecto de estruturas para resistência aos sismos	6
EN 1999	EUROCÓDIGO 9 Projecto de estruturas de alumínio	5

É da competência da Comissão Técnica de Normalização CT115, comissão a cargo do LNEC por delegação do IPQ, representante português da CEN, a fiel tradução para as normas nacionais de transposição dos Eurocódigos e a elaboração dos Documentos Nacionais de Aplicação (DNA) que contêm exclusivamente informações acerca de determinados parâmetros, que podem ser alvo de alteração nacional, denominados “Parâmetros Determinados a Nível Nacional” (*Nationally Determined Parameters – NDP*), incluídos no Anexo Nacional, o qual faz parte integrante das normas nacionais (NP EN).

A estrutura do Eurocódigo 8 (EN1998) é dividida em 6 partes, descritas abaixo segundo o assunto que tratam.

Quadro 2-2 – Partes Constituintes do EC8 [1]

Norma Europeia	Partes do Eurocódigo 8	Nº de Partes
EN 1998-1	PARTE 1 Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios	1
EN 1998-2	PARTE 2 Pontes	10
EN 1998-3	PARTE 3 Avaliação sísmica e reabilitação de edifícios existentes	4
EN 1998-4	PARTE 4 Silos, reservatórios e condutas	20
EN 1998-5	PARTE 5 Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos	3
EN 1998-6	PARTE 6 Torres, mastros e chaminés	3

1.2. Aspectos Gerais

1.2.1. Requisitos de Desempenho

1.2.1.1. Requisitos Fundamentais

Na eventualidade de ocorrência de eventos sísmicos, o Eurocódigo 8 tem como pressuposto que se assegurem os seguintes aspectos, mencionados na sua §1.1.1 do EC8:

- “As vidas humanas são protegidas;
- Os danos são limitados;
- As estruturas importantes para a sociedade se mantêm operacionais.”

Estes materializam-se através do estabelecimento de dois requisitos, o da não ocorrência de colapso e o da limitação de danos.

1.2.1.1.1. Requisito de não ocorrência de colapso

Tem como principal exigência na ocorrência de um fenómeno sísmico a garantia do não colapso, tanto global como local, e a manutenção da sua “integridade estrutural”, bem como a garantia de que existe uma “capacidade resistente residual” após a ocorrência do mesmo, o qual vem definido especificamente no EC8 enquanto que no RSA esta definição não vem especificamente definida, apesar das exigências de verificação de segurança o contemplarem. Este fenómeno caracteriza-se através da definição da acção sísmica de projecto, à qual se associa 10% de probabilidade de excedência em 50 anos equivalente a um período de retorno de 475 anos, no que concerne ao EC8, e a 5% de probabilidade de excedência em 50 anos equivalente a um período de retorno de 975 anos, no que concerne ao RSA - visto ser tratada como uma acção variável. Estes valores são referentes a uma classe de importância II.

Este requisito destina-se pois à preconização de que perante uma acção sísmica intensa e rara, as vidas humanas são asseguradas, admitindo-se contudo danos significativos do ponto de vista estrutural.

1.2.1.1.2. Requisito de limitação de danos

É definido no EC8 com o pressuposto de aquando da ocorrência de um sismo com maior probabilidade de ocorrência que a determinada para a acção sísmica de cálculo, 10% de

probabilidade de excedência em 10 anos, que corresponde a um período de retorno de 95 anos, determinados requisitos de utilização não sejam comprometidos.

Este requisito deve ser considerado quando, face a um acontecimento sísmico frequente se pretende que o edifício projectado não sofra danos ao nível estrutural, admitindo-se contudo danos que não se considerem significativos nos seus elementos não estruturais, nomeadamente fendilhações. A consideração deste requisito resulta assim na limitação dos custos associados à reparação do edificado, e como tal deve optar-se pela sua consideração quando se preveja que os custos a este associados resultam numa situação económica não viável.

Relativamente à regulamentação nacional refere-se que o RSA não menciona qualquer tipo de verificação que tenha em linha de conta estes aspectos.

1.2.2. Classes de Importância

A definição das classes de importância permite a “diferenciação da fiabilidade”, correspondente a um período de retorno diferente do de referência, consoante as consequências derivadas do colapso, cujo coeficiente de importância afecta a aceleração da acção sísmica de referência através da sua multiplicação pelo mesmo. Esta definição é efectuada com o intuito da garantia de que determinados edifícios não tenham a sua utilização comprometida após a ocorrência de um sismo, previsto na §4.2.5 do EC8, cujos valores estão definidos no Anexo Nacional.

Quadro 2-3 – Classes de Importância para os Edifícios [1]

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

O valor a considerar em Portugal para os coeficientes de importância encontram-se no quadro seguinte.

Quadro 2-4 – Coeficientes para os Edifícios [1]

Classe de Importância	Acção Sísmica Tipo 1	Acção Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Este factor intervém ainda na determinação dos efeitos de inércia, nomeadamente nos coeficientes de combinação que têm em conta a presença das massas variáveis poderem não estar inteiramente presentes aquando do acontecimento.

Relativamente à regulamentação portuguesa, está referido no REBAP, artigo 33º, que nos casos de edifícios em que a sua “(...) operacionalidade tenha de ser assegurada após a ocorrência de um sismo intenso (...)”, edifícios correspondentes à classe IV do EC8, os coeficientes de comportamento devem ser reduzidos em 30%.

1.2.3. Classes de Ductilidade

1.2.3.1. Classe de Ductilidade Baixa (Low Ductility Class - DCL)

Corresponde à situação em que as estruturas são projectadas para uma baixa ductilidade e dissipação de energia, garantindo-se que estas funcionem predominantemente em estado elástico, pelo que é necessário assegurar adequada resistência à estrutura. Assim sendo, no que respeita à regulamentação europeia é apenas recomendada para zonas de baixa sismicidade. Tal como vem explicado na §2.2.1(4)P e §2.2.1(5)P do EC8, nas zonas consideradas de sismicidade muito baixa, não é necessário sequer cumprir qualquer disposição relativa ao EC8, bastando então apenas cumprir as disposições do EC2 e EC7, e nas zonas de sismicidade sísmica baixa o EC8 contempla que poderão ser adoptadas outras regras mais simples do que as dispostas no mesmo. Este estabelece o seguinte limite para que se possa considerar estar perante uma baixa sismicidade:

$$a_g \cdot S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$$

No que respeita à regulamentação nacional, pode dizer-se que esta corresponde à classe de ductilidade normal.

Refere-se no entanto, que apesar disto, o Anexo Nacional na alínea e) da §4.2, permite a consideração da classe de ductilidade baixa em edifícios que não estejam situados em zonas de baixa sismicidade, mas com cautela, limitada apenas a edifícios regulares e correntes, e de classe de importância I e II.

1.2.3.2. Classe de Ductilidade Média (Medium Ductility Class - DCM)

De acordo com o que está previsto no EC8, esta classe assegura maiores níveis de ductilidade e dissipação de energia através de exigências adicionais, que serão abordadas mais à frente, já que foi a classe de ductilidade considerada no objecto de estudo desta dissertação. No que respeita ao REBAP esta é denominada de Ductilidade Melhorada.

1.2.3.3. Classe de Ductilidade Alta (High Ductility Class DCH)

A classe de ductilidade alta tem como objectivo o de garantir, com maior fiabilidade os pressupostos admitidos na classe anterior. Como tal, deve acautelar uma maior capacidade de dissipação de energia através de um processo histerético.

Carlos Trancoso Vaz refere que a “maior exploração de ductilidade”, comparativamente à classe de ductilidade média, é conseguida através de “regras mais restritivas e pormenorizadas”. Este conjunto de regras, encontra-se detalhado, no que se considera mais importante, no quadro seguinte.

Quadro 2-5 – Comparação de Algumas Disposições para as Classes DCM e DCH [2]

Disposição	DCM	DCH
Classe mínima do betão	C 16/20	C 20/25
Classe do aço (EN 1992-1-1:2004)	B ou C	C
Factor de sobrerresistência em vigas (γ_{Rd})	1,0	1,2
Factor de sobrerresistência em pilares (γ_{Rd})	1,1	1,3
Esforço axial reduzido máximo em pilares ($v_{max,pilares}$)	0,65	0,55
Esforço axial reduzido máximo em paredes ($v_{max,paredes}$)	0,40	0,35
Largura mínima da alma de vigas	–	0,20 m
Dimensão mínima da secção dos pilares	–	0,25 m
Nota: A utilização de varões constituintes de armaduras longitudinais não nervurados não é permitida para as classes DCM e DCH.		

Segundo o mesmo, “para além das disposições que são directamente comparáveis, verifica-se a introdução de detalhe significativo ou novas disposições relativamente aos seguintes aspectos:

- Comportamento de nós viga-pilar;
- Rotura das diagonais comprimidas nas almas de paredes, devida ao esforço transversal;
- Rotura das diagonais traccionadas nas almas de paredes, devida ao esforço transversal;
- Rotura por esforço transversal segundo planos preferenciais (*sliding shear failure*) em paredes;
- Armaduras inclinadas em X, em elementos de interligação de paredes;
- Amarração das armaduras;
- Emendas de armaduras.

No que se refere ao REBAP, pode dizer-se que não existe qualquer tipo de correspondência relativamente a esta classe de ductilidade.

1.2.4. Elementos Sísmicos Primários e Secundários

O EC8 permite que sejam considerados elementos sísmicos secundários de forma, a que possam não cumprir todas as especificações do mesmo. Assim sendo, são dimensionados considerando que não fazem parte do sistema resistente às acções sísmicas, pelo que a sua rigidez deverá ser desprezada. No entanto, são dimensionados e pormenorizados de forma a que mantenham a capacidade de suporte das cargas gravíticas com a deformação sísmica, tal como as suas ligações. Deverá ainda ser verificado o efeito de 2ª ordem. Estes elementos terão de ter, no seu conjunto, uma rigidez não superior a 15% do global e não poderão tornar uma estrutura não regular em regular. Refere-se que todos os elementos estruturais que não sejam considerados como secundários terão de ser considerados como primários.

1.2.5. Rigidez dos Elementos

A §4.3.1 do EC8 indica, regra geral, a necessidade da consideração da rigidez dos elementos estruturais em fase fendilhada aquando da modelação estrutural, que deverá corresponder ao início da cedência das armaduras. Refere ainda a possibilidade de consideração de uma redução de 50% relativamente à rigidez elástica dos elementos não fendilhados, tanto no que respeita à rigidez de flexão, como de esforço transversal, quando não se efectue uma análise mais rigorosa.

O artigo 17º do REBAP, em contrapartida, considera um aumento de rigidez para acções muito rápidas, estimado em 25%, explicitamente por aumento do módulo de elasticidade do betão.

Aqui verifica-se uma discrepância de considerações. Na maioria dos casos, a diminuição da rigidez conduzirá a uma diminuição de esforços, devido à diminuição dos valores de aceleração espectral considerados, consequência da diminuição da frequência fundamental, pelo que se poderá dizer que esta consideração não será conservativa. No entanto poderão existir exceções, caso se esteja perante uma estrutura cujo período fundamental seja inferior ao do patamar de aceleração constante. Para além disto, os deslocamentos serão superiores, e este é um assunto destacado na nova regulamentação onde um dos requisitos fundamentais é o da limitação de danos, através da verificação da limitação de deslocamentos entre pisos, assunto que será posteriormente abordado com pormenor, considerando a acção sísmica associada a esse Estado de Limitação de Danos. Considera-se desta forma, esta nova consideração mais realista, na medida em que perante uma acção cíclica de carga e descarga a estrutura sofre uma considerável degradação de rigidez.

1.3. Análise Sísmica

1.3.1. Métodos de Análise

O EC8 permite a utilização de modelos de análise lineares ou não lineares, surgindo os segundos como uma alternativa aos primeiros, desde que devidamente justificados.

1.3.1.1. Análises Elásticas Lineares

Os métodos de análise elástica linear possíveis são a análise por forças laterais e a análise modal por espectro de resposta, sendo que a segunda pode ser aplicada a todos os tipos de edifícios.

1.3.1.1.1. Análise por forças laterais

É uma análise simplificada, permitida desde que verificadas determinadas condições estipuladas pelo EC8 e pelo RSA, explicitando o segundo que pode ser aplicada a estruturas que o RSA denomina por edifícios e pontes correntes, cujas condições a verificar estão descritas no ponto 4 do artigo 30º, podendo resumir-se a uma série de condições que visam garantir a regularidade em planta e altura do edifício, bem como a sua indeformabilidade no plano horizontal. Relativamente ao EC8 estipula condições específicas a verificar, nomeadamente que a contribuição dos modos de vibração superiores aos fundamentais para cada direcção seja pouco significativa, e ainda que as estruturas sejam consideradas regulares em altura.

A primeira condição considera-se verificada desde que os edifícios apresentem as seguintes limitações no que se refere aos seus períodos de vibração fundamental, T_1 , nas duas direcções principais:

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

Com T_C representando o limite superior do período no patamar de aceleração constante do espectro de resposta elástico.

Este método consiste na obtenção dos esforços sísmicos pela aplicação de forças sísmicas horizontais separadamente nos dois modelos planos.

1.3.1.1.2. Análise Modal por espectro de resposta

Nos casos em que não se pretende conhecer o comportamento da estrutura ao longo do tempo, recorre-se aos métodos de análise lineares, por maior facilidade. Destes, o que melhor representa o comportamento da estrutura é o da análise modal por espectro de resposta, na medida em que caracteriza os movimentos de base e os seus efeitos na resposta da mesma.

Os espectros de resposta são definidos nos regulamentos para cada valor de amortecimento considerado.

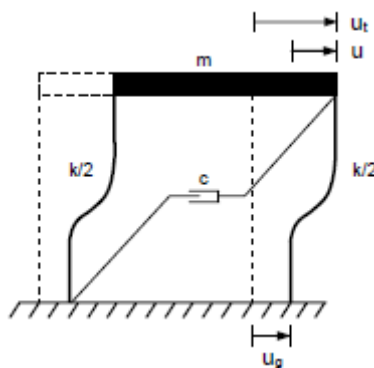


Figura 1 – Oscilador Linear de 1 Grau de Liberdade sujeito a Movimentos na Base [29]

O número de modos a considerar deve ser o suficiente para a correcta caracterização da resposta da estrutura. O EC8 estipula requisitos a satisfazer para esta garantia, nomeadamente que os factores de participação de massa acumulados sejam superiores a 90% ou, quando se

consideram todos os modos com factores de participação de massa superiores a 5%, para cada direcção considerada.

- *Combinação dos modos*

Existem duas maneiras possíveis, contempladas no EC8, de combinar os modos. A primeira é através da regra SRSS (*square root of the sum of the squares*), quando se considerem que os modos de vibração são independentes, ou caso contrário a regra CQC (*complete quadratic combination*), método mais rigoroso uma vez que considera o efeito da correlação entre os modos de vibração.

Nos casos em que o efeito considerado da acção sísmica pode ser obtido através da regra de combinação SRSS, tem-se:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

Em que:

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

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

Estes casos são os que satisfazem a condição do período do modo de vibração j não ser superior a 90% do período de vibração do modo i , com $T_j \leq T_i$.

A regra de combinação CQC é sempre aplicável, de acordo com a seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum_{n=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{in} \cdot E_{Ei} \cdot E_{En}}$$

Onde,

$$\rho_{in} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1 + \beta_{in}) \cdot \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot \beta_{in} \cdot (1 + \beta_{in})^2}$$

E,

$$\beta_{in} = \frac{p_i}{p_n}$$

Em que,

E_{En} – valor desse efeito considerado da acção sísmica devido ao modo de vibração n ;

ρ_{in} – coeficiente de correlação entre os modos de vibração;

ζ – coeficiente de amortecimento.

p_i, p_n – frequência própria do modo i e n .

- *Combinação direccional*

Em geral as componentes horizontais da acção sísmica actuam simultaneamente. A combinação dessas componentes é então feita através da raiz quadrada da soma dos quadrados da resposta sísmica em cada direcção.

$$S \approx \sqrt{\sum_{i=1}^n (S_i)^2}$$

1.3.1.2. Análises Não Lineares

Os métodos de análise não lineares são considerados métodos alternativos, indicando o EC8 dois métodos em particular, nomeadamente a análise estática não linear e a análise temporal não linear.

1.3.1.2.1. Análise Estática Não Linear

Ultimamente começaram a ser introduzidos na prática de projecto novos processos de dimensionamento. Neste âmbito, o EC8 previu a possibilidade de aplicação de um novo método, a análise em *pushover*. Citando a §4.3.3.4.2.1(1)P do EC8, este consiste numa análise estática não linear “sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico”.

1.3.1.2.2. Análise Temporal Não Linear

A análise temporal não linear é considerada a que melhor traduz o comportamento da estrutura, quando o seu modelo matemático é bem formulado, uma vez que são métodos que permitem avaliar a resposta da estrutura ao longo do tempo. No entanto, são demasiado complexas e pouco práticas em termos de dimensionamento. Este é um tema bastante moroso e que não se encontra dentro do foro desta dissertação pelo que não se irá entrar em pormenorização, referindo-se apenas a sua possibilidade, quando tal se justifique.

1.3.2. Definição da Acção Sísmica

1.3.2.1. Zonamento Sísmico do Território

De acordo com a §3.2.1 do EC8, o zonamento sísmico do território é da responsabilidade das autoridades nacionais. Assim sendo, no Anexo Nacional referente à mesma secção vêm definidos dois cenários de acção sísmica distintos, um associado à acção sísmica afastada, geralmente relativos a sismos com epicentro na região Atlântica, movimento interplacas, e um associado à acção sísmica próxima, geralmente relativos a sismos com epicentro no território Continental ou no Arquipélago dos Açores, movimento intraplacas. A acção correspondente ao primeiro no EC8 é designada acção sísmica do tipo 1, e ao segundo acção sísmica do tipo 2.

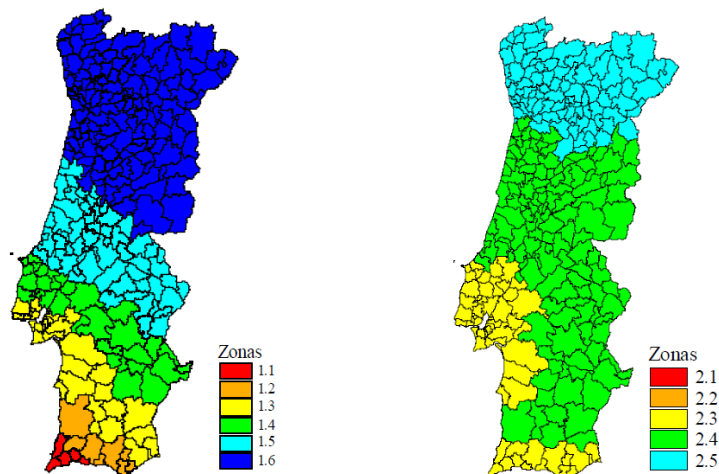


Figura 2 – Zonamento Sísmico em Portugal Continental, Acção Sísmica Afastada (esquerda) e Próxima (direita) [1]

Vem também explicitado que no território continental é necessário efectuar a análise sísmica considerando os dois cenários possíveis. Todavia, no arquipélago da Madeira basta apenas considerar a acção sísmica do tipo 1, e no dos Açores a acção sísmica do tipo 2.



Figura 3 – Zonamento Sísmico no Arquipélago da Madeira – Acção Sísmica do Tipo 1 [1]

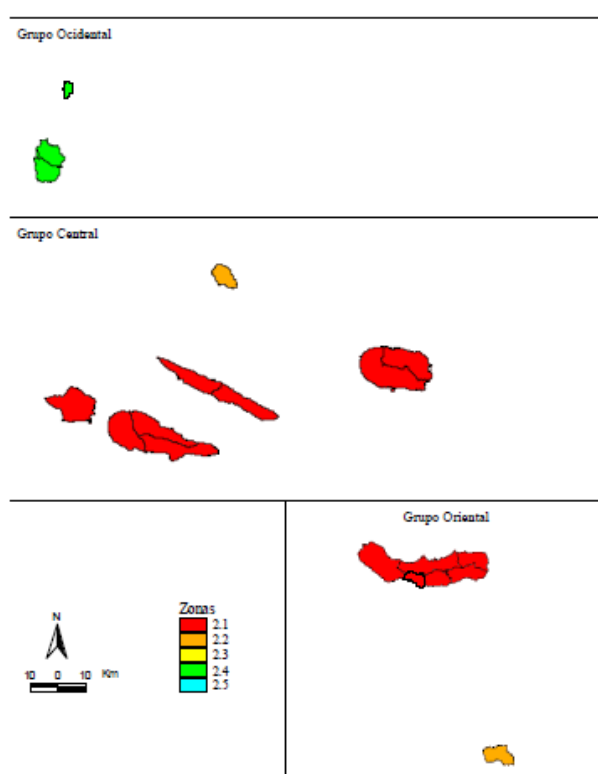


Figura 4 – Zonamento Sísmico do Arquipélago dos Açores – Acção Sísmica do Tipo 2 [1]

A mesma secção indica que o zonamento é efectuada com base no pressuposto de que para cada zona sísmica corresponde a mesma sismicidade, maioritariamente descrita pelo valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A, a_{gR} , cujos valores se encontram discriminados no quadro seguinte, para ambos os cenários sismo-génese considerados.

**Quadro 2-6 – Valores da a_{gR} Previstos no Anexo Nacional do EC8,
para a Acção Sísmica Afastada e Próxima [5]**

Zona	Acção Sísmica Afastada	Acção Sísmica Próxima
	a_{gR} [cm/s ²]	a_{gR} [cm/s ²]
1	250	250
2	200	200
3	150	170
4	100	110
5	60	80
6	35	-

No RSA, estão igualmente contemplados estes cenários, mas o cenário relativo à acção sísmica afastada é denominado acção sísmica do tipo 2, ao contrário do EC8, e o relativo à acção sísmica próxima é denominado acção sísmica do tipo 1. De acordo o RSA, artigo 2º do anexo III, a acção sísmica do tipo 1 representa “um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal” e a acção sísmica do tipo 2 “um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal”, fazendo-se sentir por 10 e 30 segundos, respectivamente, o movimento vibratório em cada ponto do terreno.

No entanto, apesar de ser considerado um duplo cenário, tal como no EC8, não foi considerado um zonamento diferente para cada acção.

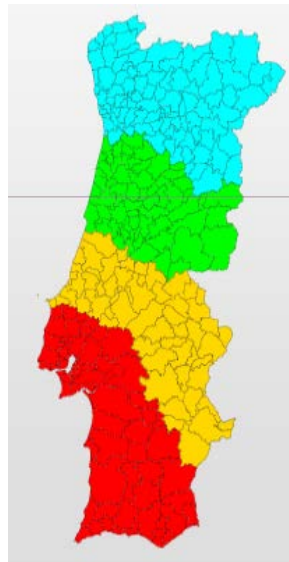


Figura 5 – Zonamento do Território Continental [5]

Relativamente ao arquipélago dos Açores refere-se que está incluído na zona A, com excepção das ilhas Flores e Corvo, que tal como as da Madeira, estão incluídas na zona D, de acordo com o artigo 28º.

Quadro 2-7 – Valores da a_{gR} Previstos no RSA, para a Acção Sísmica Afastada e Próxima [5]

Zona	Acção Sísmica Afastada	Acção Sísmica Próxima
	a_{gR} [cm/s ²]	a_{gR} [cm/s ²]
A	107	177
B	75	124
C	54	89
D	32	53

1.3.2.2. Classificação dos Solos

Os sismos podem ter efeitos directos ou indirectos no comportamento dos solos. Os directos são, para além dos movimentos vibratórios, roturas, liquefacção das camadas arenosas, desmoronamento e deslizamento de terras, entre outros. Os indirectos, podem provocar maremotos, por exemplo.

No âmbito desta dissertação, vão apenas estudar-se as movimentações vibratórias do terreno, visto que a acção sísmica transmitida à estrutura é dependente das condições locais do mesmo. Como tal, é necessário ter em conta a classificação dos solos para a definição da mesma. Esta classificação é obtida através de estudos geotécnicos, por meio laboratorial ou com recurso a ensaios *in situ*. De acordo com a §3.1.2 do EC8, deverá ser determinada, preferencialmente por meio do valor da velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, ou em alternativa, pelo valor de N_{SPT} . São ainda dadas referências no que concerne aos respectivos valores da resistência ao corte não drenada do solo, tal como se pode constatar no quadro seguinte.

Quadro 2-8 – Tipos de Terreno Previstos no EC8 [1]

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 – 20
S₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S ₁			

Em suma, formações rochosas correspondem aos terrenos do tipo A, os terrenos rijos aos do tipo B, os solos médios aos do tipo C e os brandos aos do tipo D, e terrenos com grandes contrastes de rigidez correspondem aos do tipo E. Surgem ainda dois casos especiais, S₁ e S₂.

Quanto ao que vem estipulado no RSA, identificam-se os tipos de terreno no quadro seguinte.

Quadro 2-9 – Tipos de Terreno Previstos no RSA [8]

Tipo de Terreno	Descrição do Terreno
I	Rochas e solos coerentes rijos
II	Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos
III	Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos

1.3.2.3. Espectros de Resposta

Segundo Fardis, “o espectro de resposta é um gráfico que representa as máximas respostas em aceleração, velocidade ou deslocamento de um sistema de um grau de liberdade com vários períodos naturais, quando submetido a um movimento sísmico.”

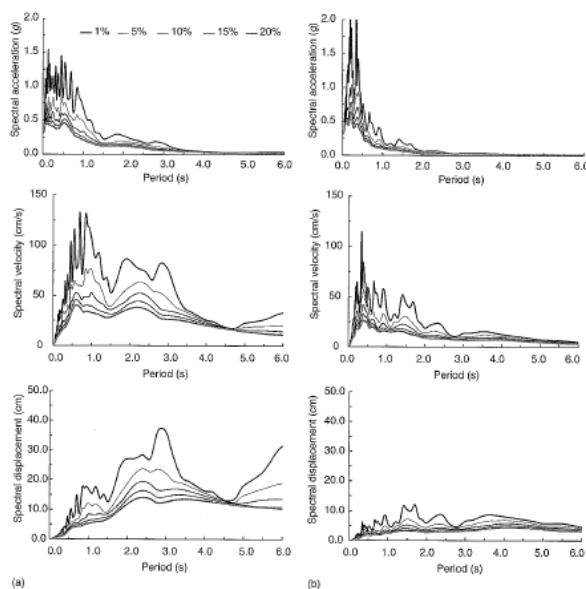


Figura 6 – Espectro de Resposta Elástico para os Sismos de (a) EI Centro e (b) de Northridge para vários Factores de Amortecimento (1, 5, 10, 15, 20%): aceleração (cima), velocidade (meio) e deslocamento (baixo) [4]

Contudo, doravante apenas iremos analisar o espectro de resposta elástica da aceleração, denominado “espectro de resposta elástica”.

1.3.2.3.1. Espectro de Resposta Elástica Horizontal

As acções horizontais estão essencialmente associadas às ondas sísmicas secundárias (S) visto que, por apresentarem um comprimento de onda maior do que o das ondas primárias (P), estão associadas a menores frequências, ou seja, a períodos mais altos.

No EC8, o espectro de resposta horizontal elástico apresenta a seguinte forma:

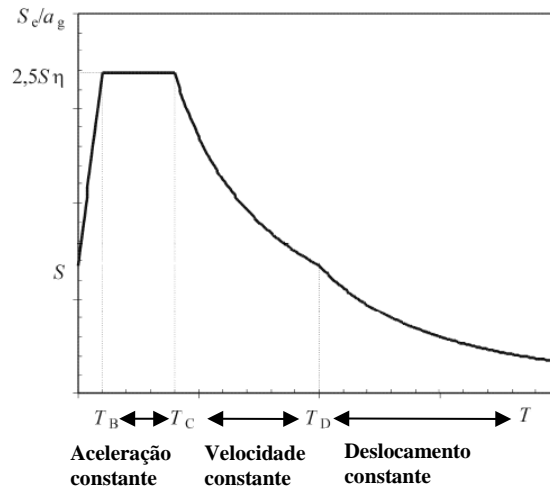


Figura 7 – Forma do Espectro de Resposta Elástica do EC8 [1]

Onde:

$S_e(T)$ – espectro de resposta elástica;

T – período de vibração;

a_g – aceleração de cálculo à superfície para um terreno do tipo A;

T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração constante;

T_C – limite superior do período no patamar de aceleração constante;

T_D – período onde se inicia o patamar de deslocamento constante;

S – coeficiente do solo;

η – coeficiente de correcção do amortecimento (para 5% de amortecimento, $\eta=1$).

O espectro de resposta elástica pode ser construído pelos respectivos ramos que o compõem, e que são determinados por:

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

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

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

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

Em que o factor de correcção do amortecimento é obtido por:

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

E o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, deverá ser obtido através da multiplicação do seu valor de referência pelo coeficiente de importância admitido, isto é:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma$$

Todos os parâmetros intervenientes na determinação do espectro de resposta elástico são considerados NDP, pelo que estão definidos no Anexo Nacional do EC8, cujos valores são os apresentados no quadro seguinte.

Quadro 2-10 – Valores dos Parâmetros Definidores do Espectro de Resposta Elástico para a Acção Sísmica Tipo 1 (esquerda) e para a Acção Sísmica Tipo 2 (direita) [1]

Solo	Acção Sísmica Tipo 1				Acção Sísmica Tipo 2			
	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1	0,1	0,6	2	1	0,1	0,25	2
B	1,35	0,1	0,6	2	1,35	0,1	0,25	2
C	1,6	0,1	0,6	2	1,6	0,1	0,25	2
D	2	0,1	0,8	2	2	0,1	0,3	2
E	1,8	0,1	0,6	2	1,8	0,1	0,25	2

Também no Anexo Nacional, vem definido que o parâmetro do solo deve ser obtido pelas seguintes condições:

$$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 : S = S_{max}$$

$$1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 : S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \cdot (a_g - 1)$$

$$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 : S = 1,0$$

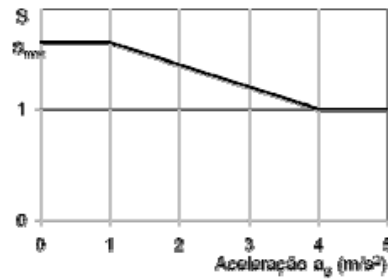


Figura 8 – Relação do Parâmetro S com a Aceleração Sísmica a_{gR} [7]

Contudo, o EC8 indica que na análise modal por espectro de resposta, o espectro a considerar não deverá ser o espectro de resposta elástica horizontal, mas sim o espectro de cálculo para a análise elástica, que será abordado mais à frente.

Pela análise da figura abaixo pode verificar-se a influência do tipo de terreno nas acções sísmicas interplacas e intraplacas.

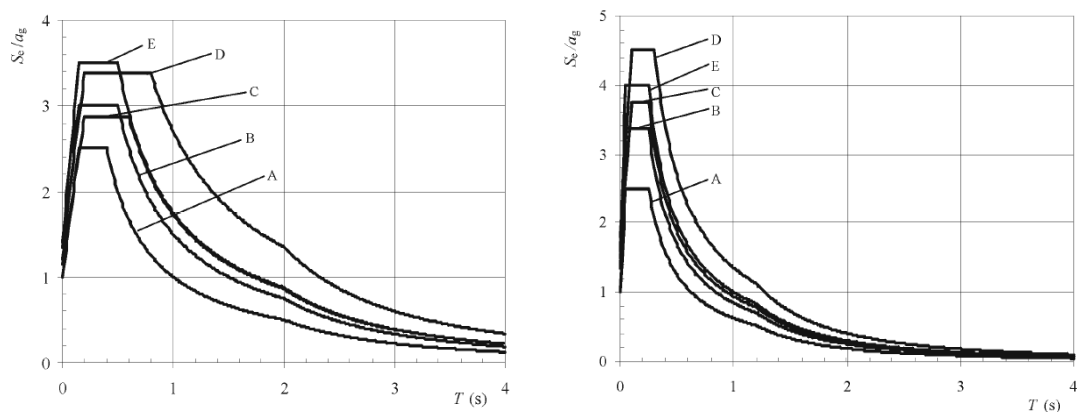


Figura 9 – Espectros de Resposta Elástica para a Acção Sísmica Afastada (esquerda) e para a Próxima (direita) recomendados para Terrenos do Tipo A a E, de acordo com o EC8 para 5% de Amortecimento [1]

O RSA estipula que a análise sísmica deve ser efectuada por métodos de análise dinâmica, podendo admitir-se que as estruturas têm comportamento linear, simplificada, e posteriormente corrigi-lo através da introdução do coeficiente de comportamento. Tal como o EC8, o RSA também determina diferentes espectros de resposta, consoante o tipo de terreno e cenário considerados, podendo verificar-se igualmente, a sua influência nas figuras seguintes. Pode ainda verificar-se a influência da variação do coeficiente de amortecimento.

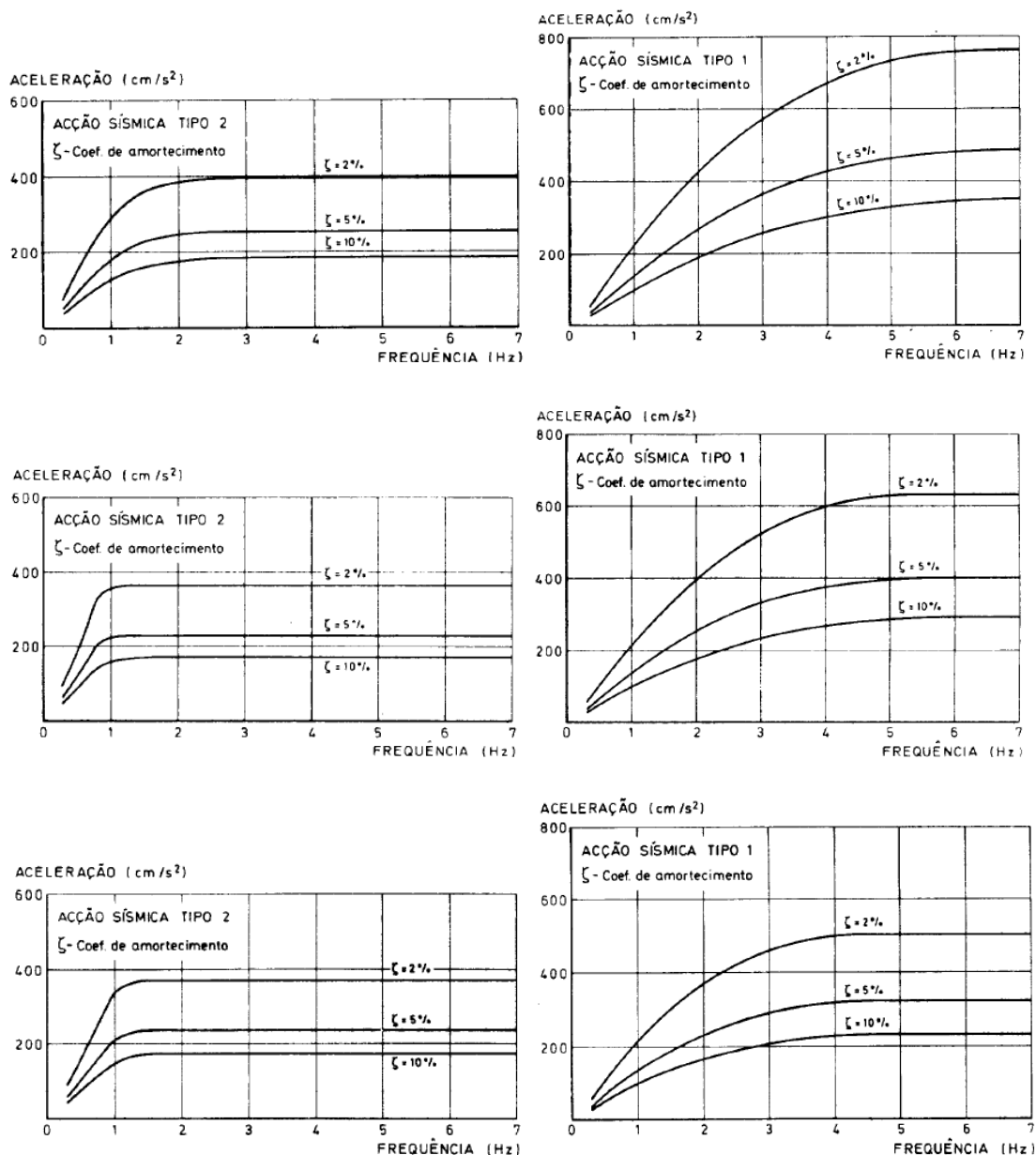


Figura 10 – Espectros de Resposta para a Acção Sísmica Afastada (esquerda) e para a Próxima (direita) de acordo com o Coeficiente de Comportamento, recomendados para Terrenos do Tipo I (cima), II (meio) e III (baixo), de acordo com o RSA [8]

1.3.2.3.2. Espectro de Resposta Elástica Vertical

A quantificação dos espectros de resposta vertical não será aqui abordada uma vez que não foram consideradas as acções verticais no âmbito desta dissertação. Explica-se esta opção pelo facto de apenas determinadas estruturas serem particularmente sensíveis a movimentos vibratórios nesta direcção. No que se refere ao EC8, são dadas indicações claras, na §4.3.3.5.2, de quais as estruturas que devem ser abrangidas por esta análise, nomeadamente sistemas

estruturais com elementos com vãos e consolas muito grandes, e somente quando sujeitas a uma aceleração vertical muito acentuada, cujo valor de cálculo iguale ou exceda os 250 cm/s^2 . Quanto ao RSA segundo a nota do 4º ponto do artigo 29º, podem ser apenas abrangidas “as estruturas com modos de vibração caracterizados por frequências próprias inferiores a cerca de 10 Hz”.

Ao contrário das horizontais, estas vibrações estão normalmente associadas às ondas primárias (P), e a frequências maiores. A acção vertical tem sido na grande maioria das vezes desprezada aquando da concepção do edifício.

1.3.2.3.3. Espectro de Cálculo para a Análise Elástica

O EC8 indica que a análise modal deverá ser efectuada com base no espectro de cálculo, ao invés do espectro de resposta elástica. Assim, de forma a ter em conta os efeitos da ductilidade e dissipação de energia, o EC8 indica que o comportamento não linear da estrutura deverá ser tido em conta logo no espectro considerado, pela afectação do espectro de resposta elástica por este factor, coeficiente de comportamento, ao invés da metodologia adoptada no RSA em que apenas na combinação sísmica se reduzem as acções sísmicas, com base neste pressuposto. Acrescenta-se, que o EC8 prevê ainda uma limitação das acelerações nos ramos referentes ao patamar de velocidade e deslocamento constante para um limite de:

$$T \geq T_c : S_d(T) \geq \beta \cdot a_g, \beta = 0,2$$

Com:

S_d – Espectro de cálculo;

β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

1.3.3. Critérios de Regularidade Estrutural

O EC8 prevê a verificação de determinados critérios de regularidade, tanto em planta como em altura, de forma a poderem ser adoptados modelos e métodos de análise simplificados, nomeadamente o método de análise por forças laterais. Tem ainda influência na consideração ou não de reduções a efectuar no valor básico do coeficiente de comportamento.

No ponto 4 do artigo 30º do RSA também já eram previstas determinadas condições, relativas à regularidade em planta e em altura em conjunto, de forma a poder ser efectuada uma análise

linear mais simplificada, semelhante às descritas pelo EC8, embora de uma forma distinta. Estes edifícios eram designados de edifícios correntes.

1.3.3.1. Regularidade em Planta

Quanto aos critérios de regularidade em planta muitos são os factores a ser tidos em consideração, cujas condições a cumprir se encontram especificadas na §4.2.3.2.

Transcrevendo de forma resumida o EC8, as condições a verificar são as seguintes:

- “No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais.”
- “A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha, poligonal convexa.”
- “A rigidez no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais (...)”
- “A esbelteza $\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que L_{max} e L_{min} representam, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direcções ortogonais.”
- “A cada nível e para cada direcção de cálculo x e y , a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r , devem verificar as duas condições seguintes, expressas para a direcção de cálculo y :

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

Em que:

e_{0x} – distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direcção x , perpendicular à direcção de cálculo considerada;

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

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

O raio de giração pode ser obtido por:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A}}$$

1.3.3.2. Regularidade em Altura

No que concerne à regularidade em altura, a §4.2.3.3 do EC8, refere o seguinte:

- “Todos os sistemas resistentes a acções laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício (...)”
- “A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado.”
- “Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes.”

Nos casos em que existam recuos, o EC8 menciona ainda mais uma série de condições a verificar.

1.3.4. Sistemas Estruturais

A §5.1.2 do EC8 determina regras específicas de maneira a classificar o tipo de sistemas estruturais a tratar. Esta classificação é efectuada consoante os elementos responsáveis por assegurar uma maior resistência de todo o sistema. Os sistemas estruturais vêm definidos de seguida.

1.3.4.1. Sistema porticado

Consiste num sistema estrutural onde pelo menos 65% do esforço total de corte basal é assegurado pelos pórticos.

1.3.4.2. Sistema misto equivalente a sistema porticado

É um sistema misto cujo sistema porticado contribui com mais de metade da resistência ao corte basal total.

1.3.4.3. Sistema misto equivalente a paredes

Sistema semelhante ao anterior, mas onde as paredes é que asseguram a maior parte da sua resistência, contribuindo com mais de metade da resistência ao corte na base total.

1.3.4.4. Sistema de paredes

Sistema semelhante ao sistema porticado, mas com as paredes estruturais a terem de assegurar mais de 65% da resistência total ao corte basal. Estes sistemas são ainda sub-divididos, consoante o seu comportamento em dois sistemas:

- *Sistema de paredes dúcteis*

Sistema de paredes em que se prevê que se forme uma zona de rótula plástica, imediatamente acima da base das paredes, as quais terão de ser fixas para impedir rotações. Este sistema deverá ser considerado quando se verifique que não corresponde a um sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado.

Relativamente às paredes que o constituem, refere-se que poderão ser consideradas acopladas ou não acopladas, de acordo com o EC8, consoante sejam ligadas por “vigas de acoplamento”, que permitam ou não, respectivamente, que os momentos flectores do conjunto (contabilizando a viga em questão) sejam inferiores a 75% da soma dos momentos flectores na base de cada parede, funcionando separadamente.

- *Sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado*

Sistema de paredes, onde se prevê que não se forme uma zona de rótula na base das mesmas, tanto por consequência das suas dimensões, como por falta de encastramento, ou ainda por ligação de paredes de grandes dimensões transversais. Desta forma, não podem ser dimensionadas considerando este mecanismo de dissipação de energia e não poderão ser dimensionadas como DCH.

Para que um sistema de paredes seja classificado como um sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado devem ser verificadas as seguintes condições:

– Na direcção horizontal considerada têm de existir duas paredes, no mínimo, com uma dimensão em planta superior a 4,0 m ou a 2/3 da sua altura, o que for menor.

– Devem suportar, conjuntamente, pelo menos 20% da carga gravítica na situação de projecto sísmica.

– O período fundamental não pode ser superior a 0,5 s, admitindo que é impedida qualquer rotação na sua base.

1.3.4.5. Sistema de pêndulo invertido

Sistema onde a maioria da massa, mais de metade, se localiza no terço superior do edifício, ou onde a principal dissipação de energia ocorre na base de um só elemento.

1.3.4.6. Sistema torsionalmente flexível

Este sistema caracteriza-se por não apresentar uma resistência à torção mínima. Estes sistemas são os que mesmo satisfazendo as condições de qualquer um dos restantes sistemas, não satisfazem a seguinte condição, para cada direcção considerada:

$$r_x \geq l_s$$

Em que:

r_x – raio de torção;

l_s – raio de giração da massa do piso em planta.

Um exemplo deste sistema é um sistema misto com pórticos flexíveis e paredes concentradas no seu centro geométrico.

O RSA, por sua vez, faz esta diferenciação com base na relação entre a rigidez dos elementos verticais e a rigidez dos horizontais, de acordo com a nota do 2º ponto do artigo 31º do RSA, apresentando 3 tipos de configurações distintas: estruturas pórtico, estruturas mistas pórtico-parede e estruturas-parede.

1.3.4.7. Estruturas pórtico

Nas estruturas pórtico, todos os troços de pilares, sob a acção de forças horizontais, apresentam inversão de sinais dos momentos nas suas extremidades.

1.3.4.8. Estruturas mistas pórtico-parede

Nas estruturas mistas pórtico-parede, em alguns troços verifica-se inversão dos momentos, enquanto que noutros não.

1.3.4.9. Estruturas-parede

E finalmente, nas estruturas-parede, apenas em poucos troços se verifica esta inversão.

1.3.5. Coeficiente de Comportamento

A análise modal por espectro de resposta, análise adoptada na realização dos estudos alvo desta dissertação, admite um comportamento da estrutura simplificado, na medida em que se admite um comportamento elástico linear, o qual para ter em consideração a capacidade de dissipação de energia, “associados ao material, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projecto”, entra em conta com o coeficiente de comportamento, permitindo assim determinar os verdadeiros esforços da estrutura. Segundo a §3.2.2.5, o coeficiente de comportamento não é mais do que “uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adoptadas no projecto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura”.

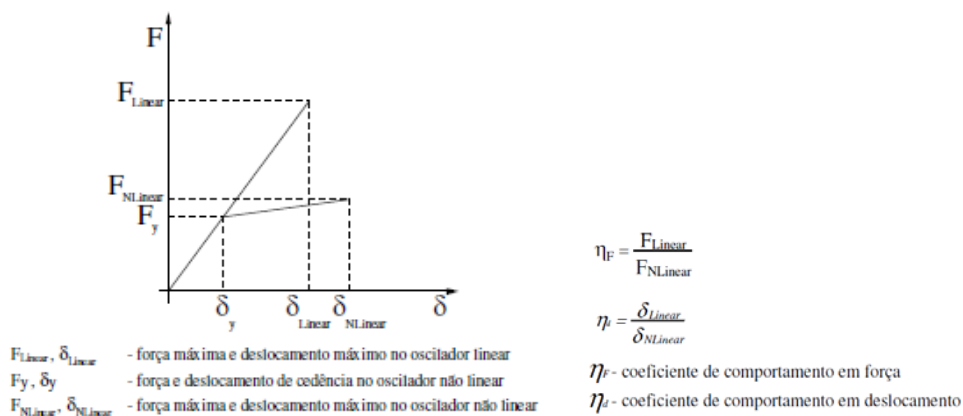


Figura 11 – Comportamento Não Linear de um Oscilador com um Grau de Liberdade [3]

O valor que deve ser tomado para o coeficiente de comportamento para as acções sísmicas, segundo o EC8, §5.2.2.1, para cada direcção, deve obedecer a:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

Onde q_0 é referente ao valor básico do coeficiente de comportamento – dependente do tipo de sistema e da classe ductilidade, cujo conceito será abordado de seguida – e k_w ao coeficiente que reflecte o modo de rotura, preponderante nos sistemas de paredes ou torsionalmente flexíveis.

Quadro 2-11 – Valor Básico do Coeficiente de Comportamento, q_0 [1]

Tipo Estrutural	Classe de Ductilidade Média (DCM)	Classe de Ductilidade Alta (DCH)
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Refere-se que para edifícios não regulares em altura este valor deve ser diminuído 20%.

Citando Fardis *et al.*, α_u/α_1 representa “o acréscimo entre a acção sísmica que origina total desenvolvimento de um mecanismo plástico e a acção sísmica envolvida na formação da primeira rótula plástica no sistema – ambas na presença das cargas gravíticas consideradas a actuar simultaneamente com a acção sísmica”, consequência da redundância e sobrerresistência da estrutura.

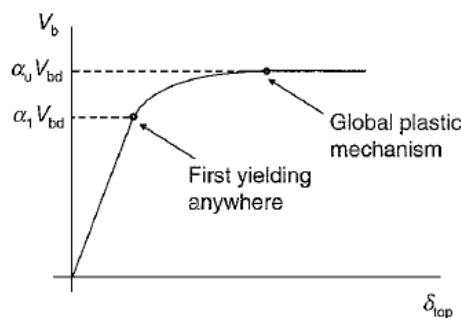


Figura 12 – Definição dos Factores α_u e α_1 com base no Corte Basal relativamente ao Deslocamento no Topo, determinado através da Análise *Pushover* (V_b corresponde ao Corte Basal e V_{bd} ao Corte Basal de Dimensionamento. [4]

Este deve tomar os seguintes valores, para os edifícios:

Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:

- Um só piso: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
- Vários pisos e um único vão: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
- Vários pisos e vários vãos: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.

Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:

- Sistemas de paredes com somente duas paredes não acopladas, em cada direcção: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$;
- Outros, com paredes não acopladas: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
- Com paredes acopladas, ou sistemas mistos equivalentes a paredes: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.

No caso de edifícios não regulares em planta pode ser tomado como a média entre 1,0 e os valores acima dispostos. No entanto pode sempre optar-se por se recorrer, em qualquer um dos casos, a uma análise estática não linear (*pushover*) para a sua avaliação, não podendo exceder o valor 1,5.

E k_w :

- Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos: $k_w = 1,00$;
- Sistemas de paredes ou equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis: $k_w = 0,5 < (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$.

Com o valor de α_0 a traduzir a esbelteza predominante das paredes e, para o caso em que tomem valores próximos, pode ser determinada através de:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

Onde h_{wi} e l_{wi} dizem respeito à altura e comprimento da parede i , respectivamente.

Quanto à classe de ductilidade baixa, de acordo com a §5.3 o coeficiente de comportamento a adoptar poderá tomar o valor 1,5 – independentemente das características do edifício em estudo.

Relativamente à regulamentação em vigor, o REBAP, de acordo com o artigo 33º indica que se podem adoptar para a análise das direcções horizontais de edifícios correntes os coeficientes de comportamento que se apresentam no quadro seguinte.

Quadro 2-12 – Valor do Coeficiente de Comportamento q [17]

Tipo Estrutural	Ductilidade Normal	Ductilidade Melhorada
Estruturas em pórtico	2,5	3,5
Estruturas mistas parede-pórtico	2,0	2,5
Estruturas parede	1,5	2,0

1.4. Concepção Estrutural

1.4.1. Princípios Básicos de Concepção

O EC8 faz menção a diversos princípios que deverão ser considerados aquando da concepção de um edifício como a simplicidade estrutural; uniformidade, simetria e redundância da estrutura; resistência e rigidez nas duas direcções; resistência e rigidez à torção; acção de diafragma ao nível dos pisos; fundação adequada, conforme a §4.2.1. Estes critérios vêm igualmente definidos no artigo 7º do capítulo II do REBAP – Concepção de Estruturas.

1.4.2. Materiais

No EC8, as características exigidas aos materiais diferem consoante a classe de ductilidade considerada. Quanto ao REBAP este não refere nenhuma exigência a este nível.

Quadro 2-13 – Características Exigidas aos Materiais, de acordo com o EC8, consoante a Classe de Ductilidade considerada

	DCL	DCM	DCH
Aço	Aço das classes B e C	Aço das classes B e C	Aço da classe C
Betão	–	Classe \geq C16/20	Classe \geq C20/25

Os valores a adoptar para os coeficientes parciais relativos aos materiais, para os estados limites últimos, de acordo com a §2.4.2.4 do EC2 são os seguintes:

Quadro 2-14 – Coeficientes Parciais relativos aos Materiais para os Estados Limites Últimos

Situações de Projecto	γ_c para betão	γ_s para aço de armaduras para betão armado
Persistentes Transitórias	1,5	1,15
Acidentais	1,2	1,0

A §5.2.4 do Anexo Nacional estipula que os valores dos coeficientes parciais dos materiais a considerar na situação de projecto sísmica serão os apresentados no EC2 para as situações de projecto persistentes e transitórias, mesmo entrando em consideração com a diminuição de resistência dos materiais.

2. Dimensionamento e Verificação da Segurança

2.1. Estado Limite Último

O requisito de não ocorrência de colapso terá de ser satisfeito através da verificação da segurança ao Estado Limite Último, “(...) associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que possam pôr em perigo a segurança das pessoas”, tal como refere a §2.2.1(1)P do EC8. Esta verificação encontra-se também contemplada no RSA.

De acordo com o EC8, o Estado Limite Último é cumprido quando se satisfaçam as condições relativas à resistência, à ductilidade global e local, ao equilíbrio, incluindo o derrubamento e deslizamento e à junta sísmica, bem como a resistência dos diafragmas e das fundações, de acordo com a §4.4.2 do EC8.

As condições de resistência são garantidas quando o valor de cálculo da acção sísmica, E_d , é inferior ao valor resistente, R_d , isto é:

$$E_d \leq R_d$$

2.1.1. Combinação de Acções

2.1.1.1. Combinação Fundamental

Segundo o Eurocódigo a combinação fundamental descreve-se da seguinte forma:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} 1,35 \cdot G_{k,j} + 1,5 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Com,

E_d – valor de cálculo do esforço actuante;

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

$Q_{k,1}$ – valor característico da acção variável de base;

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

$\psi_{0,i}$ – coeficiente de combinação da acção variável i .

De acordo com o RSA, a combinação fundamental com a sobrecarga como acção variável base assume a seguinte forma:

$$S_d = \left[1,35 \cdot \sum_{i \geq 1} S_{G_{i,k,pp}} + 1,5 \cdot \sum_{i \geq 1} S_{G_{i,k,rcp}} \right] + 1,5 \cdot \left[S_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2} \psi_{0,j} \cdot S_{Q_{j,k}} \right]$$

Em que,

S_d – valor de cálculo do esforço actuante;

$S_{G_{i,k,pp}}$ – valor característico da acção permanente i relativa ao peso próprio da estrutura;

$S_{G_{i,k,rcp}}$ – valor característico da acção permanente i relativa à restante carga permanente aplicada;

$S_{Q_{1,k}}$ – valor característico da acção variável de base;

$S_{Q_{j,k}}$ – valor característico da acção variável j , distinta da acção de base;

$\psi_{0,j}$ – coeficiente de combinação da acção variável j .

2.1.1.2. Combinação Sísmica

O EC define qual a combinação de acções a considerar para a situação de projecto sísmica. Esta pode ser representada da seguinte forma:

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

Onde o “+” se refere à sua combinação vectorial.

A_{Ed} - valor de cálculo da acção sísmica;

$\psi_{2,i}$ - coeficiente de combinação quase permanente da acção variável i ;

P – acção de pré-esforço.

O EC8 refere que a análise modal deve ser efectuada considerando as cargas gravíticas relativas à seguinte combinação de acções:

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

Com $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$, em que o φ é um factor em função do tipo de piso de acordo com o quadro 4.2 do EC8, referido anteriormente, e $\psi_{2,i} = 0,3$ para zonas de habitação, pertencentes à categoria A.

Quanto ao RSA a contabilização das massas é efectuada da mesma forma que para o projecto segundo os Eurocódigos. Contudo, difere no valor que o factor que tem em conta as restantes cargas variáveis poderem não estar inteiramente presentes aquando do evento sísmico, que toma o valor $\psi_{2,i} = 0,2$ para zonas de habitação.

Relativamente ao RSA, a combinação sísmica é dada pela seguinte expressão:

$$S_d = \sum_{i=1} S_{G_{i,k}} + 1,5 \cdot S_{E_k} + \sum_{j=2} \psi_2 \cdot S_{Q_{j,k}}$$

Em que,

S_{E_k} – valor característico da acção sísmica;

ψ_2 – coeficiente de combinação quase permanente da acção variável i .

2.1.2. Efeitos Acidentais de Torção

O EC8 contempla, na §4.3.2, que se tenham em conta os efeitos acidentais de torção devidos às incertezas na localização das massas, bem como pela variação espacial do movimento sísmico. É então prevista uma excentricidade accidental para o centro de massa, em cada piso e para cada direcção, de acordo com o seguinte:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

Em que:

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

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

Na presente dissertação, optou-se por uma análise modal por espectro de resposta utilizando um modelo espacial, pelo que, segundo a §4.3.3.3.3, os efeitos de torção deverão ser tidos em conta através de uma envolvente de momentos nos quais se incluem os seguintes momentos:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

Com:

M_{ai} – momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i ;

F_i – força horizontal actuando no piso i , e são obtidas da seguinte forma:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Em que:

m_i, m_j – massas dos pisos;

s_i, s_j – deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental.

As forças de corte sísmicas horizontais na base, F_b , são obtidas da seguinte forma:

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

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

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

m – massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida.

2.1.3. Efeitos de 2ª Ordem (Efeitos $P-\Delta$)

É dispensada a verificação dos efeitos de 2ª ordem, quando se tiver em todos os pisos que:

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

Com d_r referente ao deslocamento relativo entre pisos, determinados, para a análise modal por espectro de resposta, conforme §4.3.4 do EC8, através de:

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

Onde d_s representa “o deslocamento de um ponto estrutural devido à acção sísmica de cálculo, q_d “o coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q (...)” e d_e o “deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de cálculo (...)”.

E h a altura entre pisos, bem como:

θ – “coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

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

V_{tot} – força de corte sísmica total no piso considerado.”

No caso de $0,1 < \theta \leq 0,2$ os esforços obtidos na análise poderão ser multiplicados por um factor $1/(1 - \theta)$.

Refere-se que o valor de θ não deverá ser superior a 0,3.

2.1.4. Dimensionamento por Ductilidade e Dissipação de Energia

2.1.4.1. Ductilidade Local e Global

A análise não linear pressupõe um dimensionamento que garanta uma adequada dissipação de energia da estrutura quando sujeita a ciclos sucessivos de carga e descarga. Esta dissipação de energia transmitida pelas acções sísmicas é conseguida sobretudo por um processo histerético.

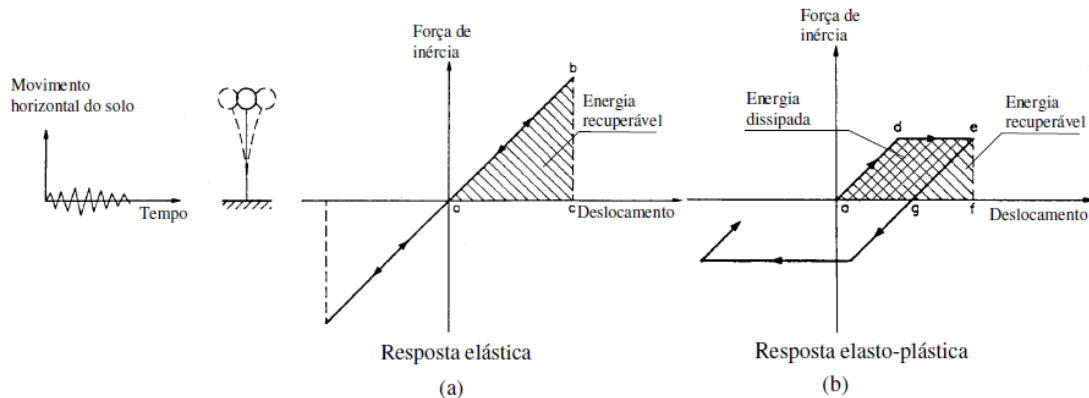


Figura 13 – Resposta de uma Estrutura de um Grau de Liberdade sujeita a Acção de Base: (a) Comportamento Elástico e (b) Comportamento Elasto-plástico [9]

Esta capacidade é denominada de exploração da ductilidade, onde se permite que a estrutura, citando Fardis, “desenvolva deformações significativas quando sujeitas à acção sísmica de cálculo, garantindo-se que a integridade dos seus elementos constituintes, bem como da estrutura no seu todo, não estão comprometidos.” Visto que as deformações estão essencialmente associadas à rigidez da estrutura e que a garantia de capacidade resistente está associada à resistência, este conceito pressupõe uma garantia da não ocorrência de perda significativa destas características.

O coeficiente de ductilidade em força é definido pela relação entre o máximo da força actuante em fase elástica e a força necessária para originar cedência num sistema de um grau de liberdade, enquanto que o coeficiente de ductilidade em deslocamento é definido como a relação entre os deslocamentos máximos impostos, em fase plástica, e os respectivos deslocamentos de cedência.

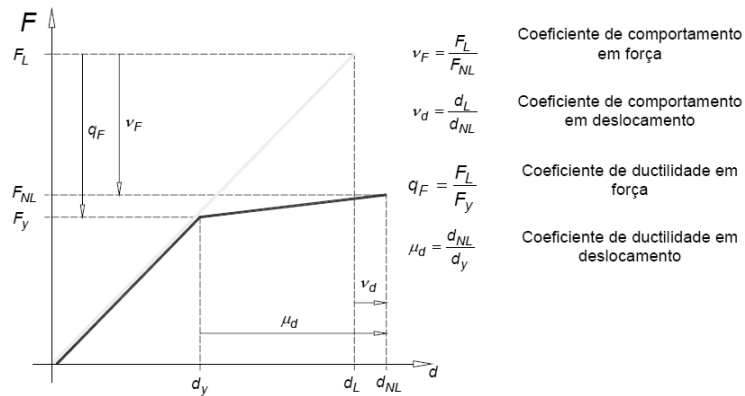


Figura 14 – Transformação entre a Resposta Linear (L) e Não Linear (NL) [10]

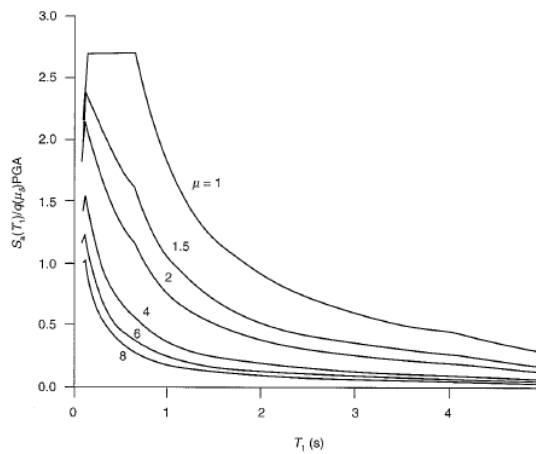


Fig. 2.1. Inelastic spectra for $T_c = 0.6$ s, normalized to peak ground acceleration (PGA), according to Vidic et al.* and equations (D2.1) and (D2.2)

Figura 15 – Espectro de Resposta, para $T_c=0,6$ s, normalizado para o Valor de PGA, proposto por Vidic et al.

[4]

Refere-se que esta foi a configuração do espectro adoptada pelo EC8, para $\mu=1$.

Na figura subsequente apresentam-se as maiores diferenças entre os dois tipos de comportamento, (a) dimensionamento por resistência e (b) por ductilidade.

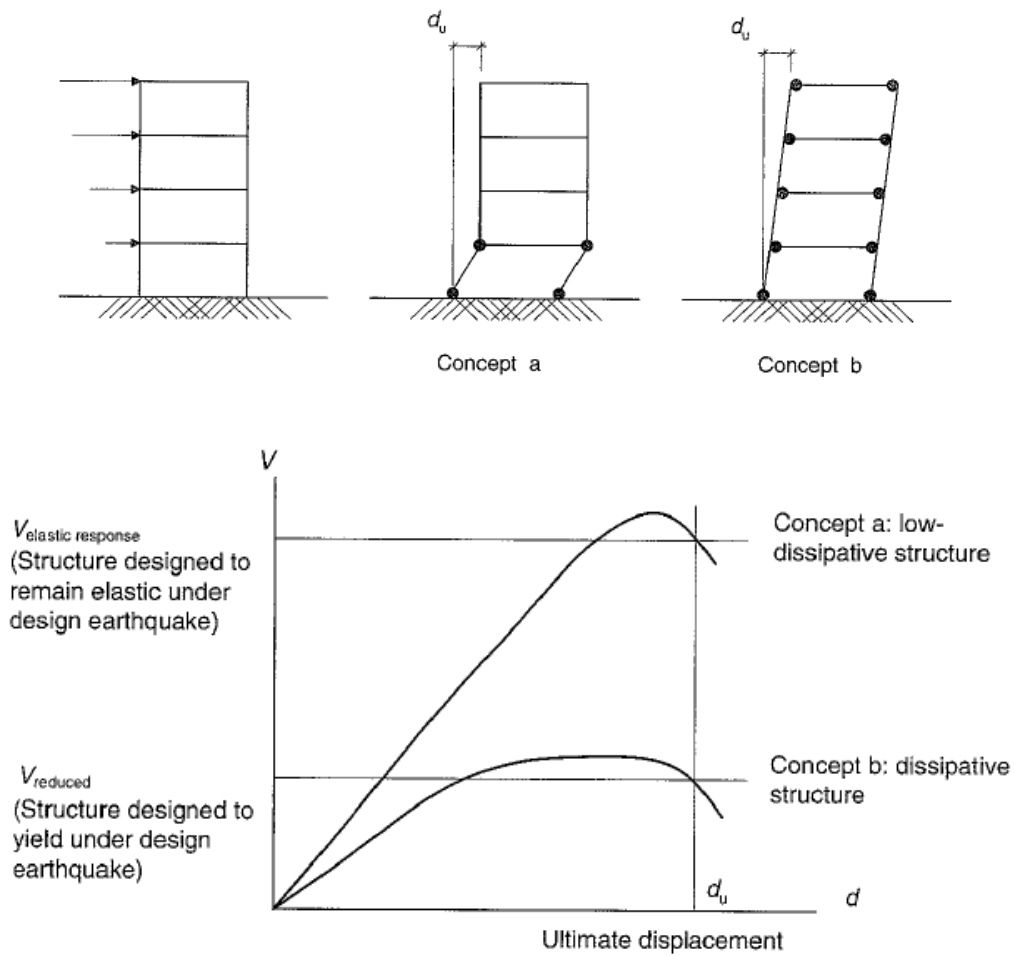


Figura 16 – Mecanismos de Rotura para Dimensionamento por Resistência (a) e por Ductilidade (b) (em cima) e os Gráficos que relacionam os Deslocamentos com os Esforços Resistentes (baixo) [4]

O EC8 indica na §4.4.2.3 que, em sistemas estruturais porticados ou equivalentes a pórticos, com mais do que um piso, salvo exceções devidamente contempladas no mesmo, deverá ser garantida a seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}$$

Sendo:

$\sum M_{Rc}$ – soma dos valores dos momentos resistentes dos pilares confluentes no nó, com o valor mínimo correspondente à gama de esforços normais da combinação sísmica;

$\sum M_{Rb}$ – soma dos valores dos momentos resistentes das vigas confluentes no nó.

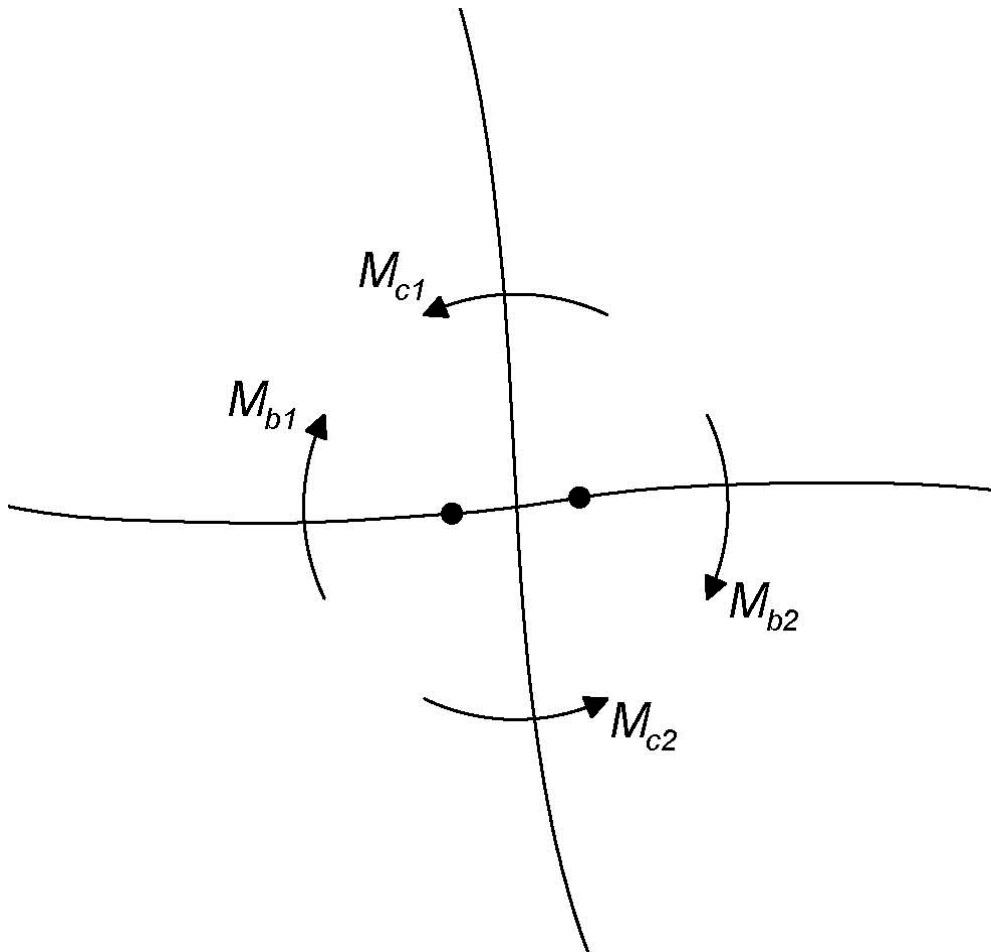


Figura 17 – Equilíbrio do Nó através da representação dos Esforços confluentes no mesmo [5]

Esta condição é uma garantia de ductilidade global, uma vez que é estabelecida com o intuito de que as rótulas plásticas não se formem num único piso, originando um colapso por “mecanismo plástico de piso flexível” – “*soft storey*”.

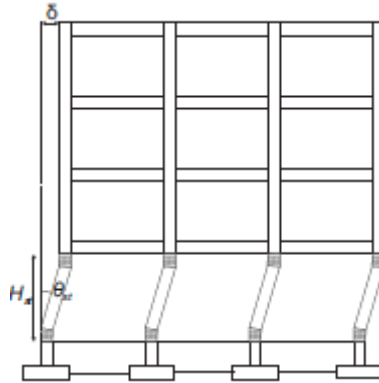


Figura 18 – Representação de um “Mecanismo Plástico de Piso Flexível” – “*soft storey*” [4]

Este conceito de pilar forte – viga fraca tem em vista a determinação *à priori* de qual o mecanismo de dissipação de energia que se pretende obter, assegurando-se que as rótulas plásticas se formem nas vigas. Assim sendo, opta-se por um dimensionamento com base numa sobrerresistência dos pilares, nas potenciais regiões plásticas – visto que normalmente estas regiões se encontram localizadas na proximidade da extremidade dos elementos estruturais - para que permaneçam em regime elástico aquando da ocorrência de um acontecimento sísmico.

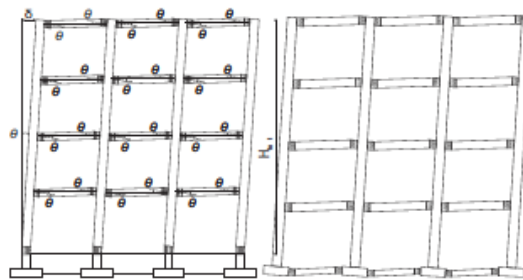


Figura 19 – Mecanismos Estáveis que se pretendem obter com a condição de Ductilidade Global $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}$, nos Sistemas Porticados ou Equivalentes a Pórticos [4]

Nos sistemas de paredes ou equivalentes a paredes esta condição não é necessária cumprir, uma vez que a parede, por contribuir com a maior parcela de resistência, por si só garantir que as regiões plásticas se formem nas vigas, tal como representado na figura abaixo.

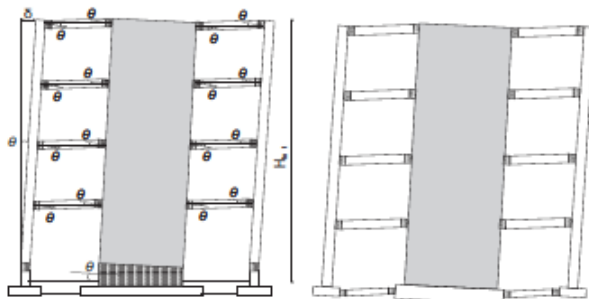


Figura 20 – Mecanismos Estáveis associados aos Sistemas de Paredes ou Equivalentes a Paredes [4]

O EC8 introduz, nas classes de ductilidade média e alta o conceito de capacidade real, de modo a evitar roturas frágeis dos elementos, que será mais à frente explicado. Refere-se que o REBAP já definia condições que tinham por base o mesmo pressuposto, mas que apenas estavam previstas nas estruturas que fossem dimensionadas para ductilidade melhorada. No âmbito desta dissertação apenas será estudada a classe de ductilidade média do EC8, a qual será comparada com a classe de ductilidade normal prevista no REBAP, uma vez que se consideram serem as classes de ductilidade a que mais se recorre em projectos de edifícios correntes, visto que a classe de ductilidade baixa do EC8 está na maioria dos casos excluída pelo facto da maioria do território nacional não apresentar uma situação de baixa sismicidade, o que se verifica em qualquer das localizações consideradas. De referir que foi tomada esta opção apesar das permissões do Anexo Nacional no que respeita à consideração de ductilidade baixa em determinadas situações, em edifícios sujeitos a determinadas condições, já referidas, mas para que se possa estender todo o tipo de estruturas optou-se por esta consideração.

No que se refere à ductilidade local, considera-se em geral, de acordo com a §5.2.3.4 do EC8, que deve ser garantida uma ductilidade em curvatura, μ_ϕ de modo a cumprir as seguintes condições:

$$T_1 \geq T_C: \mu_\phi \geq 2 \cdot q_0 - 1$$

$$T_1 < T_C: \mu_\phi \geq 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1}$$

O parâmetro T_1 representa o período fundamental da estrutura.

Refere-se que estas condições são baseadas no coeficiente de ductilidade em deslocamento, μ_δ , proposto por Vidic *et al.* (1994), mencionado anteriormente, visto que o coeficiente de ductilidade em deslocamento e em curvatura se relacionam da seguinte forma:

$$\mu_\phi = 2 \cdot \mu_\delta - 1$$

Caso se utilize aço da classe B, o EC8 indica que a ductilidade em curvatura deverá ser 1,5 vezes superior. A classificação do tipo de aço encontra-se definida no quadro C.1 da EN1992-1-1:2004.

São ainda definidas além destas, outras regras de ductilidade local, nomeadamente com vista à não ocorrência de fenómenos de encurvadura da armadura longitudinal nas zonas críticas, e condições específicas no que se refere ao betão e ao aço adoptado.

A ductilidade, entre outros factores, é fortemente influenciada pelo confinamento das armaduras transversais.

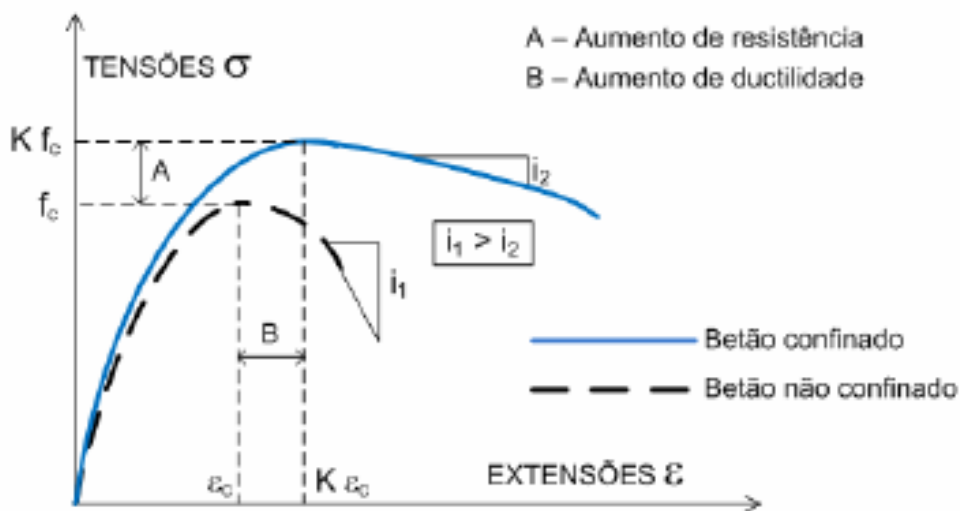


Figura 21 – Ilustração do efeito do confinamento em elementos de betão armado.

Figura 21 – Efeito do Confinamento das Armaduras Transversais em Elementos de Betão Armado [2]

Relativamente ao espaçamento entre as armaduras de confinamento, verifica-se também uma grande influência na ductilidade, tal como se exemplifica na figura seguinte, pela sua contribuição no impedimento do fenómeno de encurvadura local.

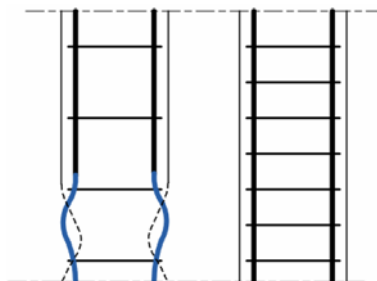


Figura 22 – Importância do Espaçamento das Cintas no Controlo da Encurvadura da Armadura Longitudinal [2]

2.1.4.2. Filosofia da Capacidade Real – “Capacity Design”

2.1.4.2.1. Enquadramento

A capacidade real de uma estrutura consiste na sua capacidade de, por ductilidade, dissipar energia, através de um mecanismo cinematicamente admissível previamente definido, impondo determinadas condições de forma a que sejam evitadas roturas frágeis, normalmente associadas à entrada em estado plástico por esforço transverso, optando-se claramente por um modo de rotura dúctil, normalmente associado à entrada em estado plástico por esforços de flexão. O mecanismo de dissipação de energia é definido pela garantia de que potenciais regiões plásticas, que se pretendem que funcionem em estado elástico, sejam dimensionadas com uma sobrerresistência devidamente quantificada de modo a que não ocorra colapso por mecanismo de piso flexível.

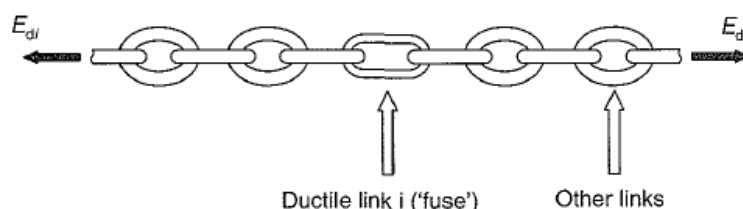


Figura 23 – Analogia Ilustrativa do Princípio da Capacidade Real [4]

Pretende-se, segundo esta filosofia, uma entrada em comportamento não linear associada a esforços de flexão, ao invés de uma entrada associada a esforço transverso. Explica-se esta opção pelo facto de estar comprovado que a segunda não assegura ductilidade, verificando-se que aquando da entrada em cedência das armaduras se observar uma degradação rápida de resistência. Assim, enquanto que a primeira permite uma resistência a deformações plásticas severas, a segunda entra em rotura sob deformações relativamente baixas.

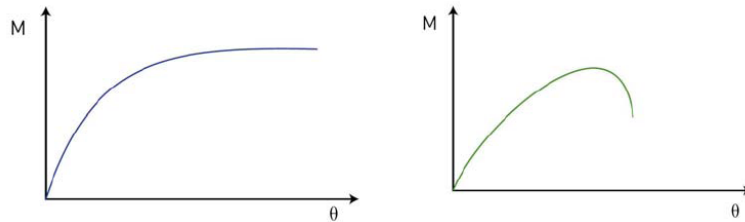


Figura 24 – Diagramas Qualitativos $M-\theta$ sob Carga Monotónica, referentes ao Colapso associado a Esforços de Flexão (esquerda) e Esforço Transverso (à direita) [11]

Para que se garanta a ocorrência de um mecanismo de dissipação de energia por flexão, é necessário dimensionar as armaduras de esforço transverso por forma a que estas resistam aos máximos esforços de corte correspondentes aos máximos momentos flectores que podem actuar no elemento estrutural, pelo que estas devem ser determinadas pelo equilíbrio dos momentos resistentes na extremidade do elementos estrutural, incluindo a possível sobrerresistência do aço, através de um coeficiente que depende do nível de ductilidade admitido.

O esforço transverso correspondente aos máximos e mínimos momentos flectores, que podem ocorrer nas vigas (sem considerar a parcela devida às cargas distribuídas) e pilares, é determinado da seguinte forma:

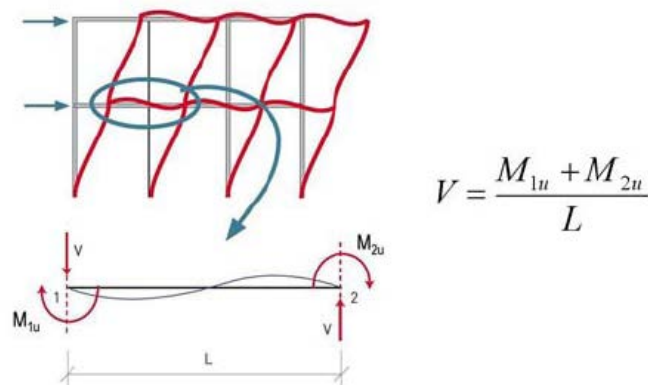


Figura 25 – Determinação da Parcela do Esforço Transverso Hiperestático de acordo com o Princípio da Capacidade Real [11]

Refere-se que os momentos aplicados na extremidade vêm definidos nas secções 2.1.4.2.2 e 2.1.4.2.3, consoante o elemento estrutural que se trata.

Para que o cálculo dos esforços transversos máximos e mínimos, decorrentes da consideração do princípio da capacidade real, fique completo, soma-se ainda a parcela do esforço transverso provocada pelas cargas distribuídas, $g + \psi_2 \cdot q$, obviamente apenas presente nas vigas.

Assim, é possível proceder ao cálculo dos valores do esforço transversal máximo e mínimo correspondentes aos valores dos momentos flectores máximos e mínimos que podem actuar na estrutura (devidamente combinados).

2.1.4.2.2. Capacidade Real em Vigas

As condições a serem cumpridas vêm definidas na §5.4.2.2 do EC8, cuja figura ilustrativa dos esforços a serem considerados, bem como a carga distribuída, no dimensionamento das armaduras de esforço transversal por capacidade real, se apresenta abaixo.

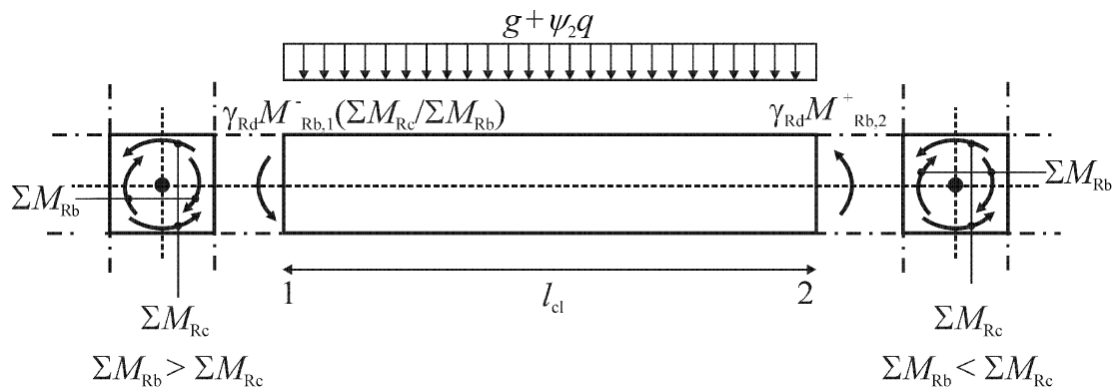


Figura 26 – Valores de Cálculo pela Capacidade Real dos Esforços Transversos nas Vigas [1]

Onde:

γ_{Rd} – coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência do aço;

$M_{Rd,i}$ – valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i ;

ΣM_{Rc} – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares concorrentes no nó;

ΣM_{Rb} – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas concorrentes no nó.

O coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência do aço varia consoante a classe de ductilidade, tomando o valor unitário para a classe de ductilidade média, isto é:

$$\gamma_{Rd} = 1$$

Tal como se pode perceber pela interpretação da figura acima, o valor do momento na extremidade, $M_{Rd,i}$, será dado por:

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

Os esforços transversos actuantes máximos e mínimos, $V_{Ed,max,i}$ e $V_{Ed,min,i}$, respectivamente, são determinados da seguinte forma:

$$\begin{cases} \max V_{i,d} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot \left[M^-_{Rdb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right)_i + M^+_{Rdb,j} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right)_j \right]}{l_{cl}} + V_{g+\psi_2 \cdot q} \\ \min V_{i,d} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot \left[M^+_{Rdb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right)_i + M^-_{Rdb,j} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right)_j \right]}{l_{cl}} + V_{g+\psi_2 \cdot q} \end{cases}$$

Seguidamente apresenta-se uma figura na qual se representam os nós, de forma a poder perceber como se calcula o quociente $\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}$.

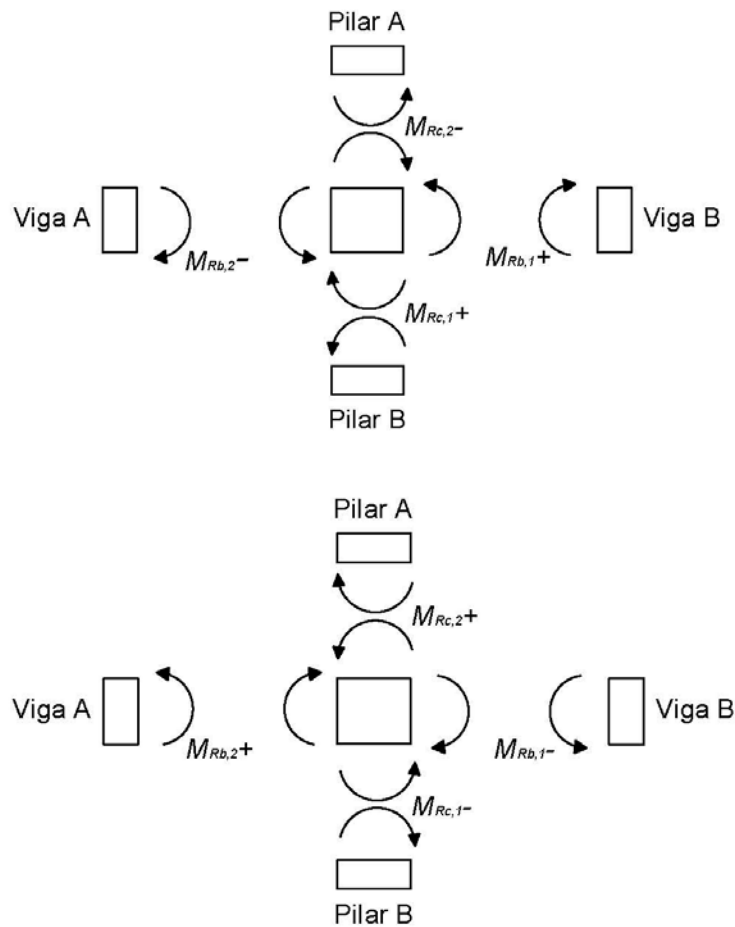


Figura 27 – Representação do Cálculo do Quociente $\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}$ por Aplicação do Princípio da Capacidade Real [30]

Como nos sistemas porticados e nos sistemas mistos equivalentes a pórticos o coeficiente

$\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}} \geq 1,3$, então, a expressão surge simplificada da seguinte forma:

$$\begin{cases} \max V_{i,d} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot [M_{Rdb,i}^- + M_{Rdb,j}^+]}{l_{cl}} + V_{g+\psi_2 \cdot q} \\ \min V_{i,d} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot [M_{Rdb,i}^+ + M_{Rdb,j}^-]}{l_{cl}} + V_{g+\psi_2 \cdot q} \end{cases}$$

2.1.4.2.3. Capacidade Real em Pilares

No que respeita aos pilares, é importante mencionar que primeiramente há que assegurar a condição de ductilidade global, através da introdução do conceito pilar forte – viga fraca, no que se refere aos sistemas estruturais porticados ou equivalentes a pórticos.

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}$$

Relembra-se que esta condição foi abordada com maior detalhe na secção “ductilidade global e local”:

Posto isto, a §5.4.2.3 do EC8 define os procedimentos a adoptar para o cálculo do esforço transversal actuante a considerar nos pilares, demonstrados na figura abaixo.

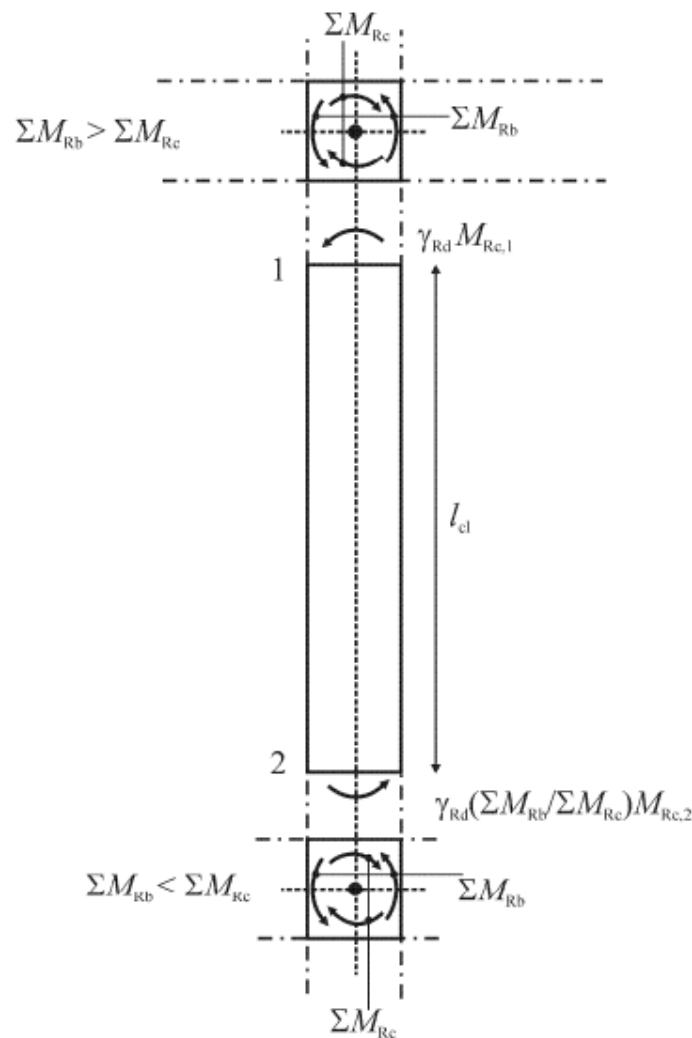


Figura 28 – Valores de Cálculo pela Capacidade Real do Esforço Transverso em Pilares [1]

O coeficiente γ_{Rd} , para a DCM, no caso dos pilares, toma o seguinte valor:

$$\gamma_{Rd} = 1,1$$

Pela análise da figura acima pode perceber-se que o momento na extremidade é obtido através da seguinte expressão:

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

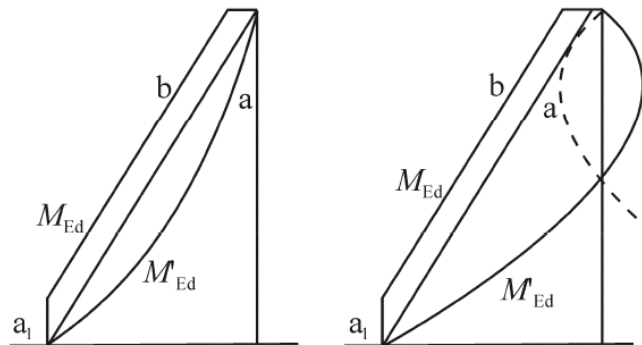
O quociente $\frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}$ é determinado conforme explicado na secção 2.1.4.2.2, referente à capacidade real em vigas.

Assim sendo, os esforços transversos actuantes máximos e mínimos, seguindo o mesmo raciocínio que para as vigas, são calculados por:

$$V_d = \frac{\gamma_{Rd} \cdot \left[M_{Rdc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right)_i + M_{Rdc,j} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right)_j \right]}{l_{cl}}$$

2.1.4.2.4. Disposições Especiais para Paredes Dúcteis

Para paredes esbeltas, de forma a considerar as incertezas na distribuição de momentos, aquando da formação do mecanismo de dissipação de energia, deverá ser traçada uma envolvente de diagramas de momentos flectores, a qual será deslocada verticalmente (“*tension shift*”).



Legenda:

- a diagrama dos momentos obtido da análise
- b envolvente de cálculo
- a₁ deslocamento vertical (*tension shift*)

Figura 29 – Envolvente de Cálculo dos Momentos Flectores em Paredes Esbeltas para Sistemas de Paredes (à esquerda) e para Sistemas Mistos (à direita) [1]

A base das paredes dúcteis é projectada e pormenorizada para que desenvolva rótulas plásticas. Compreendendo isto, verifica-se que esta translação vertical deverá corresponder à zona crítica da mesma para que se acautele que a restante parede se mantenha em estado elástico.

Nas paredes tem-se que:

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w/6] \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ h_s & \\ 2 \cdot h_s & \text{para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases}$$

Com:

h_w – altura de uma parede;

l_w – comprimento da secção transversal de uma parede;

h_s – altura livre do piso.

2.1.5. Requisitos de Dimensionamento

2.1.5.1. Requisitos para a Conceção de Vigas

Quadro 2-15 – Comparação dos Requisitos de Dimensionamento para a Conceção de Vigas previstos no REBAP e no EC8, conforme a Classe de Ductilidade considerada [11]

	REBAP		EC8		
	Ductilidade Normal	Ductilidade Melhorada	DCL	DCM	DCH
Dimensões	-	$b_{min} = 200 \text{ mm}$ $l/h \geq 4$ $b/h \geq 0,25$	-	$b_w \leq \{b_c + h_w ; 2 \cdot b_c\}$	$b_w \leq \{b_c + h_w ; 2 \cdot b_c\}$ $b \geq 200 \text{ mm}$ $b/h \geq 0,25$
Esforços de Cálculo	Análise Estrutural	V_{sd} a partir do equilíbrio de momentos M_{Rd} nos extremos com $\gamma_{Rd} = 1,25$	Análise Estrutural	V_{sd} a partir do equilíbrio de momentos nos extremos com $\gamma_{Rd} = 1,0$	V_{sd} a partir do equilíbrio de momentos nos extremos com $\gamma_{Rd} = 1,20$
Capacidade Resistente	Cálculo com $V_{Cd} \neq 0$	$V_{Cd} = 0$ ao longo da zona crítica	Igual a EC2 com $1 \leq \cot g \theta \leq 2,5$	Igual a EC2 com $1 \leq \cot g \theta \leq 2,5$	Igual a EC2 com $1 \leq \cot g \theta \leq 2,5$ ¹
Zona Crítica	-	$2 \cdot d$	h_w	h_w	$1,5 \cdot h_w$
% Mínima Armadura Longitudinal		$\rho_{min} = 0,25\%$ (A235) $\rho_{min} = 0,15\%$ (A400) $\rho_{min} = 0,12\%$ (A500)	$\rho_{min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \geq 0,13\%$	$\rho_{min} = 0,5 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$	
Armadura Longitudinal Mínima	$A_{min,inf} = 1/4 \cdot A_{max,inf}$	$A_{min,inf} = 1/4 \cdot A_{max,inf}$ $A_{inf} \geq 0,5 \cdot A_{sup}$ $A_{min} = 2\phi 12$	-	$A_{inf} \geq 0,5 \cdot A_{sup}$	$A_{min,inf} = 1/4 \cdot A_{max,inf}$ $A_{inf} \geq 0,5 \cdot A_{sup}$ $A_{min,sup} = A_{min,inf} = 2\phi 14$
% Máxima Armadura Longitudinal	$\rho_{max} = 4\%$	$\rho_{max} = 4\%$ $\alpha = 0,3 \cdot d$ Sendo α a profundidade da linha neutra	$\rho_{max} = 4\%$	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	
Amarração nos Nós Interiores d_{bl}/h_c	-	-	-	$\leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,5 \cdot \rho' / \rho_{max}}$	$\leq \frac{6,25 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot \rho' / \rho_{max}}$
Amarração nos Nós Exteriores d_{bl}/h_c	-	-	-	$\leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d)$	$\leq \frac{6,25 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d)$
Armaduras Transversais nas Zonas Críticas	$\rho_{w,min} = 0,16 \text{ a } 0,08\%$ $s_w = \min\{0,3 \cdot d \text{ a } 0,9 \cdot d ; 200 \text{ a } 300 \text{ mm}\}$	$\rho_{w,min} = 0,2 \text{ a } 0,10 \%$ $s_w = \min\{0,25 \cdot d ; 150 \text{ mm}\}$	$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$	$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ $s_w \leq \min\left\{\frac{h_w}{4} ; 24 \cdot d_{bw} ; 225 \text{ mm} ; 8 \cdot d_{bl}\right\}$	$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ $s_w \leq \min\left\{\frac{h_w}{4} ; 24 \cdot d_{bw} ; 175 \text{ mm} ; 6 \cdot d_{bl}\right\}$

¹ Excepto se ocorrer grande inversão do sentido do esforço transversal; nesse caso 50% deve ser absorvido por varões inclinados nas duas direcções e 50 % absorvidos por estribos

2.1.5.2. Requisitos para a Concepção de Pilares

Quadro 2-16 – Comparação dos Requisitos de Dimensionamento para a Concepção de Pilares previstos no REBAP e no EC8, conforme a Classe de Ductilidade considerada [11]

	REBAP		EC8		
	Ductilidade Normal	Ductilidade Melhorada	DCL	DCM	DCH
Dimensões	$b_{min} = 200 \text{ mm}$ $\lambda \leq 140$	$b_{min} = 300 \text{ mm}$ $\lambda \leq 70$ $b/h \geq 0,25$	-	$b_v \geq h_v/10 \text{ se } \theta > 0,1$	$b_c \geq 250 \text{ mm}$ $b_v \geq h_v/10 \text{ se } \theta > 0,1$
Esforços de Cálculo	Análise Estrutural	M_{Sd} a partir do equilíbrio de momentos M_{Rd} das vigas no nó; V_{Sd} a partir do equilíbrio de momentos M_{Rd} nos extremos com $\gamma_{Rd} = 1,0$	Análise Estrutural	M_{Sd} a partir do equilíbrio de momentos M_{Rd} das vigas no nó com $\gamma_{Rd} = 1,3$; V_{Sd} a partir do equilíbrio de momentos M_{Rd} nos extremos com $\gamma_{Rd} = 1,1$	M_{Sd} a partir do equilíbrio de momentos M_{Rd} das vigas no nó com $\gamma_{Rd} = 1,3$; V_{Sd} a partir do equilíbrio de momentos M_{Rd} nos extremos com $\gamma_{Rd} = 1,3$
Capacidade Resistente	-	M_{Rd} calculado sem o recobrimento	Igual a EC2	Igual a EC2 com $v_d \leq 0,65$	Igual a EC2 com $v_d \leq 0,55$
Flexão Desviada	-	-	Igual a EC2	Verificação em flexão biaxial ou verificações uniaxiais simplificadas com $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ reduzidos em 30 %	
Zona Crítica	-	$l_{cr} = \max\{h_c ; l_c/6\}$	-	$l_{cr} = \max\{h_c ; l_c/6 ; 450 \text{ mm}\}$	$l_{cr} = \max\{1,5 \cdot h_c ; l_c/6 ; 600 \text{ mm}\}$
% Mínima Armadura Longitudinal	$\rho_{min} = 0,4\%$ (A235) $\rho_{min} = 0,3\%$ (A400 e A500)	$\rho_{min} = 0,8\%$ (A235) $\rho_{min} = 0,6\%$ (A400 e A500)	$\rho_{min} = 0,01 \cdot \frac{N_d}{A_c \cdot f_{yd}} \geq 0,2\%$	$\rho_{min} = 1,0\%$ Armadura simétrica	
Configuração da Armadura Longitudinal	1 varão intermédio nas faces se $b > 400 \text{ mm}$ Distância máxima entre varões cintados de 300 mm		-	3 varões por face	Distância máxima entre varões cintados de 150 mm
% Máxima Armadura Longitudinal	$\rho_{max} = 4\%$	$\rho_{max} = 3\%$	$\rho_{max} = 4\%$		
Armaduras Transversais nas Zonas Críticas	$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ (8 mm se $d_{bl} \geq 25 \text{ mm}$) $s_w \leq \min\{12 \cdot d_{bl} ; \min(h_c ; b_c) ; 300 \text{ mm}\}$	$d_{bw} \geq 8 \text{ mm}$ $s_w \leq \min\{12 \cdot d_{bl} ; \min(h_c ; b_c) ; 100 \text{ mm}\}$	-	$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ $s_w \leq \min\left\{\frac{b_0}{2} ; 175 \text{ mm} ; 8 \cdot d_{bl}\right\}$	$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ywd}}}$ $s_w \leq \min\left\{\frac{b_0}{2} ; 125 \text{ mm} ; 6 \cdot d_{bl}\right\}$
Armaduras Transversais Fora das Zonas Críticas	$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ (8 mm se $d_{bl} \geq 25 \text{ mm}$) $s_w \leq \min\{12 \cdot d_{bl} ; \min(h_c ; b_c) ; 300 \text{ mm}\}$		$d_{bw} \geq \max\{d_{bl}/4 ; 6 \text{ mm}\}$ $s_w \leq \min\{20 \cdot d_{bl} ; 400 \text{ mm} ; \min(h_c ; b_c)\}$		
Confinamento das Zonas Críticas em Geral	$\rho_{w,min} = 0,16 \text{ a } 0,08 \%$ $s_w = \min\{0,3 \cdot d \text{ a } 0,9 \cdot d ; 200 \text{ a } 300 \text{ mm}\}$	$\rho_{w,min} = 0,2 \text{ a } 0,10 \%$ $s_w = \min\{0,25 \cdot d ; 150 \text{ mm}\}$	$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$	$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ $s_w \leq \min\left\{\frac{b_0}{2} ; 175 \text{ mm} ; 8 \cdot d_{bl}\right\}$	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot (b_c/b_0) - 0,035$ $\omega_{wd} \geq 0,08$
Confinamento das Zonas Críticas na Base dos Pilares	-	-	-	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot (b_c/b_0) - 0,035$ $\omega_{wd} \geq 0,08$	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot (b_c/b_0) - 0,035$ $\omega_{wd} \geq 0,12$

2.1.5.3. Requisitos para a Concepção de Paredes

Quadro 2-17 – Comparação dos Requisitos de Dimensionamento para a Concepção de Paredes previstos no REBAP e no EC8, conforme a Classe de Ductilidade considerada [11]

	REBAP		EC8		
	Ductilidade Normal	Ductilidade Melhorada	DCL	DCM	DCH
Dimensões	$b_w \geq 0,10$ $\lambda \leq 120$	$b_w \geq 0,15 \text{ mm}$ $\lambda \leq 60$ $h/b \geq 2$	-	$b_{w0} \geq \max\left\{0,15; \frac{h_s}{20}\right\}$	
Esforços de Cálculo	-	$V_{Ed} = V'_{Ed} \cdot 1,1 \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}}$	Análise Estrutural	Envolvente de cálculo para os momentos M_{Ed} Envolvente de cálculo para as forças de corte V_{Ed} ²	
Capacidade Resistente	-	$v_d \leq 0,60$	Igual a EC2	Igual a EC2 com $v_d \leq 0,40$	Igual a EC2 com $v_d \leq 0,35$
Zona Crítica	-	-	-	-	$h_{cr} = \max\{l_w; H_w/6\}$ mas $h_{cr} \leq \begin{cases} h_s \text{ para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \cdot l_w \\ 2 \cdot h_s \text{ para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases}$
Pilares fictícios (maior dimensão)	-	$l_c = \min\left\{\frac{l_w}{10}; 2 \cdot b_w\right\}$	-	l_c – desde a fibra mais comprimida, com extensão ε_{cu2} e $l_c \geq 0,15 \cdot l_w$ e $l_c \geq 1,5 \cdot b_w$	
% Mínima Armadura Longitudinal	$\rho_{min} = 0,4\%$ (A235) $\rho_{min} = 0,3\%$ (A400 e A500)	Pilares fictícios: $\rho_{min} = 0,25\%$ (A235) $\rho_{min} = 0,15\%$ (A400 e A500)	-	$\rho_{l,min} = 0,5\%$	
Configuração da armadura longitudinal nos Pilares Fictícios	$s \leq \min\{2 \cdot b_w; 30 \text{ cm}\}$	Exigências referidas para os pilares	-	Distância máxima entre varões cintados de 150 mm	
% Máxima Armadura Longitudinal	$\rho_{max} = 4\%$		$\rho_{max} = 4\%$		
Armaduras Transversais em Geral	$\rho_{min} = 1\%$ (A235) $\rho_{min} = 0,5\%$ (A400 e A500) $Par \rho_l \geq 2\% \Rightarrow s_w \leq \min\{16 \cdot d_{bl}; b_w; 300 \text{ mm}\}$		EC2		
Armaduras Transversais Fora das Zonas Críticas	$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ (8 mm se $d_{bl} \geq 25 \text{ mm}$) $s_w \leq \min\{12 \cdot d_{bl}; \min(h_c; b_c); 300 \text{ mm}\}$		$d_{bw} \geq \max\{d_{bl}/4; 6 \text{ mm}\}$ $s_w \leq \min\{20 \cdot d_{bl}; 400 \text{ mm}; \min(h_c; b_c)\}$		
Armadura Transversais nos Pilares Fictícios	-	$d_{bw} \geq 8 \text{ mm}$ $s_w \leq \min\{12 \cdot d_{bl}; \min(h_c; b_c); 100 \text{ mm}\}$	-	$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ $s_w \leq \min\left\{\frac{b_0}{2}; 175 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bl}\right\}$	
Confinamento das Zonas Críticas	-		-	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\varphi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot (b_c/b_0) - 0,035$	
				$\omega_{wd} \geq 0,08$	$\omega_{wd} \geq 0,12$
Largura da Parede na Zona de Confinamento	-	$v_d \geq 0,20 \Rightarrow b_w \geq \frac{h_s}{10}$	-	Para $l_c > \{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\} \Rightarrow b_w > \frac{h_s}{10}$ Para $l_c < \{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\} \Rightarrow b_w > \frac{h_s}{15}$	

² De referir que a envolvente referente ao esforço transversal vem ligeiramente diferente no caso das estruturas DCH, dado que o aumento das forças de corte na base da parede é tido em consideração de forma distinta através de um coeficiente ε definido na EN 1998-1 §5.5.2.4.

2.2. Estado de Limitação de Danos

O requisito de limitação de danos previsto no EC8, por sua vez, é garantido através da verificação da segurança ao Estado de Limitação de Danos, visto, tal como vem disposto na §2.2.1(1)P do EC8, ser “(...) o associado a danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos”.

A acção sísmica a considerar apresenta a mesma configuração que a correspondente ao Estado Limite Último, vindo multiplicada por um factor que deverá traduzir as diferenças subjacentes aos dois tipos de verificação associadas aos dois tipos de requisitos, requisito de não ocorrência de colapso e requisito de limitação de danos, nomeadamente no que se refere ao respectivo período de retorno. De acordo com a §4.4.3.2 (2) do EC8, o valor recomendado para este coeficiente de redução, v , é de 0,4 para as classes de importância III e IV e 0,5 para as classes I e II. No entanto, visto que este é considerado um NDP, vem definido no Anexo Nacional como tomando os valores de 0,4 e 0,55 respectivamente para as acções do tipo 1, acção sísmica afastada, e do tipo 2, acção sísmica próxima.

Esta verificação é cumprida desde que se limitem os deslocamentos entre pisos, satisfazendo as seguintes condições, conforme a §4.4.3.2 do EC8, para os edifícios:

- a) “(...) com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura”:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$$

- b) “(...) com elementos não estruturais dúcteis”:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

- c) “(...) com não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais”:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h$$

Com v coeficiente de redução acima referido, h correspondente à altura entre pisos e d_r referente ao deslocamento relativo entre pisos, determinados como anteriormente referido aquando da referência aos efeitos de 2ª ordem.

No que respeita ao RSA menciona-se que este não refere explicitamente nenhuma de verificação deste tipo para o estado limite de serviço.

Capítulo 3.

RESULTADOS

1. Enquadramento

Com o objectivo de proceder à comparação dos resultados associados ao projecto de acordo com o RSA e o REBAP, em oposição ao projecto pelos Eurocódigos Estruturais, particularmente o EC8, considerando classe de ductilidade normal e média, respectivamente, efectuou-se uma análise sísmica para que assim se efectuasse o dimensionamento, e posteriormente a verificação à segurança, de acordo com os requisitos referidos no capítulo da revisão da literatura, dos elementos estruturais constituintes da estrutura de dois edifícios distintos, de forma a poder fazer uma apreciação “palpável”, por meio de quantidades de armaduras, das diferenças introduzidas pela nova regulamentação para dois tipos de sistemas estruturais. Destaca-se nestes requisitos os de ductilidade global e local, introduzidos para estruturas de ductilidade média, bem como o princípio da capacidade real.

Outro assunto estudado foi a classificação do sistema estrutural de ambas as estruturas, de acordo com as definições dos regulamentos em questão. Refere-se que se procedeu também à comparação dos deslocamentos máximos para todas as situações analisadas, bem como dos deslocamentos relativos máximos, visto que este é um assunto abordado no EC8 aquando do cumprimento do requisito de limitação de danos, e à verificação do mesmo no que se refere à análise sísmica de acordo com o EC8. Foram também comparados esforços, através da quantificação das reacções na base dos pilares para cada uma das combinações previstas nas regulamentações em estudo, por simplificação, sendo que dos diagramas dos esforços máximos e mínimos se encontram representados nos anexos A2, bem como os de cálculo, considerando o “*capacity design*” e os resistentes. Refere-se que se procedeu a diversos cálculos, explicados de seguida de forma a considerar todos os aspectos mencionados no EC8, relacionados com a análise sísmica, como a consideração da excentricidade acidental de torção e a verificação dos efeitos de 2ª ordem, bem como a possibilidade de consideração de diafragmas na modelação de acordo com o EC8.

Foi assim, efectuado um caso de estudo, considerando a classe de ductilidade média prevista no EC8 e a classe de ductilidade normal prevista no RSA, para dois edifícios distintos, ambos com 8 pisos, doravante designados por PT8 e 2NL8, de forma a poder aplicar os conceitos apreendidos e verificar quais os resultados obtidos de maneira a extrapolar, para diversos projectos de edifícios correntes, as diferenças entre a regulamentação nacional, ainda em vigor, e a regulamentação europeia, que brevemente passará a vigorar. A consideração destas classes é explicada no capítulo II.

2. Terreno de Fundação e Zonas de Análise

Os edifícios anteriormente citados situam-se na zona A, definida no RSA. A zona A definida no RSA, tanto para a acção sísmica afastada como para a próxima, vem agora dividida em várias no Anexo Nacional do EC8. Os concelhos pertencentes à zona A do RSA correspondem agora no Anexo Nacional do EC8 a 4 zonas no que respeita à consideração dos efeitos introduzidos pela acção sísmica afastada, e 2 zonas para a acção sísmica próxima. Assim sendo, considerou-se uma mais valia considerar as diferenças a nível de projecto considerando 3 localizações distintas, de acordo com o zonamento definido pelo EC8, as quais obviamente fazem parte da actual zona A do RSA. Esta escolha recaiu em zonas nas quais estão englobadas o concelho de Lagos, Faro e Lisboa.

Quadro 3-1 – Diferentes Zonamentos para os Concelhos Analisados, conforme o Regulamento considerado, RSA ou EC8

Concelho	RSA	EC8	
	Ambas as Acções	Acção Sísmica Afastada	Acção Sísmica Próxima
Lagos	Zona A	Zona 1.1	Zona 2.3
Faro	Zona A	Zona 1.2	Zona 2.3
Lisboa	Zona A	Zona 1.3	Zona 2.3

Quanto ao terreno onde se encontram implantados, foi considerado como sendo um terreno do tipo II no que se refere à análise de acordo com o RSA, isto é, um terreno médio, o que se admite corresponder, na nova regulamentação, a um terreno do tipo C, segundo os critérios de classificação do EC8 anteriormente referidos.

3. Configuração dos Edifícios

A estrutura do edifício PT8 é uma estrutura constituída por pórticos com uma configuração duplamente simétrica em planta, tal como se pode observar na figura abaixo:

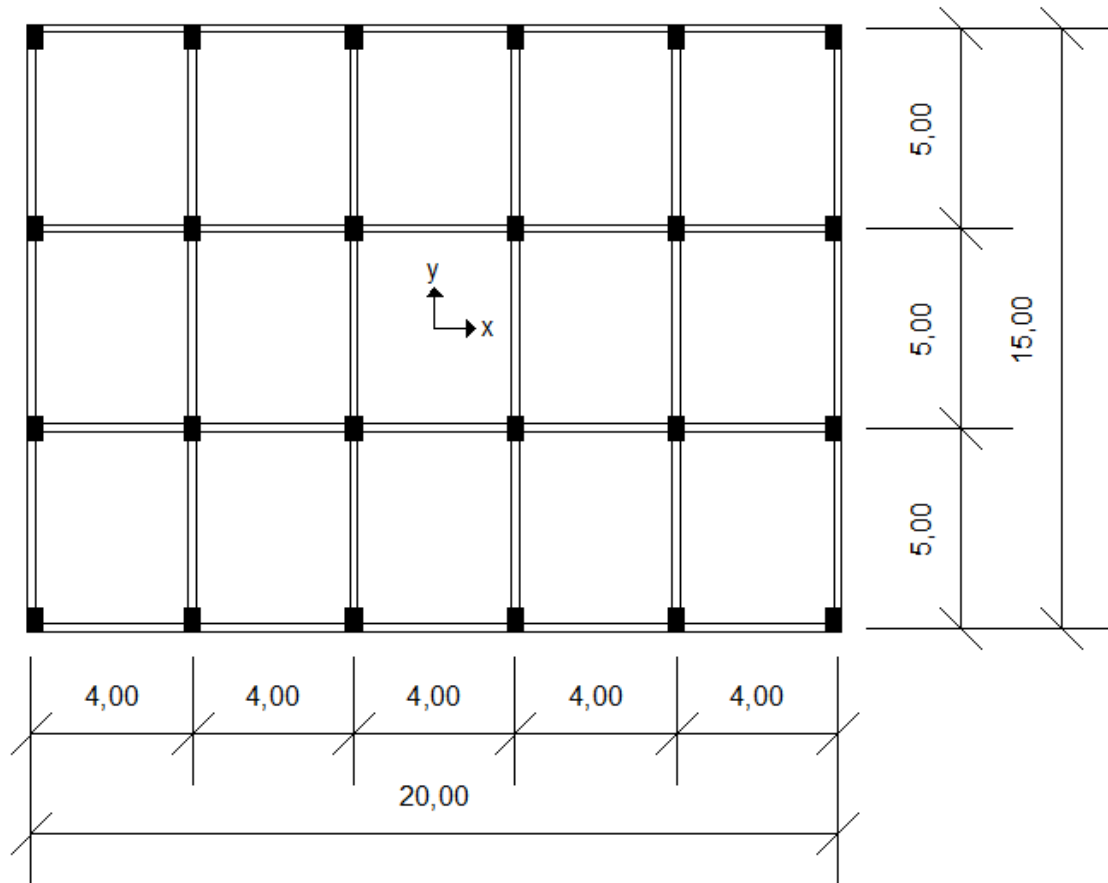


Figura 31 – Disposição em Planta dos Elementos Estruturais do Edifício PT8

Por sua vez, o edifício 2NL8 apresenta uma configuração em planta igualmente duplamente simétrica, mas é constituído por uma estrutura porticada associada de dois núcleos situados, longitudinalmente, nas extremidades do mesmo.

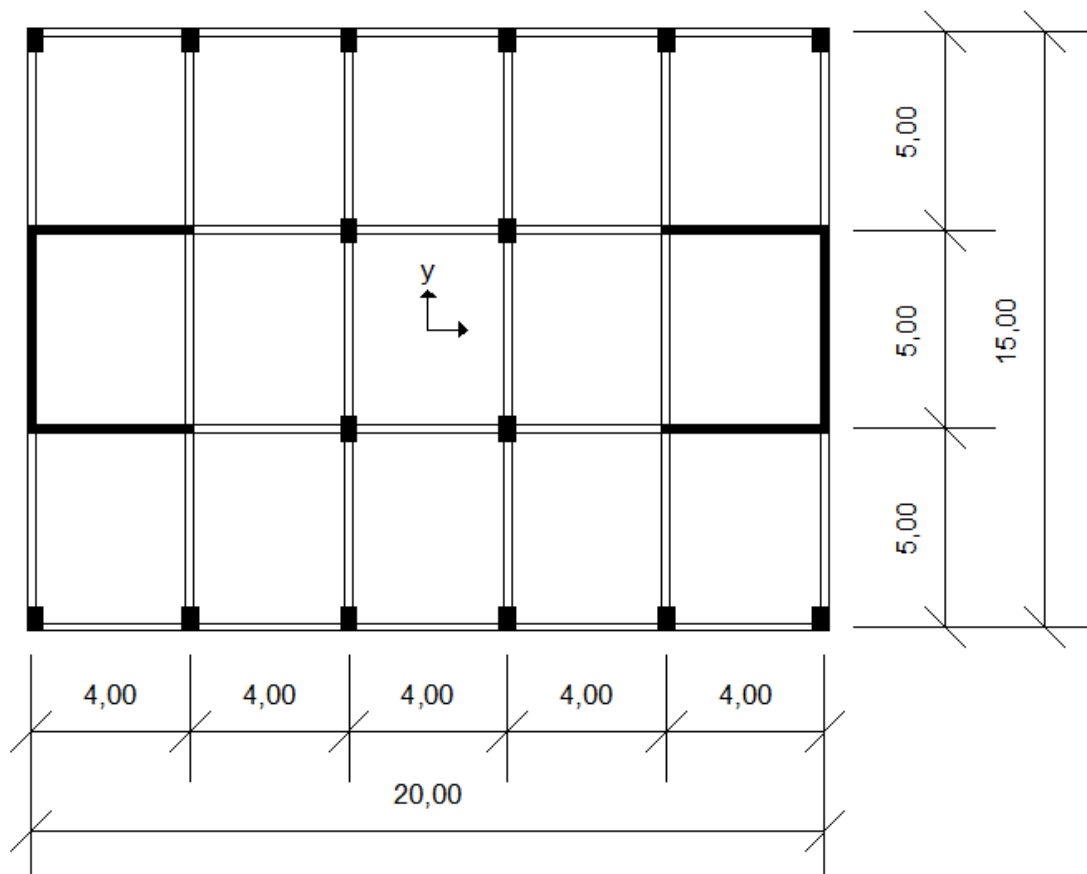


Figura 32 – Disposição em Planta dos Elementos Estruturais do Edifício 2NL8

Adoptou-se uma determinada metodologia de identificação para caracterizar os pórticos dos edifícios, onde os pórticos do plano yz são representados por numeração alfabética e os do plano xz por numeração árabe, no sentido dos eixos adoptados.

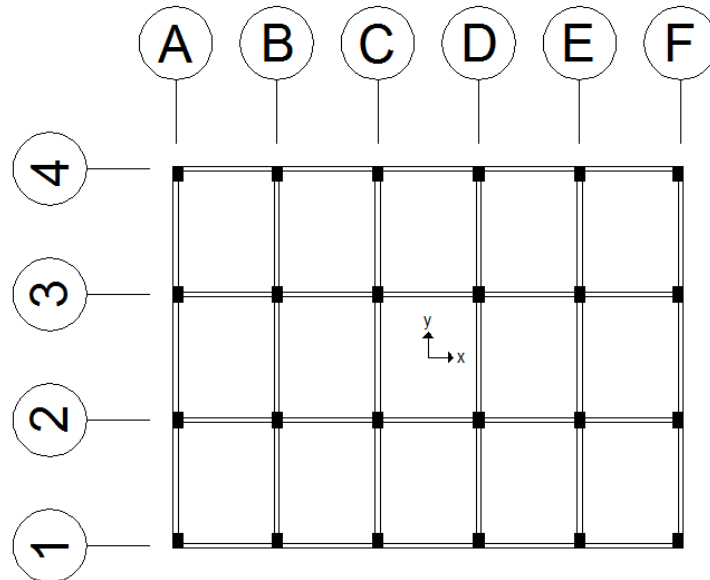


Figura 33 – Identificação dos Pórticos do Edifício PT8

Os pórticos do edifício 2NL8 seguem a mesma identificação, como se pode constatar na figura seguinte.

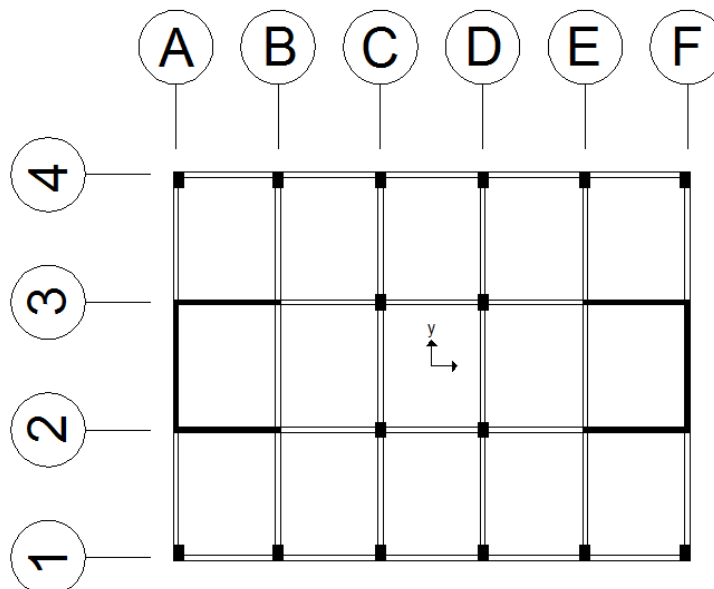


Figura 34 – Identificação dos Pórticos do Edifício 2NL8

Refere-se ainda, que atribuiu-se o nome NL1 para o núcleo da esquerda e NL2 para o da direita.

Ambos os edifícios apresentam elementos estruturais com iguais secções transversais. Em planta, estas secções transversais são iguais para todos os elementos, mas, em altura, são variáveis nos pilares. As secções foram consideradas com base no pré-dimensionamento efectuado.

As dimensões das secções transversais dos pilares, tanto no edifício PT8 como no 2NL8 apresentam-se de seguida, no quadro.

Quadro 3-2 – Dimensões da Secção Transversal dos Pilares dos Edifícios PT8 e 2NL8

Piso	$h \times b$ [cm]
0-2	60 x 40
2-4	50 x 40
4-8	40 x 40

As dimensões das secções transversais das vigas, em ambos os edifícios e para todos os pisos, são 20 cm de largura por 60 cm de altura.

A espessura das lajes dos edifícios PT8 e 2NL8 é 0,15 cm.

O edifício 2NL8, contém ainda dois núcleos cuja espessura é 0,20 cm.

4. Materiais

Os materiais são o betão armado, cuja classe de betão é a B25, classificação do REBAP segundo o seu valor característico da tensão de rotura à compressão, correspondente ao C20/25 do EC2, e o aço de classe A400, valor característico da tensão de cedência à tracção do aço. Considera-se que o betão armado apresenta as seguintes características:

- $\gamma \approx 25 \text{ kN/m}^3$
- $\nu = 0,2$
- $E \approx 30 \cdot 10^6 \text{ kPa}$

As características de resistência e deformação do betão foram consideradas de acordo com o capítulo IV do REBAP e com a §3.1.3 do EC2.

5. Definição das Acções

5.1. Definição das Acções Permanentes

As acções permanentes correspondem às acções resultantes do peso próprio da estrutura e da restante carga permanente, RCP, tendo em conta nomeadamente o peso dos revestimentos e paredes. O valor considerado para a restante carga permanente foi de 2,5 kN/m².

5.2. Definição das Acções Variáveis

As acções variáveis são as que resultam da sobrecarga exercida sobre os pavimentos. O RSA, no seu artigo 35.1.1 estabelece os seus valores característicos. Considerou-se que a sua utilização é de carácter privado, cuja concentração de pessoas se considera o elemento preponderante, pelo que o seu valor será:

$$sob = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

De acordo com o Anexo Nacional, §6.3.1.2 do EC1, por se considerar equivaler à categoria de utilização A, o valor será o mesmo.

5.3. Definição das Acções Sísmicas

A definição das acções sísmicas foi efectuada com base no espectro de resposta de cálculo, no que respeita ao EC8, e no espectro de resposta elástico no que respeita ao RSA, já que são as metodologias contempladas por ambos. Foram consideradas ambas as acções sísmicas, função do cenário sismo-génese, pelo que foi efectuado o estudo da resposta à acção sísmica regulamentar considerando que actua simultaneamente nas duas direcções horizontais da estrutura, não se considerando portanto a vertical, visto que se considera que ambas as estruturas dos edifícios em estudo não são sensíveis a movimentos vibratórios nesta direcção, de acordo com a justificação mencionada no capítulo da revisão da literatura.

Apesar do EC8 contemplar a determinação dos esforços sísmicos com base no espectro de resposta de cálculo, entrando já com a contabilização dos efeitos de dissipação de energia, optou-se também por apresentar os espectros de resposta elásticos definidos no EC8 para que se possa fazer uma melhor comparação das acelerações espectrais previstas em ambos os regulamentos, para o período de retorno associado ao requisito de não ocorrência de colapso.

5.3.1. Espectros de Resposta Elásticos

Nas figuras seguintes, vêm representados os espectros de resposta elásticos definidos no EC8, considerando os zonamentos atrás descritos. O algarismo que precede o ponto diz sempre respeito à acção sísmica estudada, 1 (acção sísmica afastada) e 2 (acção sísmica próxima), e o algarismo seguinte à zona a que corresponde determinada região. Refere-se que para o cenário associado à acção sísmica afastada, Lagos pertence à zona 1.1 do EC8, Faro à zona 1.2 e Lisboa à zona 1.3.

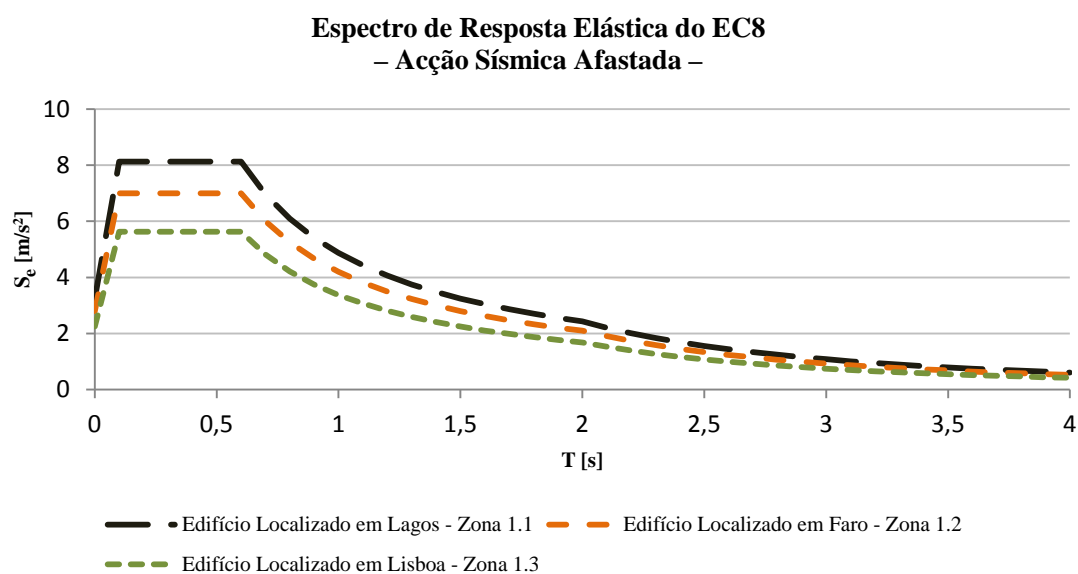


Figura 35 – Espectro de Resposta Elástico do EC8 para a Acção Sísmica Afastada, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa, zonas 1.1, 1.2 e 1.3 do EC8.

Relativamente ao cenário associado a uma acção sísmica próxima, refere-se que os três concelhos se situam na mesma zona, designadamente na zona 2.3 do EC8, cujo espectro de resposta se apresenta de seguida.

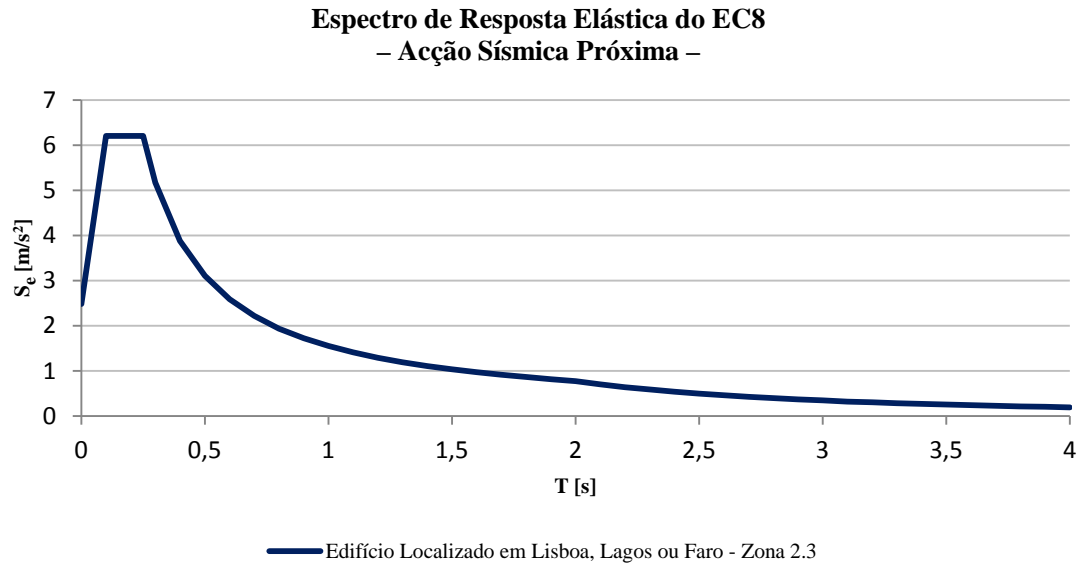


Figura 36 – Espectro de Resposta Elástico do EC8 para a Acção Sísmica Próxima, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa, zona 2.3 do EC8.

Para que se consigam comparar os espectros associados às três localizações em estudo perante a ocorrência de uma acção sísmica com diferentes cenários sismo-géneses, apresenta-se de seguida um gráfico com ambos os cenários contemplados.

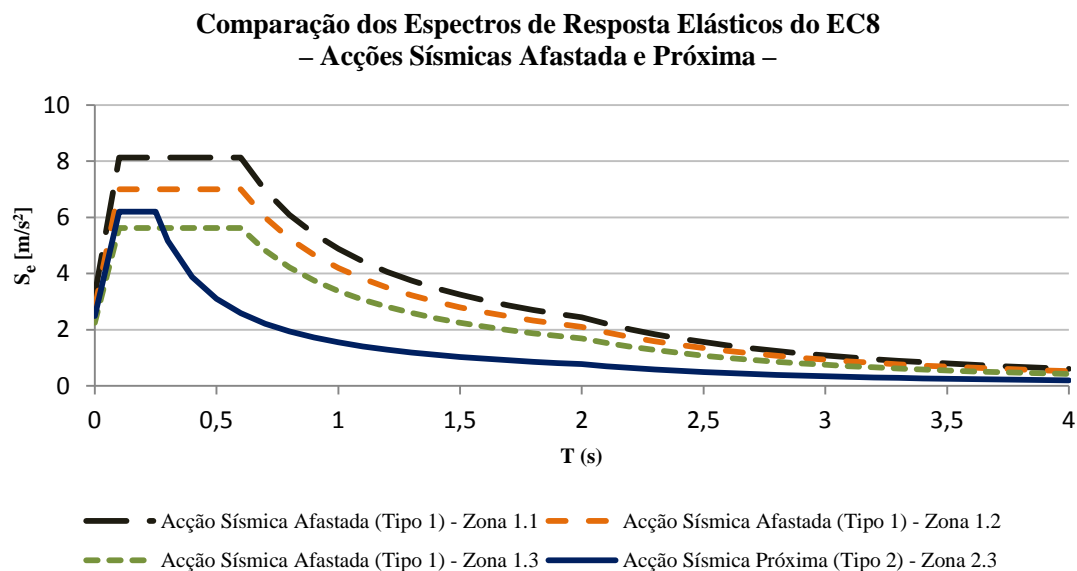


Figura 37 – Comparação dos Espectros de Resposta Elástico do EC8 para a Acção Sísmica Afastada e Próxima, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa.

Os espectros de resposta elásticos do RSA, associam a aceleração espectral à frequência, sendo que se optou por representá-los de forma distinta, para que se possa proceder à comparação com o EC8. Apresentam ainda uma diferença no que diz respeito às unidades diferentes nas abcissas correspondendo da mesma forma à aceleração mas em unidades distintas, cm/s^2 ao invés de m/s^2 . Relativamente às ordenadas refere-se que se optou pela representação dos espectros em função do período, ao invés da frequência. Apesar de não haver referência às expressões referentes aos espectros de resposta elástica no RSA, efectuou-se a “construção” dos mesmos com recurso a uma representação por meio de pontos, retirados da leitura do regulamento em questão.

Tal como já foi referido anteriormente aquando da explicação destes conceitos, a acção sísmica tipo 2 do RSA corresponde à acção sísmica afastada, ao contrário do que sucede no EC8, e os 3 concelhos considerados no âmbito desta dissertação inserem-se todos dentro dos limites da zona A.

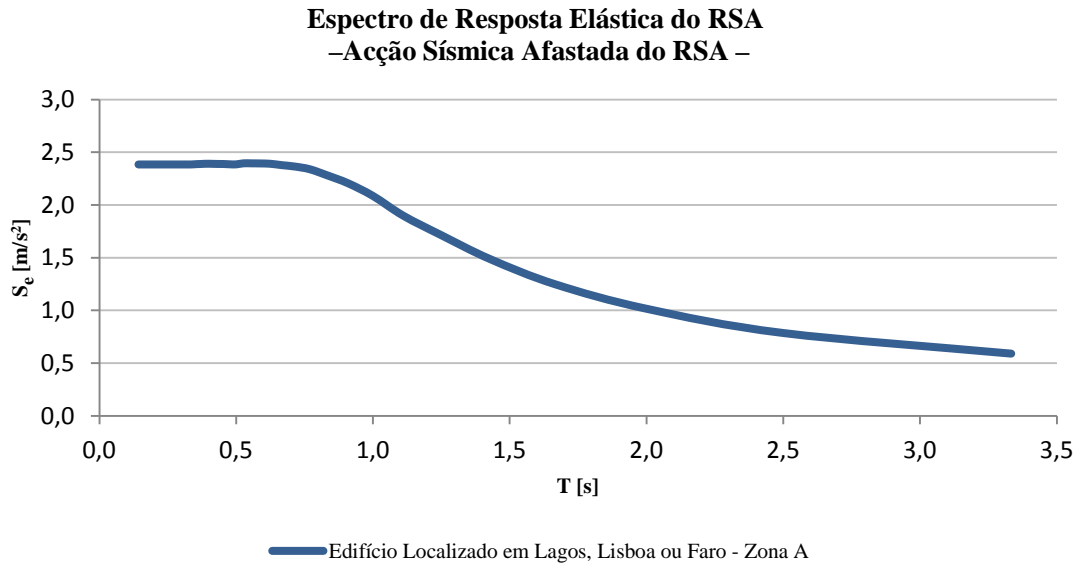


Figura 38 – Espectro de Resposta Elástico do RSA para a Acção Sísmica Afastada, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa, zona A do RSA

O RSA não prevê zonamentos diferentes consoante o cenário sísmo-génese associado, pelo que para a acção sísmica próxima, e portanto a acção sísmica tipo 1 do RSA, os 3 concelhos também se incluem na zona A.

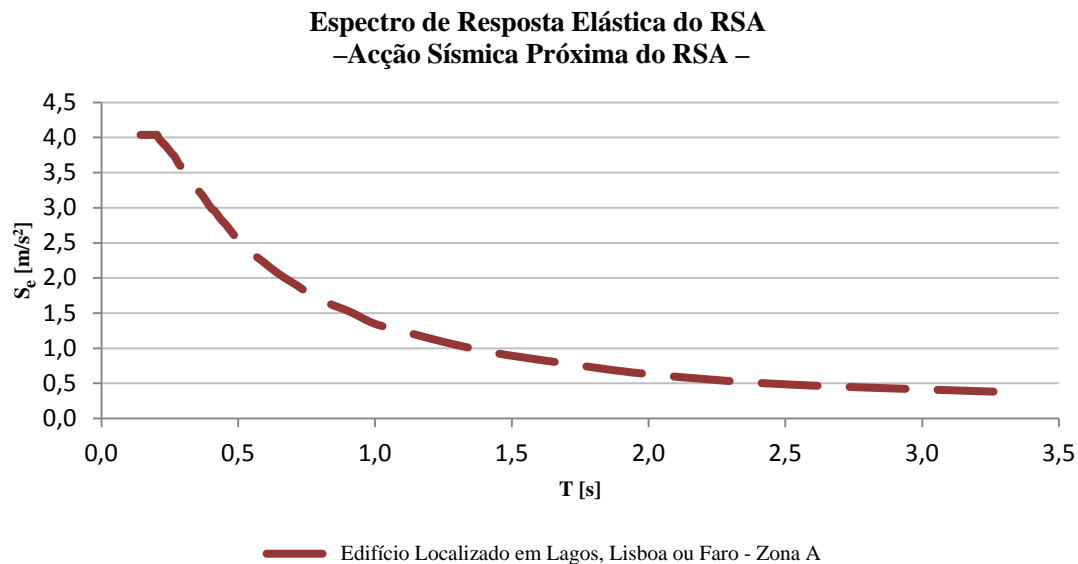


Figura 39 – Espectro de Resposta Elástico do RSA para a Acção Sísmica Próxima, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa, zona A do RSA

Seguindo a mesma opção que no caso do EC8, apresenta-se de seguida uma comparação das acções sísmicas associadas a ambos os cenários considerados, previstas no RSA.

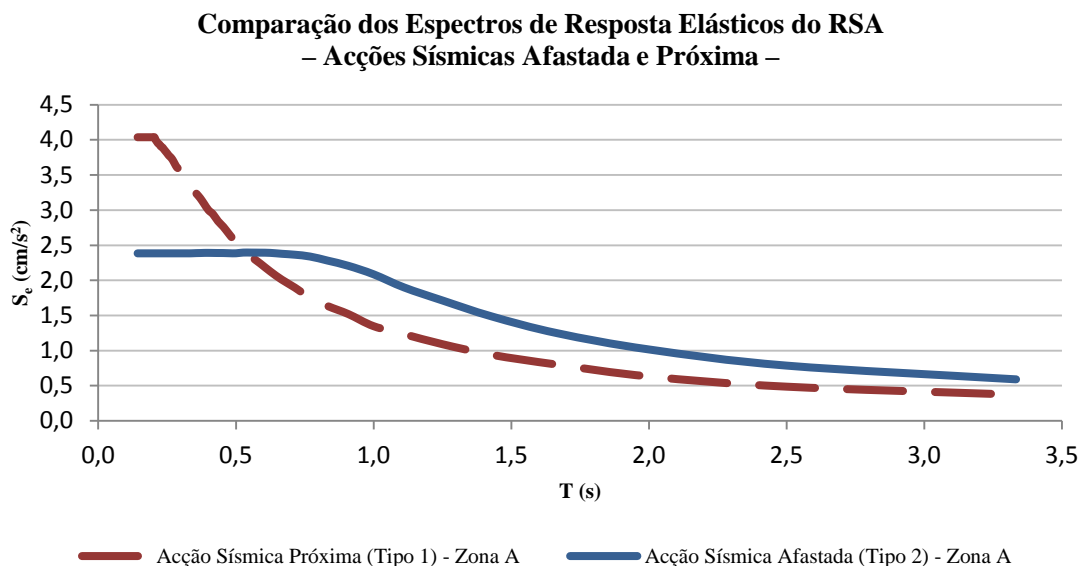


Figura 40 – Comparação dos Espectros de Resposta Elástico do RSA para a Acção Sísmica Afastada e Próxima, para os Edifícios localizados em Lagos, Faro e Lisboa.

5.4. Modelação Estrutural

Como Ian Stewart afirma: "*Qualquer descrição matemática do mundo real é um modelo. Manipulando o modelo esperamos compreender algo da realidade. E já não perguntamos se o modelo é verdadeiro, perguntamos unicamente se as suas implicações podem ser verificadas experimentalmente*". [28]

No entanto, a modelação da estrutura foi efectuada com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000*[®], assegurando-se cuidados especiais de análise crítica de modo a confirmar os resultados esperados. Como tal elaboraram-se diversos modelos distintos até se determinar qual seria o escolhido, particularmente para o edifício 2NL8. O modelo utilizado foi um modelo tridimensional. Quanto à análise sísmica, optou-se por uma análise modal por espectro de resposta para determinar os efeitos da resposta sísmica, admitindo-se um comportamento linear da estrutura, o qual foi corrigido através da introdução do coeficiente de comportamento. Foram tomadas diferentes opções de modelação no que se refere aos diferentes elementos que compõem a estrutura. O peso próprio da estrutura e as propriedades da secção foram automaticamente calculados pelo programa através da indicação das suas características geométricas. As massas foram determinadas pela consideração das massas associadas ao peso próprio dos elementos, bem como à aplicação da restante carga permanente e da sobrecarga, esta última afectada pelo respectivo coeficiente de combinação, anteriormente referido.

Quanto à modelação de acordo com a regulamentação europeia, foi considerada a rigidez dos elementos em estado fendilhado. Esta consideração foi efectuada modelando os elementos com metade da sua rigidez elástica de flexão e esforço transversal em fase não fendilhada. Foi ainda tida em conta a diminuição da rigidez de torção fendilhada, considerando 1/10 da rigidez não fendilhada, em todos os elementos, de acordo com o relatório do *workshop* realizado pelo *Joint Research Centre* em Lisboa. [31]

Relativamente ao edifício que contém os núcleos, a rigidez de torção destes elementos foi desprezada, uma vez que esta se degrada acentuadamente aquando da ocorrência de um sismo.

5.4.1.1.1. Vigas

As vigas foram modeladas por elementos de barras com 2 nós e 6 graus de liberdade por nó. Foi ainda indicado no modelo que estes elementos seriam dimensionados como vigas, considerando-se apenas a de flexão simples no seu dimensionamento, como simplificação.

5.4.1.1.2. Pilares

Os pilares foram igualmente modelados por elementos de barra com 2 nós e 6 graus de liberdade por nó, encastrados ao nível das suas fundações. Relativamente ao dimensionamento dos mesmos, foi indicado no modelo que seria verificado à flexão composta desviada, considerando-se apenas 3 armaduras por face.

5.4.1.1.3. Lajes

As lajes foram modeladas com elementos finitos de casca com 4 nós e 6 graus de liberdade por nó. A discretização foi feita de forma a obter elementos quadrangulares de 1 metro quadrado. Foi considerada a teoria das lajes finas – formulação de Kirchoff, uma vez que se considera desprezável a deformabilidade por esforço transversal. Relativamente à aplicação da restante carga permanente e da sobrecarga considerou-se que estas descarregam nas vigas, nos seus pontos nodais.

5.4.1.1.4. Núcleo

Os núcleos, apenas presentes no edifício 2NL8, foram modelados por um elemento de barra, cumprindo o estipulado no EC8. Foi discretizado em elementos finitos de 3 metros, ligados às lajes por meio de uma simulação de ligações rígidas, de modo a que todos os seus pontos se movessem em conjunto como um corpo rígido tridimensional. Este elemento foi inserido no centro geométrico do núcleo. As suas propriedades foram geradas pelo programa de cálculo automático, uma vez que se recorreu a uma ferramenta de desenho do próprio programa que permite, através da definição da geometria do elemento, gerar as suas propriedades. As propriedades relativas ao núcleo NL1 são as seguintes:

- Área da Secção Transversal = 2,64 m²
- Constante de Torção = 0,0352 m⁴
- Momento de Inércia segundo o eixo x = 12,3488 m⁴
- Momento de Inércia segundo o eixo y = 4,9164 m⁴
- Área de corte segundo o eixo x = 1,4878 m²
- Área de corte segundo o eixo y = 1,0276 m²

Quanto ao núcleo NL2, apenas a área de corte segundo o eixo x muda, tomando o valor de 1,4797 m².

6. Edifício PT8

6.1. Análise segundo o RSA e o REBAP

6.1.1. Análise Modal

A análise modal foi efectuada com recurso ao programa de cálculo automático através da resolução do problema de valores e vectores próprios do sistema de equações de equilíbrio dinâmico em regime livre não amortecido. Foram considerados todos os modos que se consideram que contribuem significativamente para a resposta da estrutura, considerando-se aceitável a consideração de doze modos de vibração distintos pelas percentagens de mobilização de massa apresentadas. No entanto, optou-se por apresentar apenas os primeiros quatro modos de vibração, bem como o somatório das massas modais mobilizadas em todos os modos considerados, com as seguintes massas modais mobilizadas.

Quadro 3-3 – Percentagem da Participação da Massa Modal do edifício PT8

Modo de Vibração	U _x [%]	U _y [%]	U _z [%]	R _x [%]	R _y [%]	R _z [%]
1	80	0	0	0	86	0
2	0	77	0	91	0	0
3	0	0	0	0	0	78
4	11	0	0	0	0	0
Σ 12 modos	97	96	0	92	87	96

Para a melhor compreensão dos movimentos associados a cada um destes modos de vibração apresenta-se nos anexos 1 a configuração dos mesmos.

Verifica-se que o primeiro modo corresponde a um modo de translação longitudinal, o segundo a um modo de translação transversal, o terceiro é um modo de rotação, e o quarto um segundo modo de translação longitudinal, visto que apresenta sentidos contrários ao longo da altura do edifício. Entenda-se por longitudinal a direcção *x* e transversal a direcção *y*, doravante.

A combinação modal considerada foi a combinação CQC, uma vez que se tinha o auxílio do *software* de cálculo. Relativamente à combinação das componentes horizontais da acção sísmica refere-se que se recorreu à regra SRSS.

Os parâmetros dos modos de vibração indicam-se no quadro seguinte.

Quadro 3-4 – Parâmetros dos Modos de Vibração do Edifício PT8 para a Modelação Efectuada de acordo com o RSA

Modo de Vibração	Período [seg]	Frequência [Hz]	Frequência angular [rad/seg]	Valor próprio [rad ² /seg ²]
1	0,92	1,09	6,84	46,73
2	0,91	1,10	6,92	47,95
3	0,77	1,29	8,11	65,74
4	0,31	3,20	20,12	404,64

6.1.2. Classificação do Sistema Estrutural

A classificação da estrutura do edifício PT8 em estrutura pórtico, tal como esperado, vem de encontro à definição da mesma, visto que não há nenhum troço dos pilares em que não se verifique a inversão dos sinais de momentos nas suas extremidades, para as acções sísmicas consideradas. Como tal, o coeficiente de comportamento foi tido como 2,5.

6.1.3. Análise de Esforços

Por se considerar demasiadamente exaustiva a comparação de esforços em todos os elementos da estrutura, decidiu-se fazer uma comparação apenas ao nível das reacções na base dos pilares referentes às combinações previstas no RSA, anteriormente referidas.

Quadro 3-5 – Reacções na Base dos Pilares do Edifício PT8, para todas as Combinações Previstas no RSA

Combinação		F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]
Combinação Fundamental		0	0	37552	0	0	0
Combinação Sísmica	Acção Sísmica Afastada – Todas as Localizações –	± 2469	± 2376	22776	± 39928	± 40651	0
	Acção Sísmica Próxima – Todas as Localizações –	± 1772	± 1741	22776	± 27525	± 27829	0

De referir que o somatório das reacções na base dos pilares não coincide com as reacções na base dos pilares, uma vez que no primeiro caso as regras de combinação modal são aplicadas para cada nó individualmente, enquanto no segundo, cujos resultados estão apresentados no quadro anterior, as reacções são determinadas para cada modo e depois os modos são

combinados pela regra de combinação modal adoptada. Estes valores foram calculados pelo *SAP2000*®.

Apesar de não se apresentarem aqui os esforços actuantes em todos os elementos estruturais, refere-se que estes são apresentados, detalhadamente nos anexos A2.

6.1.4. Dimensionamento e Verificação da Segurança dos Elementos Estruturais ao ELU

Os elementos estruturais foram dimensionados cumprindo as disposições do REBAP, considerando as acções estipuladas no RSA, bem como as combinações, os métodos de análise e outros aspectos mencionados anteriormente. O dimensionamento foi efectuado com base na ferramenta de dimensionamento do *software* de cálculo a que se recorreu. Após a realização das armaduras foi ainda verificada a segurança ao ELU de Flexão e Esforço Transverso, encontrando-se representados em anexo, nomeadamente nos anexos A2, os esforços actuantes obtidos pelo *software* e os resistentes correspondentes, determinados com recurso a folhas de cálculo. De referir que os momentos flectores resistentes foram determinados considerando todas as hipóteses de plastificação das armaduras, superior e inferior, nomeadamente considerando ambas plastificadas, ambas não plastificadas, a superior plastificada e a inferior não, e vice-versa. Foram ainda consideradas, tanto para as vigas como para os pilares, a contribuição das armaduras de compressão.

Os pilares foram verificados à flexão composta desviada, as vigas à flexão simples, e o esforço transversal resistente foi calculado considerando o termo corrector da teoria de Morsch. Nos pilares, por estarem sujeitos a flexão composta com compressão este termo foi ainda multiplicado pelo factor que tem em conta este fenómeno. A encurvadura foi tida em conta pelo *software* de cálculo.

Os desenhos relativos às mesmas encontram-se nos anexos A1. Para permitir maior facilidade de construção, optou-se pela dispensa de armaduras das vigas a 1,5 metros do início e do final do troço de viga, e nos pilares optou-se por efectuar a mudança de disposição das armaduras longitudinais apenas a cada 2 pisos.

6.1.5. Quantidade de Aço

Depois de realizadas as armaduras de flexão e esforço transverso, cumprindo os variados requisitos estipulados no REBAP, foram quantificadas as armaduras totais de flexão e esforço transverso, separadamente, para cada pórtico da estrutura, tanto para as vigas, como para os pilares, piso a piso. É importante explicar que, para os pilares, a armadura total, tanto longitudinal como transversal, para cada pórtico, foi calculada como o somatório das armaduras, em ambas as direcções, de todos os pilares de cada pórtico, pelo que o valor do somatório das armaduras nos pórticos longitudinais será igual ao dos transversais.

A quantidade total de aço decorrente da realização das armaduras longitudinais nos pilares está determinada no quadro seguinte.

Quadro 3-6 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	616	668	346	469	469
	7	616	668	346	469	469
	6	829	1007	533	652	652
	5	829	1007	533	652	652
	4	903	1007	550	692	668
	3	903	1007	550	692	668
	2	1267	1267	844	844	844
	1	1267	1267	844	844	844
Σ		7231	7897	4546	5315	5266
TOTAL		15128		15128		

Da mesma forma que para as armaduras de flexão, encontram-se em baixo apresentados os resultados referentes às armaduras de esforço transverso dos pilares.

Quadro 3-7 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	140	140	93	93	93
	7	140	140	93	93	93
	6	140	140	93	93	93
	5	140	140	93	93	93
	4	228	228	158	139	158
	3	228	228	158	139	158
	2	293	227	173	173	173
	1	293	227	173	173	173
Σ		1601	1469	1037	997	1037
TOTAL		3070		3070		

Para as vigas, obtiveram-se as seguintes quantidades de armaduras de flexão, conforme o quadro seguinte.

Quadro 3-8 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	126	163	112	184	136
	7	196	196	144	251	187
	6	279	288	219	305	232
	5	364	379	286	383	285
	4	434	444	342	456	343
	3	510	496	359	483	366
	2	533	553	383	502	379
	1	524	520	323	559	335
Σ		2965	3039	2167	3123	2263
TOTAL		13556				

E finalmente, a quantidade de aço por realização das armaduras transversais das vigas, apresenta os seguintes valores.

Quadro 3-9 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	39	43	29	33	33
	7	39	43	29	33	34
	6	39	47	29	35	35
	5	46	47	33	36	36
	4	47	49	35	38	38
	3	47	55	35	45	41
	2	47	57	35	45	41
	1	47	57	35	39	36
Σ		353	397	258	304	293
TOTAL		1605				

6.1.6. Deslocamentos e “Drifts” Máximos

Os deslocamentos máximos foram obtidos através da determinação das deformações elásticas devidas à acção sísmica, para ambos os cenários estudados, cujo andamento toma a seguinte configuração, conforme o quadro abaixo, em função da altura do piso, segundo a direcção longitudinal.

Deslocamentos Máximos de cada Piso para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA – Direcção x –

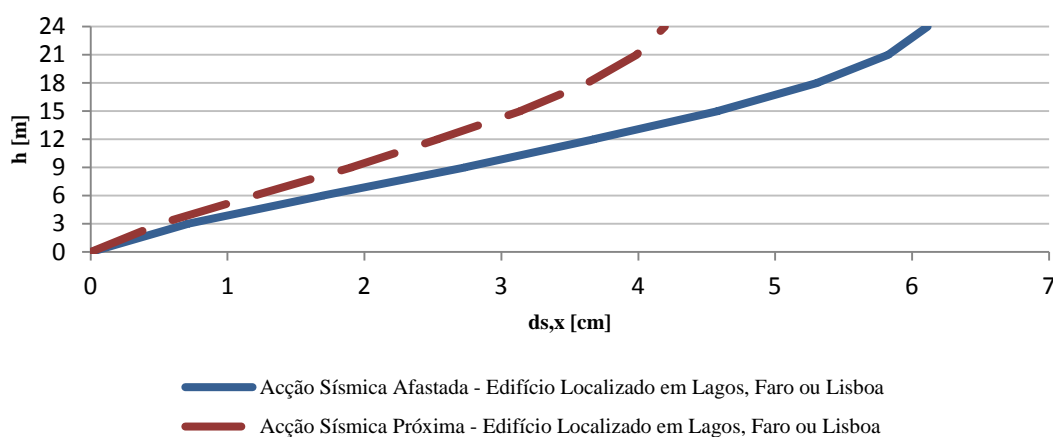


Figura 41 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x

Por sua vez, segundo a direcção transversal, obtiveram-se os deslocamentos máximos que se podem analisar no gráfico abaixo.

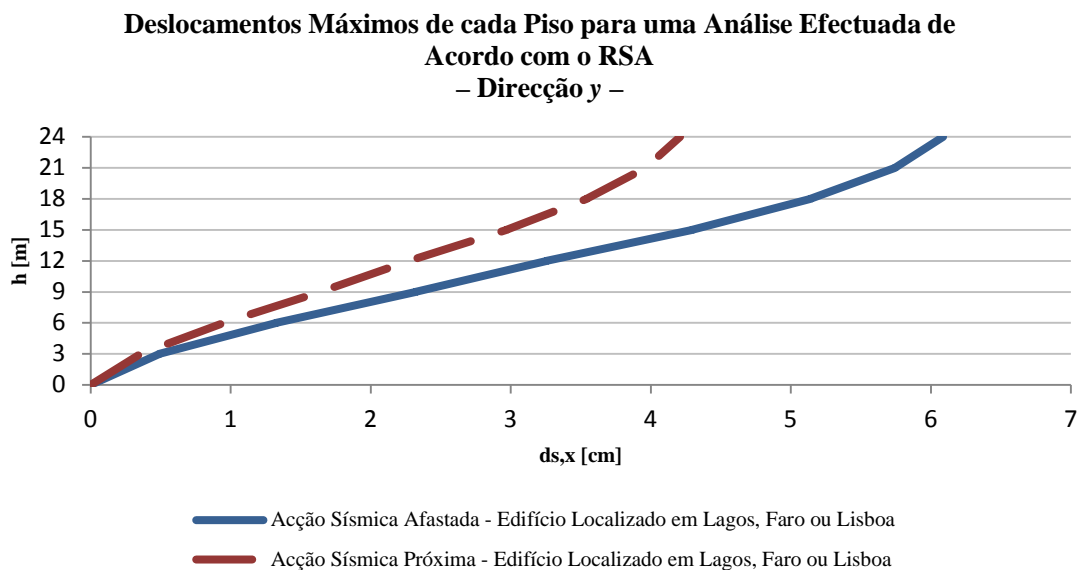


Figura 42 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y

Os deslocamentos relativos entre pisos, “drifts”, para ambos os cenários, podem igualmente ser comparados pelo gráfico abaixo exposto, para a direcção longitudinal.

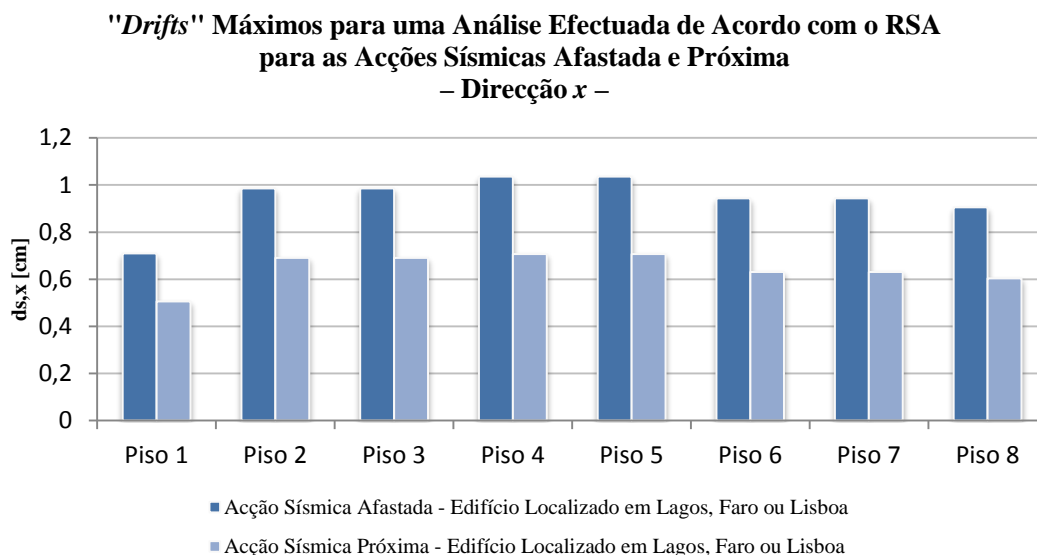


Figura 43 – “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x.

Quanto à direcção transversal, os “drifts” apresentam os seguintes valores, consoante o piso em causa, de acordo com o gráfico abaixo.

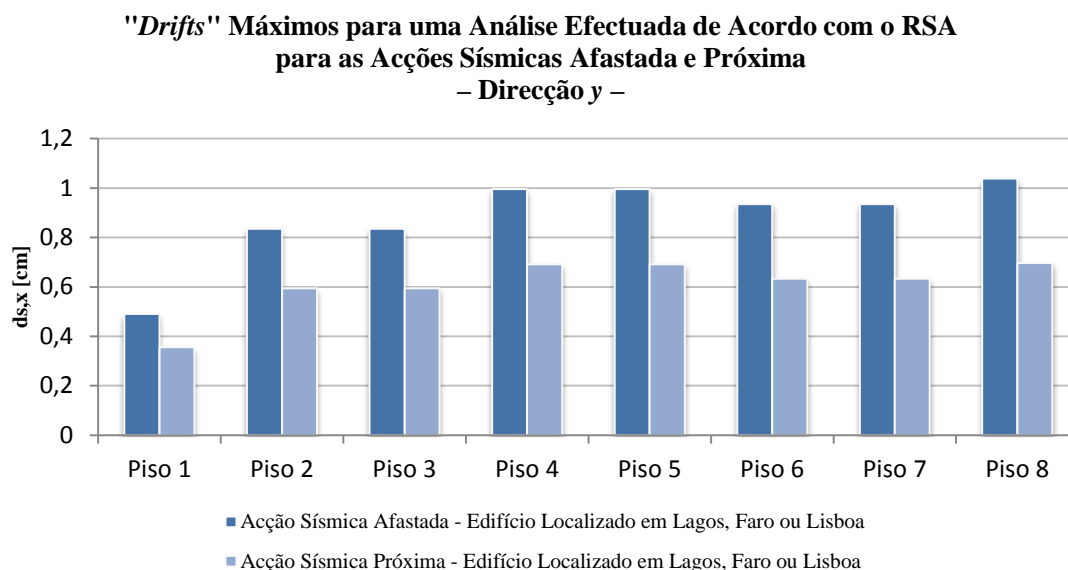


Figura 44 – “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y

6.2. Análise segundo os Eurocódigos

6.2.1. Análise Modal

O número de modos foi definido garantindo que os valores acumulados da massa fossem superiores a 90% da massa total da estrutura, como definido no EC8.

Apresentam-se as percentagens de massa mobilizadas, para os primeiros quatro modos de vibração, bem como para o seu total, considerando doze modos de vibração, tal como na análise anterior, para comparação com os resultados decorrentes da aplicação do RSA.

Quadro 3-10 – Percentagem da Participação da Massa Modal do Edifício PT8

Modo de Vibração	U_x [%]	U_y [%]	U_z [%]	R_x [%]	R_y [%]	R_z [%]
1	81	0	0	0	86	0
2	0	77	0	91	0	0
3	0	0	0	0	0	78
4	11	0	0	0	0	0
Σ 12 modos	98	96	0	91	86	96

É importante salientar que apesar da consideração, nesta análise sísmica, da rigidez fendilhada, estas percentagens surgem muito semelhantes aos da análise sísmica considerando os pressupostos da regulamentação nacional.

De referir ainda que os efeitos de inércia da acção sísmica são avaliados de forma distinta, visto que as massas consideradas são diferentes, na medida em que o coeficiente de combinação para a acção variável toma o valor de 0,2 e 0,3, para o projecto de acordo com o RSA e o EC8, respectivamente, facto que também não apresenta relevância para a determinação destes factores.

As configurações modais podem ser consultadas nos anexos 1. Verifica-se que apesar das diferenças resultantes da consideração da rigidez fendilhada, que se traduzem numa diminuição de todas as frequências dos modos de vibração, estas não influenciam nas configurações dos mesmos, comparando com a análise sísmica efectuada considerando os pressupostos da regulamentação nacional.

Quanto aos parâmetros dos modos de vibração, verifica-se uma diferença considerável para a modelação efectuada de acordo com o EC8, quando comparada com a do RSA. Os seus valores apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 3-11 – Parâmetros dos Modos de Vibração do Edifício PT8 para a Modelação Efectuada de acordo com o EC8

Modo de Vibração	Período [seg]	Frequência [Hz]	Frequência angular [rad/seg]	Valor próprio [rad ² /seg ²]
1	1,26	0,79	4,99	24,86
2	1,23	0,81	5,11	26,13
3	1,07	0,94	5,90	34,80
4	0,43	2,33	14,62	213,80

6.2.2. Regularidade Estrutural

Tal como esperado a estrutura do edifício em estudo apresenta regularidade em planta. Este facto que se explica pela perfeita simetria da estrutura, a rigidez no plano ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, uma vez que a hipótese de consideração de diafragma rígido na modelação se verificou válida, a esbelteza do edifício

ser aproximadamente 1,3, e portanto inferior ao limite estabelecido de 4, o centro de rigidez e de gravidade serem coincidentes e ainda ser verificada a garantia de torção mínima.

A inércia do piso em planta, segundo ambas as direcções toma os seguintes valores:

- $I_x = 5625 \text{ m}^4$
- $I_y = 10000 \text{ m}^4$

A área do piso é de 300 m^2 . Assim, tem-se que, o raio de giração da massa do piso em planta, segundo cada direcção toma os seguintes valores:

- $i_x = 4,33 \text{ m}$
- $i_y = 5,77 \text{ m}$

O que conduz ao seguinte valor para o raio de giração da massa do piso em planta:

- $l_s = 7,22 \text{ m}$

O edifício em estudo apresenta uma configuração perfeitamente simétrica, incluindo a configuração dos elementos estruturais, pelo que o centro de rigidez coincide com o centro geométrico do piso, bem como o centro de massa.

A determinação da rigidez lateral, em ambas as direcções, e a rigidez de torção foi efectuada através da aplicação, no centro de rigidez, de forças com valor igual a 1000 kN e de um momento torsor igual a 1000 kN.m. Estes conduziram a deslocamentos horizontais e a rotações, que permitiram através da divisão do valor dos esforços considerados pelos mesmos, obter a rigidez k_x , k_y e k_z . Com isto foi possível determinar os raios de torção para as direcções, longitudinal e transversal, de forma a verificar a garantia de resistência à torção mínima.

Quadro 3-12 – Verificação da Resistência à Torção Mínima para ambas as Direcções Laterais do Edifício PT8

Piso	Verificação da Resistência à Torção Mínima				
	K_x [kN/m]	K_y [kN/m]	K_z [kN.m/rad]	r_x [m]	r_y [m]
1	384615	666667	43010753	8,03	10,57
2	131579	195313	13340448	8,26	10,07
3	82102	99701	7097232	8,44	9,30
4	57604	66050	4803074	8,53	9,13
5	43048	45809	3442341	8,67	8,94
6	34294	35002	2683123	8,76	8,85
7	28425	28241	2196354	8,82	8,79
8	24172	23540	1852881	8,87	8,76
Σ	785839	1160322	78426206	8,22	9,99

A cor verde significa que cumpre a condição de rigidez mínima, e a vermelha que não cumpre. Isto é:

$$r \geq I_s$$
$$r < I_s$$

Como não se verifica nenhum resultado assinalado a vermelho significa que foi cumprida a condição de torção mínima. Estes resultados foram ainda confirmados pelo cálculo da rigidez associada aos momentos de inércia das secções transversais dos elementos verticais, visto que se está perante uma estrutura porticada sujeita a esforços de flexão predominantes. Refere-se que também se verificava a garantia de rigidez de torção mínima, tomando os raios de torção, em ambas as direcções valores ligeiramente inferiores, o que era expectável.

Relativamente à regularidade em altura, considera-se que o edifício se classifica como regular, uma vez que a estrutura é contínua até ao topo, e não apresenta variações bruscas ao longo da mesma. Por não apresentar recuos não é necessária a consideração dos limites dos mesmos para que possa ser considerado regular.

6.2.3. Classificação do Sistema Estrutural

O edifício PT8 é classificado, quanto ao seu sistema estrutural, num sistema porticado. Para que fosse possível esta classificação foi verificado se o sistema não seria torsionalmente flexível. Esta verificação foi satisfeita uma vez que apresenta uma rigidez, tanto lateral como de torção, superior à mínima exigida num edifício com esta configuração de pisos, tal como comentado aquando da verificação da regularidade em planta. Esta verificação é ainda concordante com a análise dos modos de vibração da estrutura, uma vez que os dois primeiros são de translação e apenas no terceiro se verifica um modo de rotação.

6.2.4. Definição da Acção Sísmica de Cálculo

Tal como se explicou anteriormente os espectros de resposta elásticos subentendem uma análise linear, a qual é corrigida posteriormente por um factor, denominado coeficiente de comportamento, de forma a efectuar uma aproximação do real comportamento da estrutura. Sabe-se que o EC8 prevê esta correcção logo no espectro de resposta considerado, ao invés desta correcção ser efectuada na combinação sísmica, como sucede no RSA. Contudo, o espectro de resposta de cálculo não representa apenas uma minoração do espectro de resposta

elástico, na medida em que introduz também uma truncatura do gráfico de forma a limitar as acelerações espectrais associadas aos patamares de velocidade e deslocamento constantes.

Tomando como base as indicações dadas para a determinação do coeficiente de comportamento no capítulo da revisão da literatura, considerando que o sistema estrutural do edifício PT8 corresponde a um sistema estrutural porticado com vários pisos, e vários tramos. Para a classe de ductilidade média, alvo deste estudo, consideraram-se os seguintes parâmetros:

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3 \Rightarrow q_0 = 3 \cdot 1,3 = 3,9$$

$$k_w = 1 \Rightarrow q = 3,9 \cdot 1 = 3,9$$

E $\beta = 0,2$.

A acção sísmica afastada deve ser considerada de acordo com o espectro de cálculo abaixo representado.

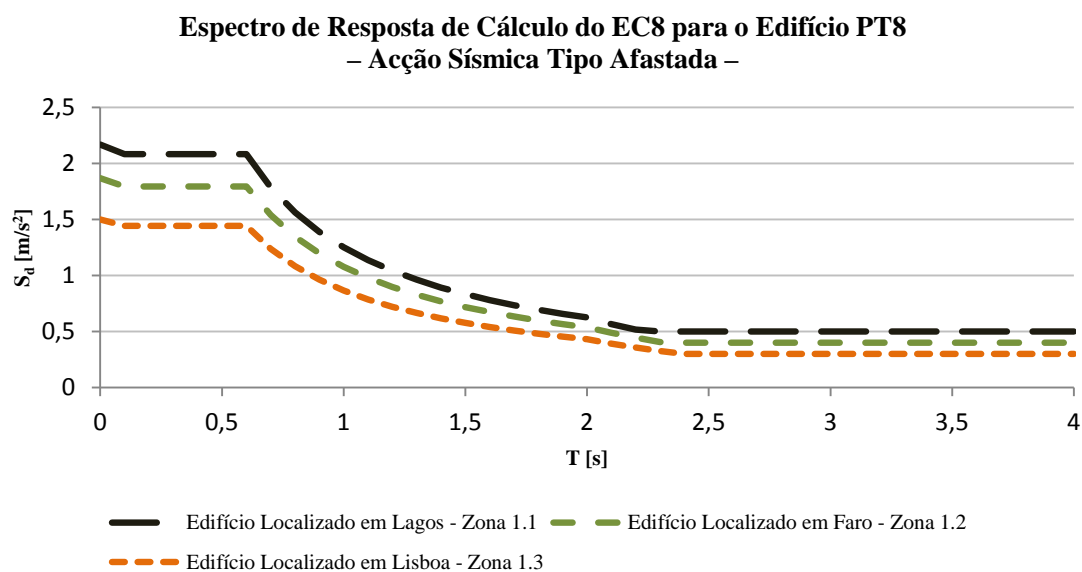


Figura 45 – Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício PT8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa, zonas 1.1, 1.2 e 1.3 do EC8, respectivamente.

O espectro de cálculo que deve ser considerado para a acção sísmica próxima é o seguinte:

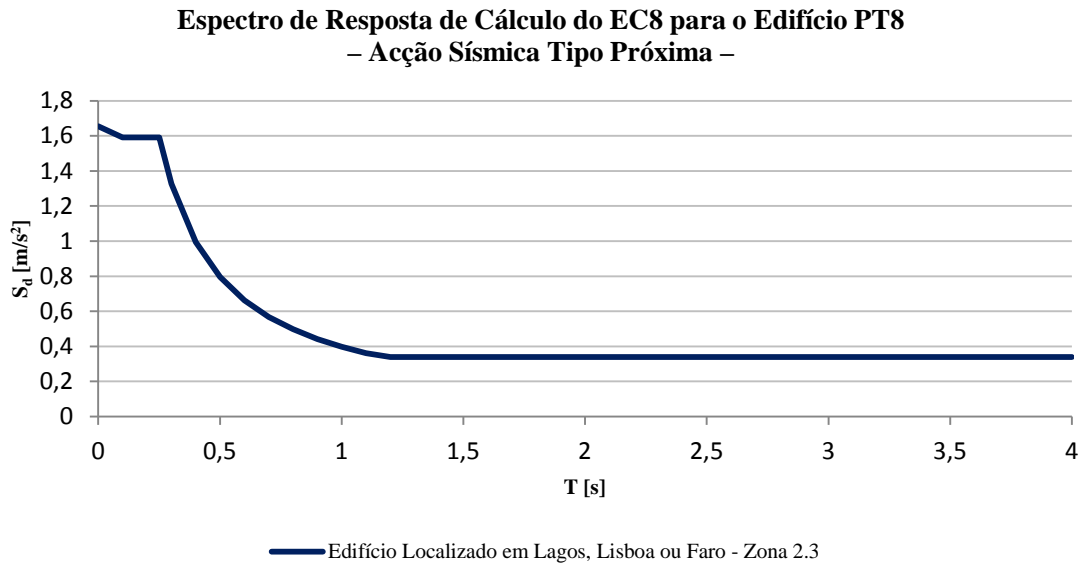


Figura 46 – Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Próxima, para o Edifício PT8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa, zona 2.3 do EC8, respectivamente.

Apresenta-se igualmente uma figura para a melhor comparação dos espectros associados a ambos os cenários.

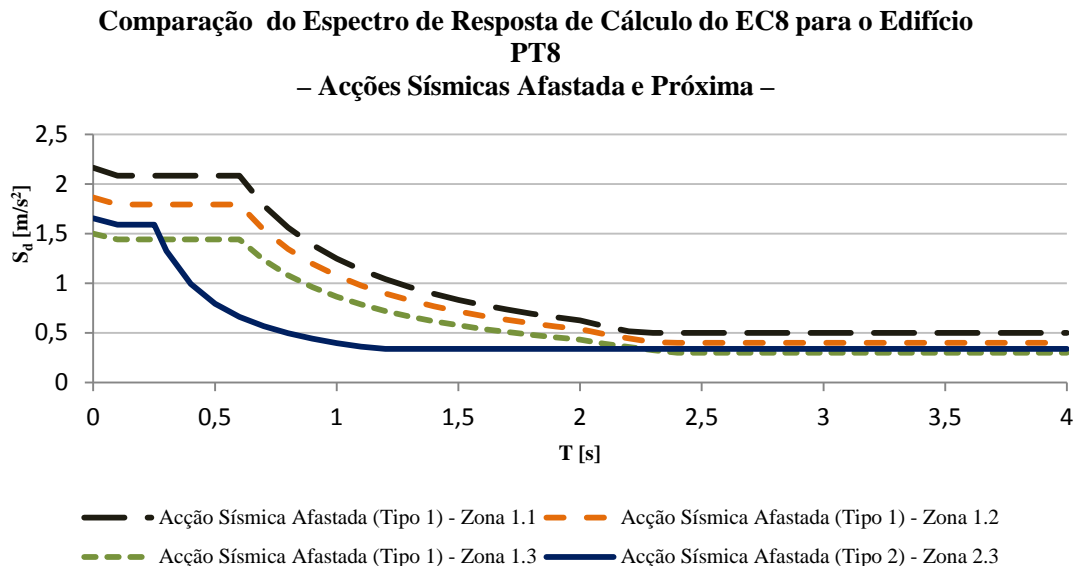


Figura 47 – Comparação dos Espectros de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Afastada e Próxima, para o Edifício PT8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa.

De referir que o valor da aceleração do solo não deveria ser superior ao valor da aceleração espectral no patamar de aceleração constante, o que sucede em alguns casos, como no presente, na consideração do espectro de cálculo, ao invés da consideração da correcção da análise linear em não linear apenas na combinação sísmica, como se verifica na regulamentação em vigor. Refere-se, no entanto, que este facto advém da consideração de um coeficiente de comportamento bastante elevado, face aos espectros de resposta elástica definidos.

6.2.5. Efeitos Acidentais de Torção

De forma a prever a incerteza da localização das massas e da variação espacial do movimento sísmico, o EC8 propõe a sua quantificação pela relocalização do centro de massa de cada piso segundo uma excentricidade com valor igual a 5% da dimensão do edifício, segundo cada direcção e para ambos os sentidos, positivo e negativo.

- $e_{ax} = \pm 1 \text{ m}$
- $e_{ax} = \pm 0,75 \text{ m}$

O valor dos períodos dos modos de vibração nas duas direcções ortogonais principais é:

$$T_x = 1,26 \text{ s}$$

$$T_y = 1,23 \text{ s}$$

O valor de cálculo das acelerações espectrais, associadas aos modos de vibração fundamentais, referentes à acção sísmica afastada, para um edifício localizado em Lagos é:

- $S_{d,x} = 0,99 \text{ m/s}^2$
- $S_{d,y} = 1,02 \text{ m/s}^2$

Para Faro, tem-se:

- $S_{d,x} = 0,85 \text{ m/s}^2$
- $S_{d,y} = 0,88 \text{ m/s}^2$

E finalmente para Lisboa:

- $S_{d,x} = 0,69 \text{ m/s}^2$
- $S_{d,y} = 0,70 \text{ m/s}^2$

No que se refere à acção sísmica próxima, os edifícios apresentam todos a mesma aceleração espectral, dado que o seu zonamento é o mesmo, pelo que:

- $S_{d,x} = S_{d,y} = 0,34 \text{ m/s}^2$

Os valores de aceleração espectral são iguais nas duas direcções uma vez que os períodos dos modos de vibração fundamentais se situam na zona de truncatura do espectro.

A massa da estrutura é aproximadamente de 2323 kg.

O factor de correcção da força de corte sísmica na base, para ambas as direcções, toma o valor 1,0, uma vez que os períodos dos modos de vibração nas duas direcções ortogonais principais são superiores ao dobro do limite superior do período no patamar de aceleração constante, T_C , para os dois cenários sismo-génese considerados, visto que este toma o valor $0,6 \text{ m/s}^2$ e $0,25 \text{ m/s}^2$, para o cenário associado à acção sísmica afastada e próxima, respectivamente.

Com isto determinou-se a força de corte sísmica na base considerada, para ambas as direcções ortogonais. Para a acção sísmica afastada, num edifício situado em Lagos tem-se:

- $F_{b,x} = 2304 \text{ kN}$
- $F_{b,y} = 2362 \text{ kN}$

Para Faro,

- $F_{b,x} = 1985 \text{ kN}$
- $F_{b,y} = 2035 \text{ kN}$

Para Lisboa:

- $F_{b,x} = 1595 \text{ kN}$
- $F_{b,y} = 1635 \text{ kN}$

E por fim, para a acção sísmica próxima, num edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa:

- $F_{b,x} = F_{b,y} = 790 \text{ kN}$

Os valores dos deslocamentos das massas nos modos de vibração fundamentais, bem como a massa, considerados encontram-se descritos no quadro abaixo, para cada piso.

Quadro 3-13 – Deslocamentos dos Modos de Vibração Fundamentais e Massa do Piso

Piso	s_x [mm]	s_y [mm]	m [kg]
1	3,51	2,54	299
2	8,33	6,77	296
3	13,42	11,86	292
4	18,04	16,63	288
5	22,49	22,02	285
6	26,02	26,35	285
7	28,49	29,39	285
8	29,81	31,04	270

As forças de corte sísmicas horizontais, os momentos que provocam, devido à excentricidade considerada, para ambas as direcções ortogonais, bem como o momento total acidental de torção que se considerou na análise sísmica em estudo, encontram-se especificados nos anexos 2 da presente dissertação.

6.2.6. Efeitos de 2ª Ordem

Foi verificada a necessidade de se considerarem os efeitos de 2ª ordem ou não, conforme prescrito no EC8, através do cálculo do coeficiente de sensibilidade θ , bem como a verificação do limite que não deve ser ultrapassado para o mesmo.

A carga total gravítica, devida a todos os pisos acima do piso a verificar, incluindo o próprio, a força de corte sísmica no piso a verificar, o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, bem como o coeficiente de sensibilidade determinado, para cada direcção considerada apresentam-se nos anexos 3.

Os valores do coeficiente de sensibilidade foram formatados de forma a serem preenchidos por 3 cores que indicam se o mesmo não ultrapassa os valores limites de 0,1, 0,2 e 0,3. Para o primeiro limite referido, a cor escolhida foi a verde, para o segundo laranja, e para o terceiro vermelha, de acordo com:

$\theta \leq 0,10$
$0,10 < \theta \leq 0,20$
$\theta > 0,30$

Após análise destes resultados, verifica-se que o coeficiente de sensibilidade nunca ultrapassa o valor de 0,2, pelo que os efeitos de 2ª ordem podem ser avaliados simplifadamente através da multiplicação dos esforços sísmicos pelo factor $1/(1-\theta)$. No entanto, os efeitos $P-\Delta$ foram avaliados pelo *software* de cálculo a que se recorreu, indicando que esta avaliação seria efectuada com base no método da curvatura nominal.

6.2.7. Análise de Esforços

Justificando-se com o mesmo motivo que o indicado aquando desta análise para a aplicação do RSA, apresentam-se apenas os resultados relativos aos esforços na base dos pilares no quadro seguinte, de acordo com as combinações previstas no EC1, anteriormente referidas.

Quadro 3-14 – Reacções na Base dos Pilares do Edifício PT8, para todas as Combinações previstas no EC1

Combinação		F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]	
Combinação Fundamental		0	0	36652	0	0	0	
Combinação Sísmica	Acção Sísmica Afastada	Lagos	± 1975	± 1952	23256	± 31357	± 31379	4090
		Faro	± 1702	± 1681	23256	± 27016	± 27035	± 3523
		Lisboa	± 1368	± 1351	23256	± 21709	± 21724	± 2831
	Acção Sísmica Próxima – Todas as Localizações –	± 711	± 700	23256	1± 0489	± 10757	± 1382	

Os esforços actuantes em todos os elementos estruturais podem ser consultados nos anexos A2, referentes à verificação da segurança ao ELU.

6.2.8. Dimensionamento e Verificação da Segurança dos Elementos Estruturais ao ELU

O dimensionamento e verificação da segurança dos elementos constituintes da estrutura foram realizados de acordo com as disposições do EC2 e EC8, bem como pelo cumprimento do estabelecido no EC e no EC1.

Numa primeira fase, dimensionaram-se os elementos estruturais com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000*[®], considerando-se as definições correspondentes à classe de ductilidade média, no âmbito do estudo efectuada nesta dissertação. Depois de definidas as armaduras de flexão dos elementos estruturais, de acordo com os requisitos de

dimensionamento segundo o EC8, foi possível calcular os respectivos momentos resistentes, e verificar o cumprimento da condição de ductilidade global, de forma a assegurar um mecanismo do tipo pilar forte – viga fraca. Quando necessário as armaduras de flexão foram corrigidas, de forma a satisfazer esta garantia.

Refere-se que todos os pilares cumpriram a condição de ductilidade global pelo que não foi necessário aumentar as armaduras calculadas, uma vez que estas regras não se aplicam aos pilares do último piso.

Posto isto, foi possível determinar as áreas de armadura de esforço transversal exigidas de forma a verificar a segurança ao ELU de Esforço Transverso, que deverão corresponder aos esforços actuantes máximos que podem ocorrer na secção, de acordo com o princípio da capacidade real, visto que a capacidade real só pode ser determinada depois de pormenorizadas as armaduras de flexão. Estes resultados são apresentados nos anexos A2 desta dissertação, sendo de referir que o esforço actuante foi o calculado pelo programa de cálculo automático a que se recorreu, o esforço transversal de cálculo é o esforço transversal actuante considerando o princípio da capacidade real, os quais são sempre inferiores aos resistentes, também apresentados nos mesmos anexos. É ainda importante mencionar que os dois últimos esforços foram calculados com recurso a diversas folhas de cálculo.

Os momentos resistentes considerados na verificação à segurança dos elementos estruturais ao ELU de Flexão foram obtidos tendo em conta a contribuição das armaduras de compressão e todas as hipóteses de plastificação das armaduras, conforme explicado aquando da análise efectuada de acordo com o RSA/REBAP. Os momentos actuantes foram calculados pelo *SAP2000*[®].

A opção por apresentação dos resultados relativos à verificação da segurança ao ELU de Flexão, nos anexos A2, é explicada pelo facto de, para além de assim poder ser demonstrada esta verificação, ser também possível analisar qual efeito que o incremento de esforços resistentes apresenta na determinação dos esforços transversos de cálculo, de acordo com o princípio do “*capacity design*”.

Os pilares foram verificados à flexão composta desviada e as vigas à flexão simples, conforme prescrito no EC2. Refere-se que a flexão desviada foi primeiramente tida em conta no *SAP2000*, que determina os esforços resistentes considerando três armaduras por face, por indicação, e os momentos flectores e esforços normais actuantes. Posteriormente, na verificação à segurança os esforços resistentes foram reduzidos de 30%, por simplificação de cálculo, conforme permissão

do EC8, sendo que em algumas situações se verificava que a armadura inicialmente calculada seria exagerada face à exigida posteriormente, mas optou-se por não se proceder à sua alteração, uma vez que poderia estar a subestimar-se os efeitos da flexão desviada. Contudo, isto verificou-se em poucas ocasiões, tendo sido verificado o contrário na maioria das mesmas, principalmente nos pórticos extremos.

As dispensas de armaduras foram efectuadas segundo os mesmos critérios que no projecto de acordo com o RSA/REBAP. Os desenhos relativos às armaduras nas vigas e pilares encontram-se nos anexos respectivos, A1.

6.2.9. Quantidade de Aço

A quantidade de aço foi estimada de acordo com o explicado anteriormente, aquando da análise de acordo com o RSA/REBAP, sendo apresentada a quantidade total de aço em cada pórtico, relativa às armaduras longitudinais e transversais, tanto para os pilares como para as vigas, e também os resultados relativos a esta quantidade total de aço, considerando todos os pórticos. Os resultados relativos à quantidade de aço decorrente da realização das armaduras de flexão nos pilares podem ser observados no quadro abaixo, para um edifício localizado em Lagos.

Quadro 3-15 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	836	1005	545	659	637
	7	836	1005	545	659	637
	6	913	841	588	600	566
	5	913	841	588	600	566
	4	937	896	604	641	588
	3	937	896	604	641	588
	2	1333	920	926	718	609
	1	1333	920	926	718	609
Σ		8038	7324	5326	5236	4801
TOTAL		15362		15362		

Para um edifício localizado em Faro, obtiveram-se os seguintes resultados:

Quadro 3-16 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	777	983	486	637	637
	7	777	983	486	637	637
	6	739	697	486	486	464
	5	739	697	486	486	464
	4	777	663	490	502	448
	3	777	663	490	502	448
	2	1022	820	778	536	528
	1	1022	820	778	536	528
Σ		6631	6327	4479	4323	4156
TOTAL		12958		12958		

Para um edifício localizado em Lisboa:

Quadro 3-17 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	777	983	486	637	637
	7	777	983	486	637	637
	6	583	498	389	346	346
	5	583	498	389	346	346
	4	607	569	417	379	379
	3	607	569	417	379	379
	2	763	682	536	455	455
	1	763	682	536	455	455
Σ		5460	5465	3654	3635	3635
TOTAL		10924		10924		

A quantidade de aço para as armaduras transversais, num edifício localizado em Lagos pode ser conferida no quadro abaixo.

Quadro 3-18 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	158	168	102	112	112
	7	149	168	102	103	112
	6	213	182	140	129	126
	5	234	182	158	129	129
	4	317	281	212	192	193
	3	296	281	191	192	193
	2	471	352	235	311	278
	1	716	724	483	497	459
Σ		2554	2338	1624	1666	1602
TOTAL		4892		4892		

Caso o edifício se situe em Faro:

Quadro 3-19 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	158	168	102	112	112
	7	158	168	102	112	112
	6	168	182	126	112	112
	5	210	200	158	126	126
	4	324	294	238	190	190
	3	318	294	211	211	190
	2	328	380	263	230	215
	1	596	667	448	400	416
Σ		2260	2353	1648	1493	1473
TOTAL		4614		4614		

E em Lisboa:

Quadro 3-20 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	168	168	112	112	112
	7	168	168	112	112	112
	6	168	182	126	112	112
	5	182	182	140	112	112
	4	347	347	267	214	214
	3	321	347	240	214	214
	2	272	295	204	182	182
	1	447	493	294	323	323
Σ		2073	2183	1496	1380	1380
TOTAL		4256		4256		

Como explicado na revisão da literatura, a verificação da armadura de confinamento dos pilares é efectuada cumprindo a condição $\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot (b_c/b_0) - 0,035$.

Foi efectuada a determinação do limite do coeficiente $\alpha \cdot \omega_{wd}$ a cumprir na base dos pilares, para todas as localizações analisadas, cujos valores se encontram no quadro seguinte.

Quadro 3-21 – Determinação do Limite do Coeficiente $\alpha \cdot \omega_{wd}$ a cumprir na Base dos Pilares do Edifício PT8, para todas as Localizações Analisadas

Localização do Edifício	Pilar	b_c	h_c	b_0	h_0	N_{Ed}	ν_d	μ_{ϕ}	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq$
Lagos	A1	0,4	0,6	0,3	0,5	951	0,30	6,80	0,089
	B1	0,4	0,6	0,3	0,5	1193	0,37	6,80	0,121
	C1	0,4	0,6	0,3	0,5	1144	0,36	6,80	0,115
	A2	0,4	0,6	0,3	0,5	1255	0,39	6,80	0,129
	B2	0,4	0,6	0,3	0,5	1496	0,47	6,80	0,161
	C2	0,4	0,6	0,3	0,5	1483	0,46	6,80	0,159
Faro	A1	0,4	0,6	0,3	0,5	885	0,28	6,80	0,081
	B1	0,4	0,6	0,3	0,5	1139	0,36	6,80	0,114
	C1	0,4	0,6	0,3	0,5	1097	0,34	6,80	0,108
	A2	0,4	0,6	0,3	0,5	1196	0,37	6,80	0,121
	B2	0,4	0,6	0,3	0,5	1489	0,47	6,80	0,160
	C2	0,4	0,6	0,3	0,5	1478	0,46	6,80	0,158
Lisboa	A1	0,4	0,6	0,3	0,5	806	0,25	6,80	0,070
	B1	0,4	0,6	0,3	0,5	1073	0,34	6,80	0,105
	C1	0,4	0,6	0,3	0,5	1039	0,33	6,80	0,101
	A2	0,4	0,6	0,3	0,5	1125	0,35	6,80	0,112
	B2	0,4	0,6	0,3	0,5	1480	0,46	6,80	0,159
	C2	0,4	0,6	0,3	0,5	1473	0,46	6,80	0,158

O esforço normal reduzido máximo verificou-se em Lagos, no pilar B2, com um valor igual a 0,47, pelo que é inferior ao limite estabelecido pelo EC8, para a DCM, 0,65.

Posto isto, foi verificado o cumprimento das disposições relativas ao confinamento na base dos pilares sísmicos primários, para a classe de ductilidade DCM.

Quadro 3-22 – Verificação do Cumprimento das Disposições relativas ao Confinamento na Base dos Pilares do Edifício PT8, para todas as Localizações Admitidas

Localização do Edifício	Pilar	s	α_n	α_s	α	ω_{wd}	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	Verificação
Lagos	A1	0,125	0,52	0,72	0,373	0,397	0,148	ok
	B1	0,125	0,50	0,72	0,419	0,419	0,151	ok
	C1	0,100	0,50	0,77	0,366	0,366	0,141	ok
	A2	0,100	0,52	0,77	0,385	0,385	0,156	ok
	B2	0,100	0,52	0,77	0,497	0,497	0,199	ok
	C2	0,100	0,52	0,77	0,497	0,497	0,199	ok
Faro	A1	0,15	0,52	0,67	0,347	0,331	0,115	ok
	B1	0,125	0,52	0,72	0,379	0,308	0,117	ok
	C1	0,100	0,52	0,77	0,400	0,347	0,139	ok
	A2	0,100	0,52	0,77	0,400	0,347	0,139	ok
	B2	0,075	0,52	0,83	0,428	0,463	0,198	ok
	C2	0,075	0,52	0,83	0,428	0,463	0,198	ok
Lisboa	A1	0,125	0,52	0,72	0,379	0,216	0,082	ok
	B1	0,100	0,52	0,77	0,406	0,269	0,109	ok
	C1	0,100	0,52	0,77	0,406	0,269	0,109	ok
	A2	0,100	0,50	0,77	0,386	0,366	0,141	ok
	B2	0,075	0,50	0,83	0,413	0,488	0,202	ok
	C2	0,075	0,50	0,83	0,413	0,488	0,202	ok

Refere-se que a relação volumétrica mecânica das cintas nas zonas críticas é sempre superior a 0,08, de acordo com o EC8, para a classe de ductilidade DCM.

Os resultados relativos às armaduras longitudinais das vigas, num edifício localizado em Lagos, encontram-se no quadro abaixo.

Quadro 3-23 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	213	213	160	213	160
	7	222	229	191	259	185
	6	280	265	220	286	209
	5	341	310	263	324	232
	4	388	351	310	375	265
	3	437	389	339	420	286
	2	457	413	346	456	305
	1	449	405	323	511	273
Σ		2786	2576	2152	2844	1914
TOTAL		12273				

Para Faro:

Quadro 3-24 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	213	213	160	213	160
	7	215	217	172	246	191
	6	241	247	199	276	200
	5	293	269	237	299	215
	4	330	310	273	339	242
	3	388	342	296	362	258
	2	394	358	310	399	273
	1	390	358	279	442	248
Σ		2465	2315	1926	2577	1787
TOTAL		11071				

Para Lisboa:

Quadro 3-25 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	213	213	160	213	160
	7	213	215	167	227	172
	6	229	232	185	259	185
	5	243	247	198	276	200
	4	290	265	224	297	211
	3	320	277	246	305	223
	2	326	294	249	327	223
	1	320	290	235	372	219
Σ		2154	2034	1665	2275	1594
TOTAL		9723				

Quanto à realização das armaduras transversais nas vigas, determinaram-se as seguintes quantidades de aço.

Para Lagos, tem-se:

Quadro 3-26 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	84	126	63	91	91
	7	87	129	66	98	98
	6	96	136	88	105	105
	5	135	142	98	115	105
	4	144	151	105	115	115
	3	155	153	115	129	115
	2	155	164	113	127	127
	1	155	161	106	123	113
Σ		1014	1161	755	902	869
TOTAL		4701				

Para Faro:

Quadro 3-27 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	84	96	63	91	91
	7	86	132	65	98	99
	6	87	135	66	99	99
	5	129	139	74	107	105
	4	120	144	89	115	105
	3	130	153	100	115	115
	2	130	155	95	117	113
	1	130	155	90	113	103
Σ		897	1111	641	855	832
TOTAL		4336				

E, por último, para Lisboa:

Quadro 3-28 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício PT8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	84	106	63	71	71
	7	81	108	65	74	74
	6	87	111	66	90	77
	5	87	117	66	93	93
	4	96	117	73	105	103
	3	102	121	76	105	103
	2	102	121	74	103	103
	1	102	121	71	103	96
Σ		744	924	553	746	721
TOTAL		3688				

6.2.10. Deslocamentos Máximos

Os deslocamentos máximos foram obtidos para a acção sísmica de cálculo. A acção sísmica de cálculo foi determinada com base no espectro de resposta de cálculo, pelo que os seus valores foram corrigidos através da sua multiplicação pelo coeficiente de comportamento admitido. Os efeitos de torção foram ainda tidos em conta para esta contabilização, sendo de referir que se verificou, para este caso em particular, que a sua consideração, não traz diferenças

significativas. Para a direcção longitudinal, os deslocamentos máximos associados à acção sísmica afastada, são os seguintes.

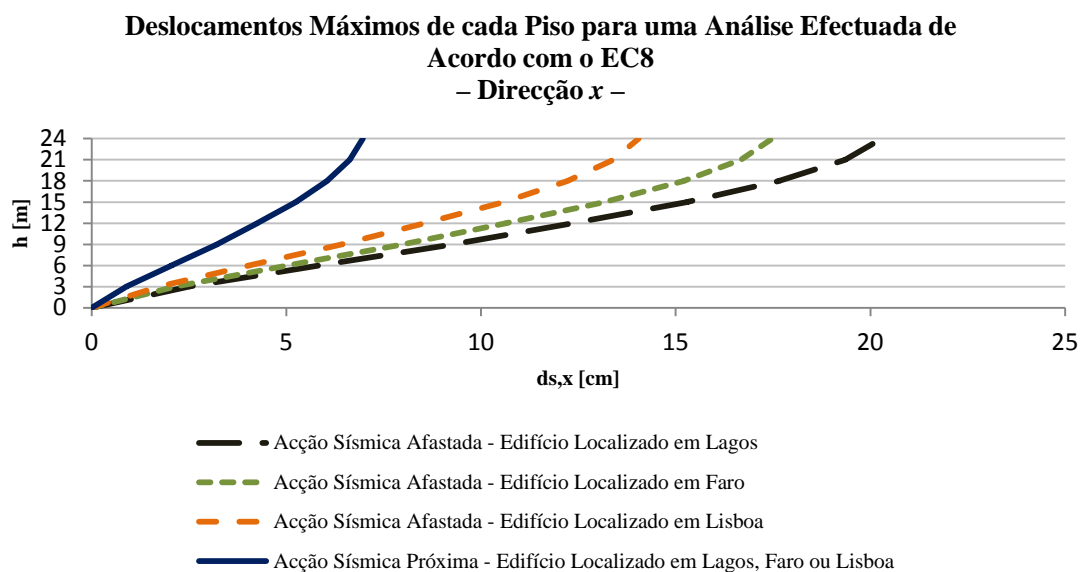


Figura 48 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x

E para a transversal,

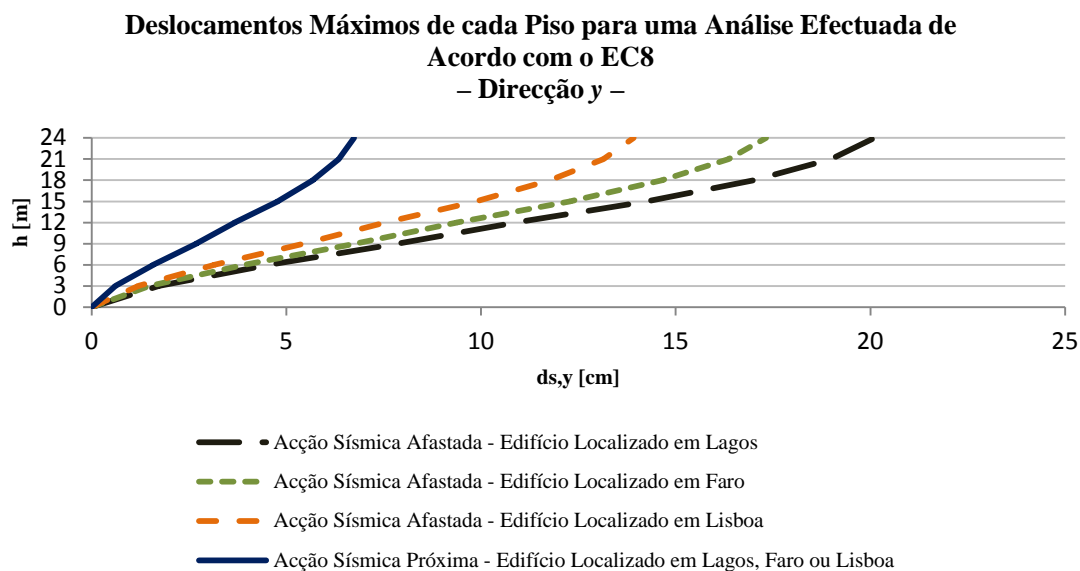


Figura 49 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y

6.2.11. Requisito de Limitação de Danos

O EC8 indica o limite dos deslocamentos relativos a verificar para que o requisito de limitação de danos seja satisfeito, sendo que, uma vez que esta análise é efectuada conforme descrito na determinação dos deslocamentos máximos, e o período de retorno do espectro considerado é inferior ao que se deverá considerar para o cumprimento deste requisito, os valores dos deslocamentos entre pisos foram multiplicados pelo coeficiente de redução, que tem em conta este facto, de acordo com as prescrições do EC8. O coeficiente de redução, ν , considerado tomou os valores de 0,4 e 0,55, para os cenários associados à acção sísmica afastada e próxima, respectivamente.

No entanto, até para que seja possível uma melhor comparação com os resultados obtidos com o RSA, esta verificação foi efectuada através da limitação dos mesmos por um valor igual a 0,5% da altura do piso dividida pelo coeficiente de redução, tomando o limite de 3,75 e 2,7 cm, para a acção sísmica afastada e próxima, respectivamente, ao invés do coeficiente de redução ser multiplicado pelos “*drifts*”, o que obviamente produzirá os mesmos resultados. A consideração dos 0,5% justifica-se uma vez que se considerou que o edifício em causa apresenta elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, o mais comum em edifícios correntes.

No que respeita à acção sísmica afastada, os “drifts” máximos considerados para a verificação deste requisito, segundo a direcção longitudinal, foram os seguintes:

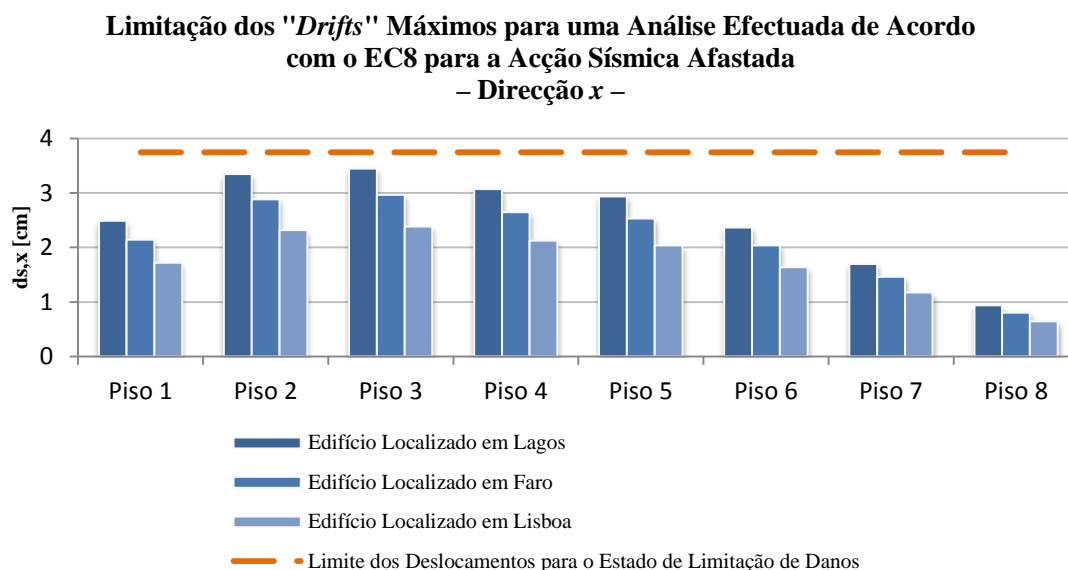


Figura 50 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção x

Por sua vez, segundo a direcção transversal, tem-se os seguintes “drifts” máximos:

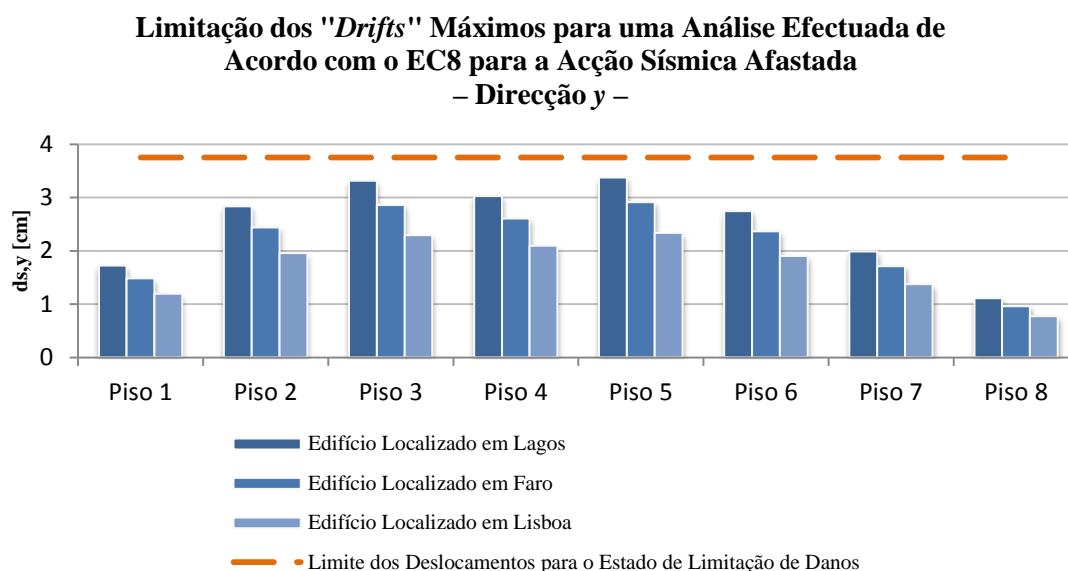


Figura 51 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção y

Por outro lado, para a acção sísmica próxima, apresentam-se os seguintes “drifts” máximos, segundo a direcção x .

Limitação dos "Drifts" Máximos para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima – Direcção x –

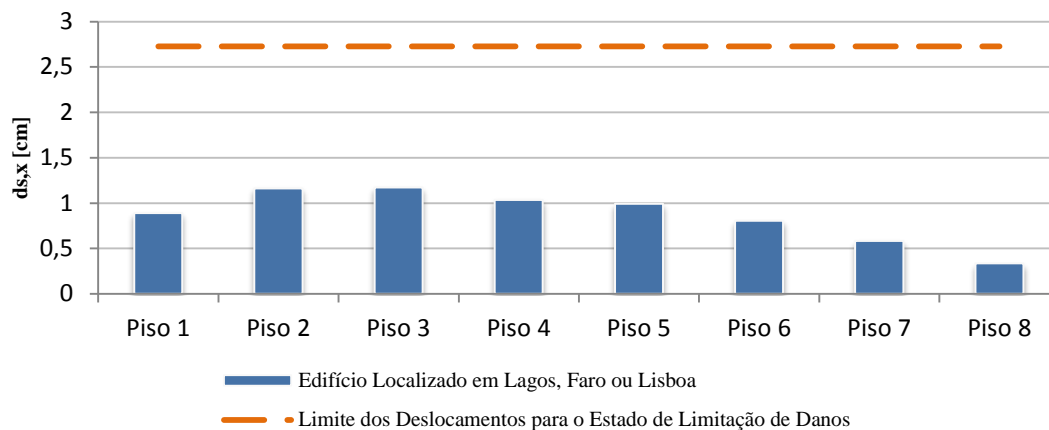


Figura 52 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção x

E finalmente, para a acção sísmica próxima também se considera satisfeito este requisito na direcção y , conforme se pode verificar no gráfico abaixo.

Limitação dos "Drifts" Máximos para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima – Direcção y –

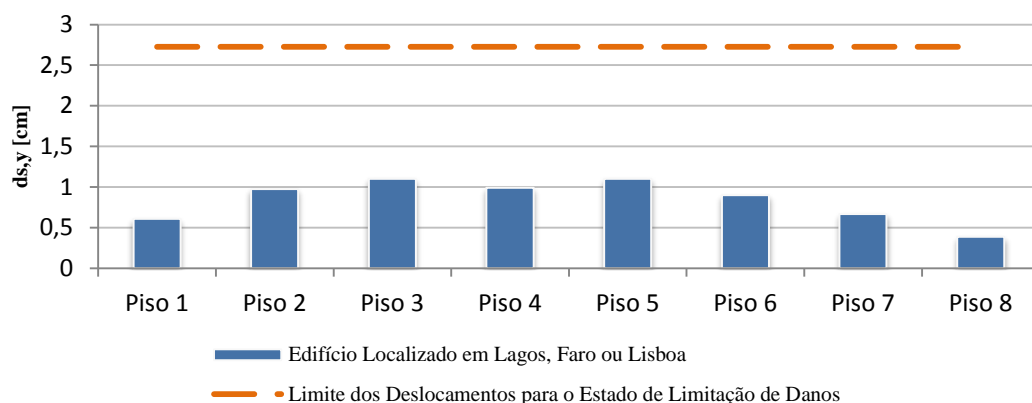


Figura 53 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção y

7. Edifício 2NL8

7.1. Análise segundo o RSA e o REBAP

7.1.1. Análise Modal

No quadro seguinte apresentam-se as percentagens de massa modal mobilizadas relativas aos quatro primeiros modos de vibração do edifício 2NL8, sendo de referir que também se consideraram doze modos de vibração, pelos motivos descritos para o edifício PT8.

Quadro 3-29 – Percentagem da Participação da Massa Modal do edifício 2NL8

Modo de Vibração	U_x [%]	U_y [%]	U_z [%]	R_x [%]	R_y [%]	R_z [%]
1	69	0	0	0	83	0
2	0	71	0	94	0	0
3	0	0	0	0	0	71
4	19	0	0	0	2	0
Σ 12 modos	88	91	70	96	91	91

A configuração dos primeiros quatro modos de vibração é apresentada nos anexos 1. Os dois primeiros modos correspondem a modos de translação, sendo que o primeiro é de translação longitudinal e o segundo transversal, o terceiro corresponde a um modo de rotação e o quarto a um segundo modo de translação longitudinal.

Os parâmetros dos modos de vibração são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 3-30 – Parâmetros dos Modos de Vibração do Edifício 2NL8 para a Modelação Efectuada de acordo com o RSA

Modo de Vibração	Período [seg]	Frequência [Hz]	Frequência angular [rad/seg]	Valor próprio [$\text{rad}^2/\text{seg}^2$]
1	0,63	1,58	9,91	98,12
2	0,49	2,05	12,91	166,54
3	0,47	2,14	13,44	180,53
4	0,16	6,33	39,77	1581,80

7.1.2. Classificação do Sistema Estrutural

A estrutura classifica-se numa estrutura mista pórtico-parede, visto alguns troços de pilares apresentarem inversão nos momentos nas extremidades dos pilares, enquanto que outros não. O coeficiente de comportamento admitido para esta estrutura foi, por isto, 2,0.

7.1.3. Análise de Esforços

Pela mesma justificação que a dada no estudo dos resultados do edifício anterior, apresenta-se apenas uma comparação do somatório dos esforços na base dos pilares, seguindo as combinações previstas no RSA, anteriormente referidas.

Quadro 3-31 – Soma das Reacções na Base dos Pilares do edifício 2NL8, para todas as Combinações Previstas no RSA

Combinação		F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]
Combinação Fundamental		0	0	35975	0	0	0
Combinação Sísmica	Acção Sísmica Afastada – Todas as Localizações –	± 2925	± 2996	22280	± 51770	± 49818	0
	Acção Sísmica Próxima – Todas as Localizações –	± 3473	± 4161	22280	± 70547	± 57016	0

7.1.4. Dimensionamento e Verificação da Segurança dos Elementos Estruturais

O dimensionamento dos pilares e das vigas foi efectuado de acordo com o RSA e o REBAP, seguindo os mesmos critérios que os mencionados aquando do dimensionamento dos elementos estruturais do edifício PT8.

A verificação à segurança ao ELU de Flexão dos núcleos foi efectuada com recurso à superfície de interacção, gerada pelo *SAP2000*[®]. Considerou-se que a disposição de armaduras só seria alterada a cada seis metros. Optou-se por apresentar os resultados relativos à verificação à segurança em ambas as direcções ortogonais nos anexos correspondentes, isto é, anexos A2. Os esforços actuantes considerados foram o esforço normal máximo e mínimo, e o momento flector máximo e mínimo, e os associados aos respectivos esforços (normais ou de flexão), o que

origina quatro verificações para cada combinação considerada, segundo cada direcção, em separado.

7.1.5. Quantidade de Aço

Tal como foi efectuado para o edifício PT8, depois de dimensionadas as armaduras e de verificada a segurança ao ELU de Flexão e Esforço Transverso, foram estimadas as armaduras totais, longitudinais e transversais, para cada pórtico da estrutura. Foram também estimadas as quantidades, longitudinais e transversais dos núcleos. A quantidade total de aço da realização das armaduras longitudinais nos pilares obtida pode ser atestada no quadro seguinte.

Quadro 3-32 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	524	316	140	194	505
	7	524	316	140	194	505
	6	396	199	128	140	327
	5	396	199	128	140	327
	4	407	161	140	140	289
	3	407	161	140	140	289
	2	419	140	140	140	280
	1	419	140	140	140	280
Σ		3492	1631	1094	1227	2802
TOTAL		5123		5123		

Também para as armaduras de esforço transverso dos pilares se apresentam os resultados, no quadro seguinte.

Quadro 3-33 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	93	31	31	31	62
	7	93	31	31	31	62
	6	93	31	31	31	62
	5	93	31	31	31	62
	4	178	46	59	59	106
	3	178	46	59	59	106
	2	195	65	65	65	130
	1	195	65	65	65	130
Σ		1120	347	373	373	720
TOTAL		1467		1467		

No que se refere às vigas, as quantidades de armaduras longitudinais obtidas são as seguintes:

Quadro 3-34 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	153	207	92	263	132
	7	204	238	109	298	145
	6	204	238	109	298	145
	5	196	257	109	296	145
	4	196	250	112	285	149
	3	184	222	117	265	149
	2	161	183	90	244	149
	1	139	123	78	249	144
Σ		1438	1719	816	2198	1158
TOTAL		7329				

A quantidade de aço por realização das armaduras transversais das vigas quantificadas foram as seguintes:

Quadro 3-35 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	39	27	19	33	33
	7	39	29	19	33	33
	6	39	29	19	33	33
	5	39	29	19	33	33
	4	39	29	19	33	33
	3	39	27	19	33	33
	2	39	27	19	33	33
	1	39	25	19	33	33
Σ		315	222	154	262	262
TOTAL		1215				

Relativamente aos núcleos, chegaram-se aos seguintes valores, no que respeita às armaduras longitudinais:

Quadro 3-36 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)

		Núcleos NL1 e NL2
Piso	8	126
	7	126
	6	126
	5	126
	4	204
	3	204
	2	344
	1	344
TOTAL		1601

E finalmente, a quantidade de aço por realização das armaduras transversais nos núcleos foi a seguinte:

Quadro 3-37 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com o RSA/REBAP, num Edifício situado em Lagos, Faro ou Lisboa)

		Núcleos NL1 e NL2
Piso	8	222
	7	222
	6	222
	5	222
	4	270
	3	270
	2	296
	1	296
TOTAL		2125

7.1.6. Deslocamentos e “Drifts” Máximos

Os deslocamentos e os “drifts” máximos foram determinados seguindo os mesmos pressupostos mencionados aquando desta determinação no edifício PT8.

Apresentam-se gráficos que mostram o andamento dos mesmos, para ambos os cenários sismo-génese considerados, segundo a direcção em estudo. Para a direcção longitudinal estes resultados são os seguintes.

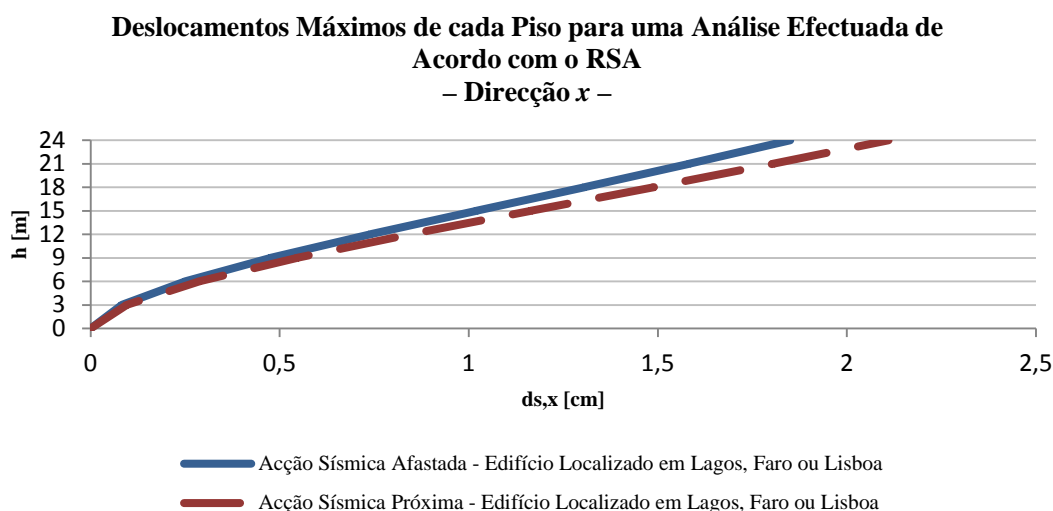


Figura 54 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x

Enquanto que para a direcção transversal são os expostos abaixo.

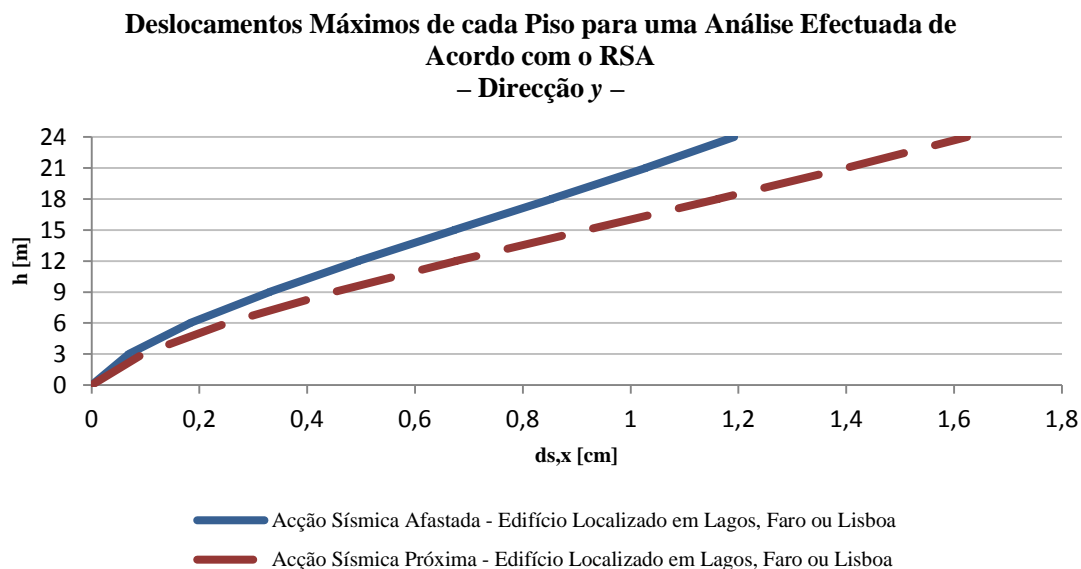


Figura 55 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y

Estes deslocamentos conduziram à determinação dos “drifts”, máximos, igualmente para ambas as acções sísmicas consideradas, conduzindo aos seguintes resultados, segundo a direcção x.

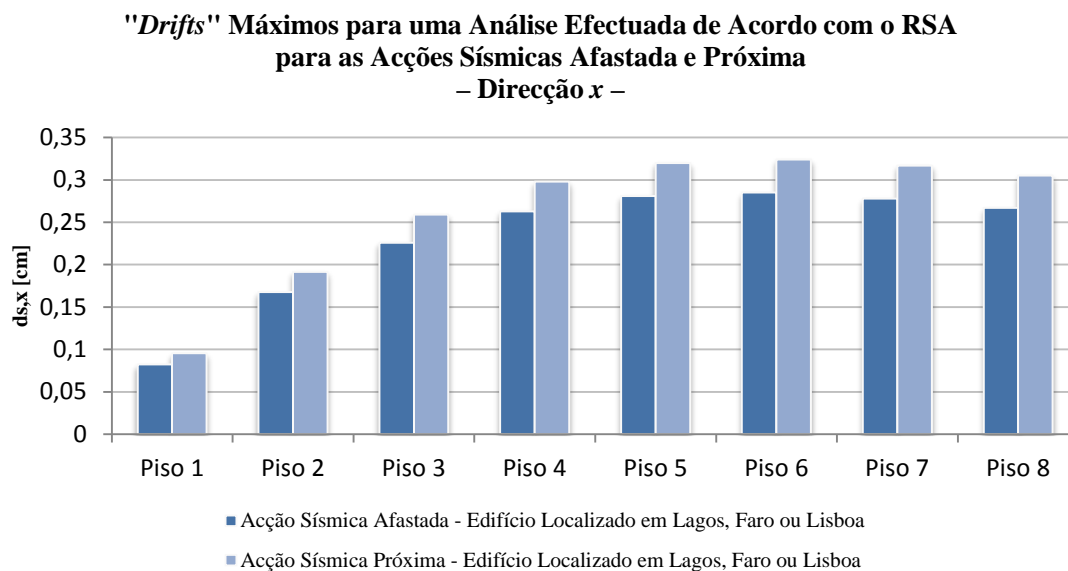


Figura 56 – “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x

E para a direcção y,

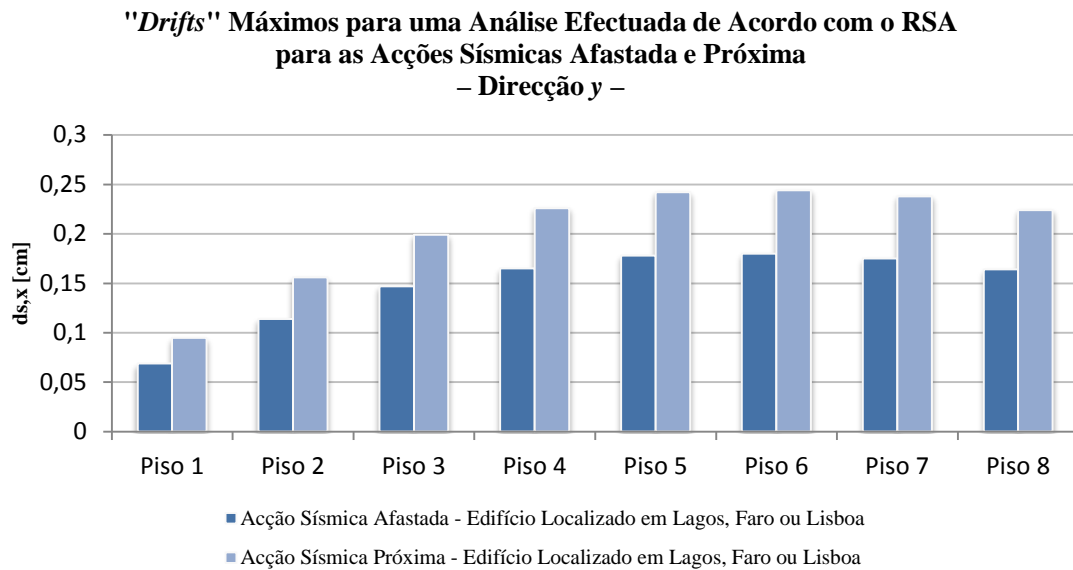


Figura 57 – “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y

7.2. Análise segundo os Eurocódigos

7.2.1. Análise Modal

Nesta análise, não foi possível verificar a condição dos valores acumulados de percentagens das massas modais serem superiores a 90%, nem que todos os modos com massas modais superiores a 5% do total fossem considerados. No entanto, também vem definido no EC8 que se poderão considerar um número de modos de vibração, a partir de nove neste caso, visto que é um parâmetro que vem definido em função do número de pisos, desde que o período correspondente não ultrapasse os 0,20 s.

O número de modos tem de cumprir a seguinte condição:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$$

Em que:

k – número de modos considerados;

n – número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida.

Como n é igual a 8, tem-se:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{8} = 8,49 \Rightarrow k \geq 9 \text{ modos}$$

De referir que apesar de poderem ser considerados apenas nove modos, e que no quarto modo já se têm valores de período fundamentais inferiores a 0,20 s, optou por usar-se também doze modos de vibração.

As percentagens da participação da massa modal apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 3-38 – Percentagem da Participação da Massa Modal do edifício 2NL8

Modo de Vibração	U _x [%]	U _y [%]	U _z [%]	R _x [%]	R _y [%]	R _z [%]
1	69	0	0	0	83	0
2	0	71	0	94	0	0
3	0	0	0	0	0	71
4	19	0	0	0	2	0
Σ 12 modos	88	91	70	96	91	91

Tal como sucedeu no estudo do edifício PT8, verifica-se que não existem diferenças significativas nas percentagens de participação das massas modais, bem como na configuração dos modos de vibração, apesar das diferenças na análise já referidas.

No entanto, os parâmetros dos modos de vibração apresentam igualmente valores bastante inferiores relativamente aos obtidos para a análise segundo o RSA, pelo que estes resultados são apresentados no quadro seguinte, apenas para os primeiros quatro modos de vibração.

Quadro 3-39 – Parâmetros dos Modos de Vibração do Edifício 2NL8 para a Modelação Efectuada de acordo com o EC8

Modo de Vibração	Período [seg]	Frequência [Hz]	Frequência angular [rad/seg]	Valor próprio [rad ² /seg ²]
1	0,46	2,16	13,59	184,70
2	0,35	2,84	17,82	317,48
3	0,34	2,97	18,66	348,03
4	0,11	8,83	55,50	3079,90

7.2.2. Regularidade Estrutural

O edifício 2NL8 também apresenta regularidade estrutural, pelos mesmos motivos dos referidos aquando da classificação do edifício PT8, sendo de referir que a hipótese de diafragma rígido também se considerou válida, e que também apresenta uma rigidez de torção superior à mínima.

A inércia do piso em planta difere, naturalmente, da do edifício PT8, tomando os seguintes valores:

- $I_x = 5542 \text{ m}^4$
- $I_y = 7387 \text{ m}^4$

A área do piso, neste edifício, é de 260 m^2 . Desta forma, determinou-se o raio de giração da massa do piso em planta, segundo cada direcção.

- $i_x = 4,62 \text{ m}$
- $i_y = 5,33 \text{ m}$

Pelo que o seu raio de giração será:

- $l_s = 7,05 \text{ m}$

A determinação da rigidez foi determinada da mesma maneira que para o edifício PT8, sendo que também aqui o centro de rigidez é coincidente com o geométrico. A verificação da resistência à torção mínima, para ambas as direcções laterais do edifício, pode ser observada no quadro abaixo.

Quadro 3-40 – Verificação da Resistência à Torção Mínima para ambas as Direcções Laterais do Edifício 2NL8

Piso	Verificação da Resistência à Torção Mínima				
	k_x [kN/m]	k_y [kN/m]	k_z [kN.m/rad]	r_x [m]	r_y [m]
1	4923683	4374453	325414904	8,62	8,13
2	1545834	1711743	129315919	8,69	9,15
3	684932	884956	67567568	8,74	9,93
4	369004	523560	39968026	8,74	10,41
5	224215	332226	25477707	8,76	10,66
6	147493	223214	17193948	8,78	10,80
7	101833	156250	12072920	8,79	10,89
8	72516	112867	8741259	8,80	10,98
Σ	8069509	8319269	625752250	8,67	8,81

Pode verificar-se que, também este edifício apresenta uma resistência à torção mínima.

Quanto à classificação em altura, considerou-se pelos mesmos motivos que para o PT8 que apresenta uma estrutura regular.

7.2.3. Classificação do Sistema Estrutural

O sistema estrutural do edifício 2NL8 corresponde a um sistema de paredes não acopladas, em ambas as direcções, no qual a resistência do núcleo à força de corte na base do edifício apresenta as seguintes percentagens relativamente à sua resistência sísmica total.

Quadro 3-41 – Relação entre a Resistência do Núcleo à Força de Corte na Base do Edifício e a Resistência Sísmica Total do Sistema para a Acção Sísmica Afastada

Acção Sísmica	Direcção x [%]	Direcção y [%]
Zona 1.1	92	90
Zona 1.2	92	90
Zona 1.3	92	90
Zona 2.3	93	90

Como se pode atestar pelo quadro acima, a resistência das paredes que compõem o núcleo à força de corte na base do edifício é bastante superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

É importante referir, que por maior facilidade, a percentagem de resistência à força de corte foi considerada considerando os esforços actuantes na acção de projecto sísmica, sendo de referir que estas são muito semelhantes, considerando os diferentes zonamentos analisados, conforme esperado.

Relativamente à consideração de paredes não acopladas, justifica-se pelo facto de a viga de acoplamento não permitir que os momentos flectores do conjunto sejam inferiores a 75% da soma dos momentos na base de cada parede. É de referir que a viga de acoplamento nem sequer interfere, de forma relevante, nestes valores.

7.2.4. Definição da Acção Sísmica de Cálculo

Os parâmetros necessários para o cálculo do coeficiente de comportamento considerando a classe de ductilidade média são indicados de seguida.

O sistema é classificado como um sistema de paredes não acopladas, pelo que:

$$q_0 = 3$$

$$k_w = 1 \Rightarrow q = 3 \cdot 1 = 3$$

$$E \beta = 0,2$$

O espectro considerado para o projecto de acordo com o EC8, para a acção sísmica afastada foi o representado na figura seguinte.

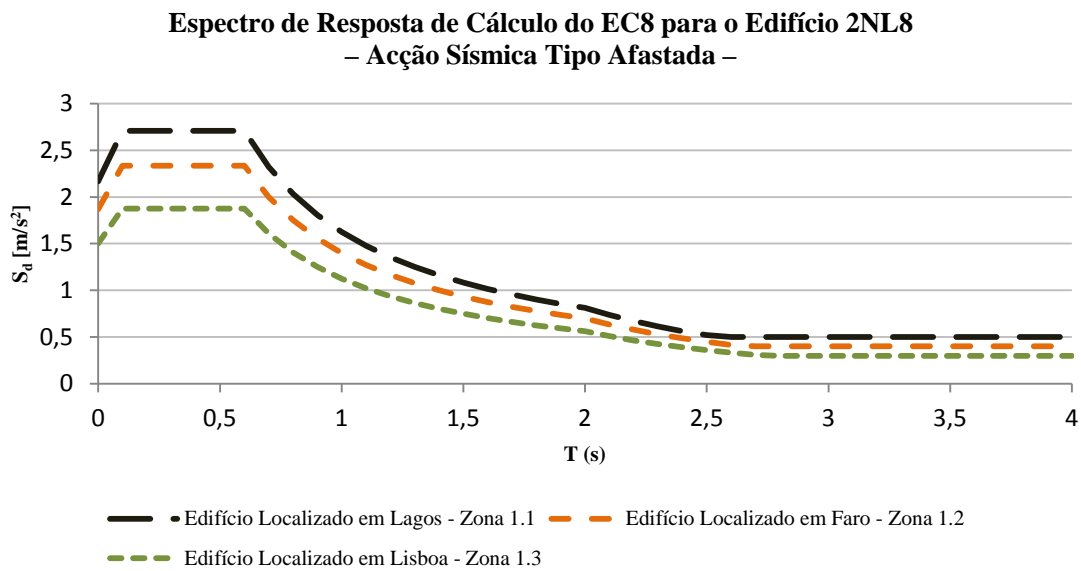


Figura 58 – Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício 2NL8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa, zonas 1.1, 1.2 e 1.3 do EC8, respectivamente.

Quanto ao cenário associado à acção sísmica próxima, o espectro de cálculo considerado apresenta os valores que se apresentam na figura seguinte.

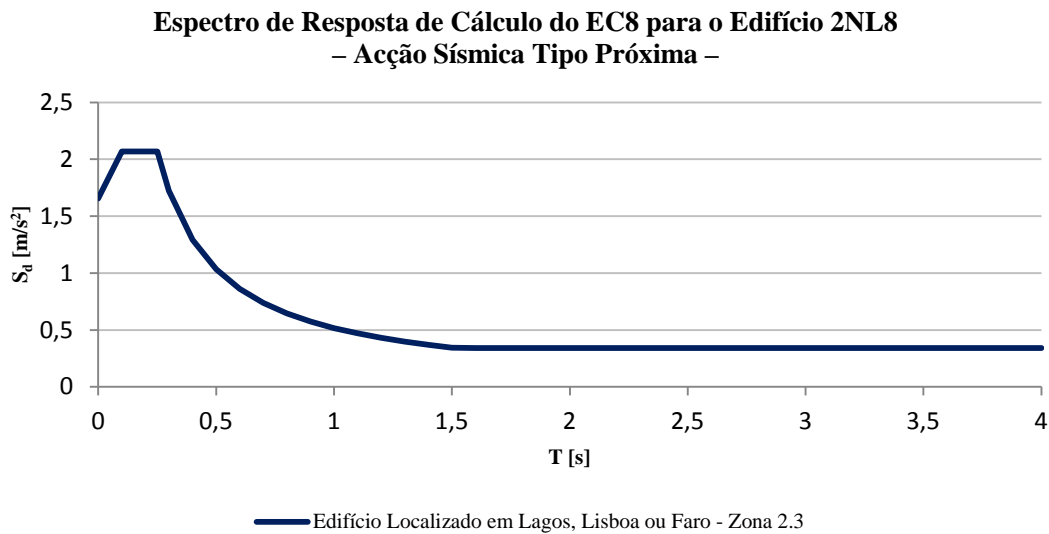


Figura 59 – Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Próxima, para o Edifício 2NL8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa, zona 2.3 do EC8.

Na figura seguinte apresenta-se uma comparação dos espectros associados a ambos os cenários.

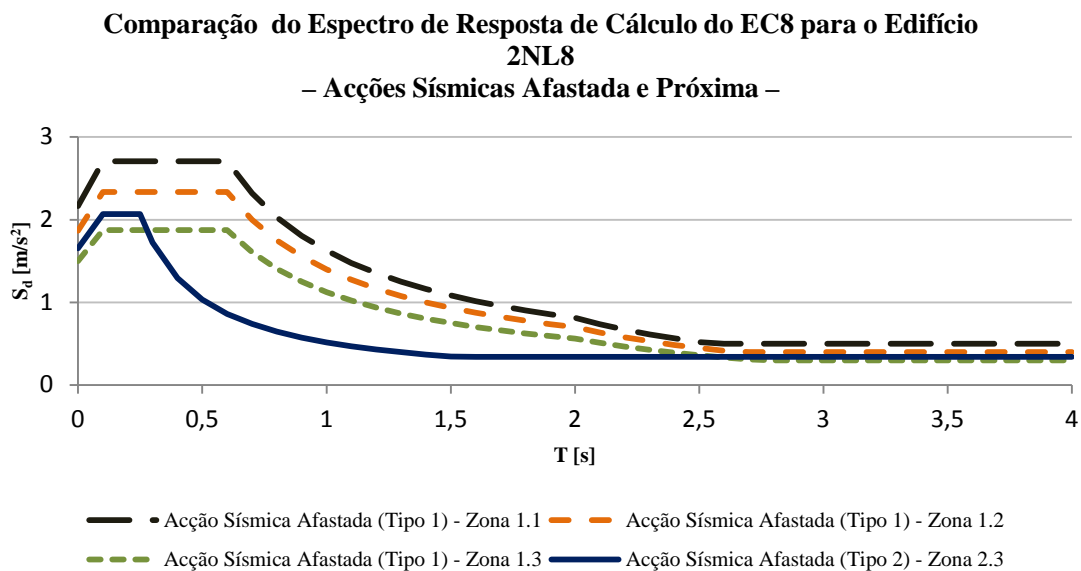


Figura 60 – Comparação dos Espectros de Resposta de Cálculo do EC8 para a Acção Sísmica Afastada e Próxima, para o Edifício 2NL8 localizado em Lagos, Faro e Lisboa.

7.2.5. Efeitos Acidentais de Torção

Para a consideração dos efeitos acidentais de torção, refere-se que as excentricidades consideradas foram as mesmas que para o edifício PT8.

Os modos fundamentais, apresentam os seguintes períodos:

$$T_x = 1,58 \text{ s}$$

$$T_y = 2,05 \text{ s}$$

Para a acção sísmica afastada, e um edifício localizado em Lagos, o valor de cálculo da aceleração espectral, para estes períodos, é:

- $S_{d,x} = 1,03 \text{ m/s}^2$
- $S_{d,y} = 0,77 \text{ m/s}^2$

Para Faro,

- $S_{d,x} = 0,89 \text{ m/s}^2$
- $S_{d,y} = 0,66 \text{ m/s}^2$

E ainda para Lisboa,

- $S_{d,x} = 0,71 \text{ m/s}^2$
- $S_{d,y} = 0,53 \text{ m/s}^2$

Para qualquer das localizações consideradas sujeitas a uma acção sísmica próxima, o valor de cálculo da aceleração espectral é:

- $S_{d,x} = S_{d,y} = 0,34 \text{ m/s}^2$

A massa da estrutura é de 2272 kg.

O factor de correcção considera-se igual a 1,0, pelos motivos já mencionados na análise do edifício PT8, para ambas as direcções.

A força de corte sísmica na base para um edifício situado em Lagos, considerando o cenário sismo-génese associado à acção sísmica afastada é:

- $F_{b,x} = 2342 \text{ kN}$
- $F_{b,y} = 1750 \text{ kN}$

Em Faro:

- $F_{b,x} = 2018$ kN
- $F_{b,y} = 1508$ kN

E em Lisboa,

- $F_{b,x} = 1621$ kN
- $F_{b,y} = 1212$ kN

E para a acção sísmica afastada, em qualquer das localizações:

- $F_{b,x} = F_{b,y} = 722$ kN

As massas e os deslocamentos das massas nos modos de vibração fundamentais tomam os valores do quadro seguinte.

Quadro 3-42 – Deslocamentos dos Modos de Vibração Fundamentais e Massas dos Pisos do Edifício 2NL8

Piso	s_x [mm]	s_y [mm]	m [kg]
1	1,64	2,19	290
2	4,94	5,82	288
3	9,39	10,46	285
4	14,53	15,69	283
5	20,00	21,29	280
6	25,50	26,88	280
7	30,81	32,28	280
8	35,85	37,31	250

Nos anexos 2 apresentam-se os resultados das forças de corte sísmicas e dos momentos acidentais de torção determinados.

7.2.6. Efeitos de 2ª Ordem

Os resultados relativos à verificação da necessidade da consideração dos efeitos de 2ª ordem encontram-se nos anexos 3. Conforme se pode constatar, a necessidade desta consideração não se confirma neste edifício, uma vez que o coeficiente de sensibilidade toma valores sempre inferiores a 0,1, indicados, novamente, pela cor verde, pelo que estes efeitos foram desprezados.

7.2.7. Análise de Esforços

Pelas mesmas razões que as indicadas nas análises anteriores, apresentam-se apenas os esforços na base dos pilares, considerando as combinações previstas no EC1.

Quadro 3-43 – Reacções na Base dos Pilares do Edifício 2NL8, para todas as Combinações Previstas no EC1

Combinação		F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]	
Combinação Fundamental		0	0	35195	0	0	0	
Combinação Sísmica	Acção Sísmica Afastada	Lagos	± 4244	± 4563	22696	± 78380	± 71838	± 3507
		Faro	± 3657	± 3931	22696	± 67528	± 61891	± 3022
		Lisboa	± 2938	± 3159	22696	± 54263	± 49734	± 2028
	Acção Sísmica Próxima – Todas as Localizações –		± 1571	± 1971	22696	± 30955	± 23170	± 1350

7.2.8. Dimensionamento e Verificação da Segurança dos Elementos Estruturais ao ELU

O dimensionamento dos pilares e vigas neste edifício foi efectuado da mesma forma que o referido na aplicação dos Eurocódigos para o edifício PT8. Quanto à verificação ao ELU de Flexão para os núcleos, tal como foi efectuado para a análise segundo o RSA/REBAP, foi gerada a superfície de interacção com recurso ao *SAP2000*[®], para ambas as direcções horizontais. Foram também efectuadas 4 verificações para cada combinação considerada. No que se refere às armaduras longitudinais, a secção considerada foi a mesma para os primeiros quatro pisos, devido à consideração da envolvente de cálculo prevista no EC8, variando depois de dois em dois pisos. Estas verificações encontram-se dispostas no anexo correspondente, anexo A2. De referir que as envolventes de cálculo relativas aos diagramas de momentos flectores e esforços transversos foram calculadas de acordo com a revisão da literatura no que se refere às disposições especiais para paredes dúcteis, previstas no EC8. O deslocamento vertical considerado foi 5,2, o qual está de acordo com as mesmas disposições.

7.2.9. Quantidade de Aço

A quantidade de aço foi quantificada da mesma forma que para a análise de acordo com o RSA/REBAP. É igualmente apresentada a quantidade total de aço em cada pórtico, nos pilares e nas vigas, relativas as armaduras de flexão e esforço transverso. A quantidade total de aço, nos pilares por realização das armaduras de flexão, piso a piso, para um edifício localizado em Lagos, é a seguinte:

Quadro 3-44 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	664	316	216	232	531
	7	664	316	216	232	531
	6	633	216	232	228	389
	5	633	216	232	228	389
	4	574	190	194	190	379
	3	574	190	194	190	379
	2	683	228	228	228	455
	1	683	228	228	228	455
Σ		5106	1897	1740	1754	3509
TOTAL		7003		7003		

Para um edifício situado em Faro,

Quadro 3-45 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	647	299	216	237	493
	7	647	299	216	237	493
	6	531	216	190	190	367
	5	531	216	190	190	367
	4	569	190	190	190	379
	3	569	190	190	190	379
	2	683	228	228	228	455
	1	683	228	228	228	455
Σ		4860	1864	1645	1688	3390
TOTAL		6723		6723		

E em Lisboa,

Quadro 3-46 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	552	232	173	190	422
	7	552	232	173	190	422
	6	455	152	152	152	303
	5	455	152	152	152	303
	4	569	190	190	190	379
	3	569	190	190	190	379
	2	683	228	228	228	455
1	683	228	228	228	455	
Σ		4518	1602	1484	1517	3120
TOTAL		6121		6121		

No que se refere à realização das armaduras transversais, estimaram-se as seguintes quantidades de aço, num edifício localizado em Lagos:

Quadro 3-47 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	192	109	52	70	179
	7	178	109	52	70	165
	6	196	109	70	70	165
	5	196	109	70	70	165
	4	217	107	77	77	171
	3	217	99	77	77	162
	2	246	104	99	77	173
	1	446	283	171	143	415
Σ		1888	1030	667	653	1597
TOTAL		2918		2918		

Caso o edifício se localize em Faro:

Quadro 3-48 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	178	109	52	70	165
	7	161	88	49	56	144
	6	164	88	52	56	144
	5	168	88	56	56	144
	4	255	77	99	77	156
	3	250	77	99	72	156
	2	266	99	99	73	193
	1	434	263	146	142	410
Σ		1875	888	651	601	1511
TOTAL		2764		2764		

E em Lisboa:

Quadro 3-49 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Pilares do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	157	81	54	52	132
	7	157	70	54	52	122
	6	159	70	52	56	122
	5	159	70	52	56	122
	4	259	93	93	88	170
	3	244	93	85	82	170
	2	219	77	70	77	150
	1	340	152	113	113	266
Σ		1689	706	571	576	1243
TOTAL		2401		2401		

A verificação da armadura de confinamento dos pilares foi efectuada do mesmo modo que para o edifício PT8.

O limite do coeficiente $\alpha \cdot \omega_{wd}$ a cumprir na base dos pilares é apresentado no quadro seguinte, considerando todas as localizações analisadas.

Quadro 3-50 – Determinação do Limite do Coeficiente $\alpha \cdot \omega_{wd}$ a cumprir na Base dos Pilares do Edifício 2NL8, para todas as Localizações Analisadas

Localização do Edifício	Pilar	b_c	h_c	b_0	h_0	N_{Ed}	ν_d	$\mu\phi$	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq$
Lagos	A1	0,4	0,6	0,3	0,5	894	0,28	5,00	0,051
	B1	0,4	0,6	0,3	0,5	1134	0,36	5,00	0,074
	C1	0,4	0,6	0,3	0,5	996	0,31	5,00	0,061
	C2	0,4	0,6	0,3	0,5	1908	0,60	5,00	0,149
Faro	A1	0,4	0,6	0,3	0,5	833	0,26	5,00	0,045
	B1	0,4	0,6	0,3	0,5	1080	0,34	5,00	0,069
	C1	0,4	0,6	0,3	0,5	968	0,30	5,00	0,058
	C2	0,4	0,6	0,3	0,5	1831	0,57	5,00	0,141
Lisboa	A1	0,4	0,6	0,3	0,5	756	0,24	5,00	0,038
	B1	0,4	0,6	0,3	0,5	1010	0,32	5,00	0,062
	C1	0,4	0,6	0,3	0,5	933	0,29	5,00	0,055
	C2	0,4	0,6	0,3	0,5	1735	0,54	5,00	0,132

O esforço normal reduzido máximo verificou-se também em Lagos, mas no pilar C2, com um valor igual a 0,60, pelo que é novamente inferior a 0,65.

A verificação do cumprimento das disposições relativas ao confinamento na base dos pilares sísmicos primários apresenta-se no quadro seguinte.

Quadro 3-51 – Verificação do Cumprimento das Disposições Relativas ao Confinamento na Base dos Pilares do Edifício 2NL8, para todas as Localizações Admitidas

Localização do Edifício	Pilar	s	α_n	α_s	α	ω_{wd}	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	Verificação
Lagos	A1	0,125	0,52	0,72	0,373	0,278	0,104	ok
	B1	0,125	0,52	0,72	0,373	0,278	0,104	ok
	C1	0,125	0,52	0,72	0,373	0,278	0,104	ok
	C2	0,100	0,52	0,77	0,400	0,497	0,199	ok
Faro	A1	0,100	0,52	0,77	0,400	0,221	0,088	ok
	B1	0,125	0,52	0,72	0,373	0,278	0,104	ok
	C1	0,100	0,52	0,77	0,400	0,221	0,088	ok
	C2	0,125	0,52	0,72	0,373	0,397	0,148	ok
Lisboa	A1	0,100	0,52	0,77	0,400	0,221	0,088	ok
	B1	0,100	0,52	0,77	0,400	0,221	0,088	ok
	C1	0,1	0,52	0,77	0,400	0,221	0,088	ok
	C2	0,100	0,52	0,77	0,400	0,347	0,139	ok

Refere-se que a relação volumétrica mecânica das cintas nas zonas críticas também é sempre superior a 0,08, de acordo com o EC8, para a classe de ductilidade DCM.

Quanto às armaduras longitudinais das vigas determinaram-se as seguintes quantidades, para um edifício localizado em Lagos.

Quadro 3-52 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	213	230	119	299	160
	7	250	282	146	322	180
	6	250	285	146	322	180
	5	250	294	146	319	172
	4	250	294	143	337	185
	3	250	279	143	307	185
	2	229	225	127	292	182
	1	213	165	111	309	182
Σ		1908	2053	1082	2506	1427
TOTAL		8976				

Para Faro:

Quadro 3-53 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	213	211	114	290	160
	7	229	244	127	299	167
	6	229	246	127	299	172
	5	229	255	125	299	172
	4	233	255	130	305	172
	3	229	249	125	292	176
	2	215	204	121	271	172
	1	213	153	109	304	172
Σ		1792	1818	978	2360	1361
TOTAL		8308				

Para Lisboa:

Quadro 3-54 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	213	177	114	278	160
	7	215	215	121	283	167
	6	215	215	121	283	167
	5	215	215	121	283	167
	4	215	211	121	287	172
	3	215	211	121	269	172
	2	213	169	109	253	172
	1	213	140	107	304	162
Σ		1717	1552	937	2239	1339
TOTAL		7784				

Quanto à realização das armaduras transversais nas vigas, observaram-se as seguintes quantidades de aço, para um edifício que se situe em Lagos:

Quadro 3-55 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	81	112	48	86	86
	7	92	117	46	86	83
	6	92	117	46	86	83
	5	92	117	46	86	83
	4	92	117	45	84	89
	3	92	117	45	81	89
	2	87	95	44	80	87
	1	81	86	40	78	87
Σ		709	877	357	667	686
TOTAL		3297				

Para Faro:

Quadro 3-56 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	81	101	44	99	92
	7	87	114	46	90	98
	6	87	114	46	90	98
	5	87	114	46	90	98
	4	87	114	45	89	96
	3	87	103	45	89	96
	2	81	93	44	87	94
	1	81	84	40	85	94
Σ		680	837	353	720	765
TOTAL		3356				

E para Lisboa:

Quadro 3-57 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais das Vigas do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa)

		Pórticos				
		1 e 4	2 e 3	A e F	B e E	C e D
Piso	8	74	93	44	86	71
	7	87	96	41	83	74
	6	84	96	41	83	74
	5	84	96	41	83	74
	4	81	96	41	81	81
	3	81	96	41	73	81
	2	81	68	40	69	80
	1	81	59	40	69	71
Σ		654	703	328	628	607
TOTAL		2920				

Para os núcleos as quantidades de armadura longitudinal obtidas podem ser observadas seguidamente, consoante a localização considerada. Num edifício situado em Lagos,

Quadro 3-58 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos)

		Núcleos NL1 e NL2
Piso	8	323
	7	323
	6	522
	5	522
	4	766
	3	766
	2	766
	1	766
TOTAL		4751

Em Faro:

Quadro 3-59 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)

		Núcleos NL1 e NL2
Piso	8	262
	7	262
	6	383
	5	383
	4	516
	3	516
	2	516
	1	516
TOTAL		3351

Em Lisboa:

Quadro 3-60 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Longitudinais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa)

		Núcleos NL1 e NL2
Piso	8	223
	7	223
	6	294
	5	294
	4	396
	3	396
	2	396
	1	396
TOTAL		2615

Finalmente, apresentam-se as quantidades de aço, por realização das armaduras de esforço transversal nos núcleos. Para Lagos, tem-se:

Quadro 3-61 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lagos)

		Núcleos NL1 e NL2
Piso	8	826
	7	826
	6	1031
	5	1031
	4	1185
	3	1185
	2	1185
	1	1185
TOTAL		8877

Para Faro:

Quadro 3-62 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Faro)

		Núcleos NL1 e NL2
Piso	8	826
	7	826
	6	826
	5	826
	4	1031
	3	1031
	2	1031
	1	1031
TOTAL		7850

E, por último, para Lisboa:

Quadro 3-63 – Quantidade Total de Aço, em kg, decorrente da realização das Armaduras Transversais dos Núcleos do Edifício 2NL8 (Projecto de Acordo com os Eurocódigos Estruturais, num Edifício situado em Lisboa)

		Núcleos NL1 e NL2
Piso	8	688
	7	688
	6	688
	5	688
	4	826
	3	826
	2	826
	1	826
TOTAL		6477

A verificação da armadura de confinamento das paredes foi efectuada do mesmo modo que para os pilares, mas a condição a cumprir surge ligeiramente alterada para $\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot (b_c/b_0) - 0,035$.

O limite do coeficiente $\alpha \cdot \omega_{wd}$ a cumprir na zona crítica dos núcleos é apresentado no quadro seguinte, considerando todas as localizações analisadas.

Quadro 3-64 – Determinação do Limite do Coeficiente $\alpha \cdot \omega_{wd}$ a cumprir na Zona Crítica dos Núcleos do Edifício 2NL8, para todas as Localizações Analisadas

Localização do Edifício	Direcção	b_c	h_c	b_0	h_0	N_{Ed}	v_d	A_{sv}	ω_v	μ_ϕ	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq$
Lagos	x	0,2	4,2	0,1	0,7	-6222	0,18	0,0014	0,04	5,00	0,047
	y	0,2	5,2	0,1	0,8	-6222	0,18	0,0018	0,05	5,00	0,048
Faro	x	0,2	4,2	0,1	0,7	-6006	0,17	0,0014	0,04	5,00	0,045
	y	0,2	5,2	0,1	0,8	-6006	0,17	0,0018	0,05	5,00	0,046
Lisboa	x	0,2	4,2	0,1	0,7	-5742	0,16	0,0014	0,04	5,00	0,042
	y	0,2	5,2	0,1	0,8	-5742	0,16	0,0018	0,05	5,00	0,043

Tal como nos pilares, o esforço normal reduzido máximo verificou-se também em Lagos, cujo valor é 0,18, sendo inferior ao limite 0,40.

Verificou-se o cumprimento das disposições relativas ao confinamento na zona crítica dos núcleos, cujos parâmetros são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 3-65 – Verificação do Cumprimento das Disposições relativas ao Confinamento na Zona Crítica dos Núcleos do Edifício 2NL8, para todas as Localizações Admitidas

Localização do Edifício	Direcção	A_{sv}	ω_v	s	α_n	α_s	α	ω_{wd}	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	Verificação
Lagos	x	0,0014	0,04	0,1	0,54	0,59	0,322	0,340	0,110	ok
	y	0,0018	0,05	0,100	0,51	0,60	0,305	0,346	0,106	ok
Faro	x	0,0014	0,04	0,100	0,54	0,59	0,322	0,340	0,110	ok
	y	0,0018	0,05	0,100	0,51	0,60	0,305	0,346	0,106	ok
Lisboa	x	0,0014	0,04	0,100	0,54	0,59	0,322	0,340	0,110	ok
	y	0,0018	0,05	0,1	0,51	0,60	0,305	0,346	0,106	ok

Refere-se que a relação volumétrica mecânica das cintas nas zonas críticas também é sempre superior a 0,08, tal como nos pilares.

7.2.10. Deslocamentos Máximos

Os deslocamentos máximos foram obtidos, para ambas as acções sísmicas consideradas, afastada e próxima, bem como para as diferentes localizações admitidas, conforme explicado para o edifício PT8, cujo gráfico construído em função da altura do piso, se encontra abaixo, para a direcção x .

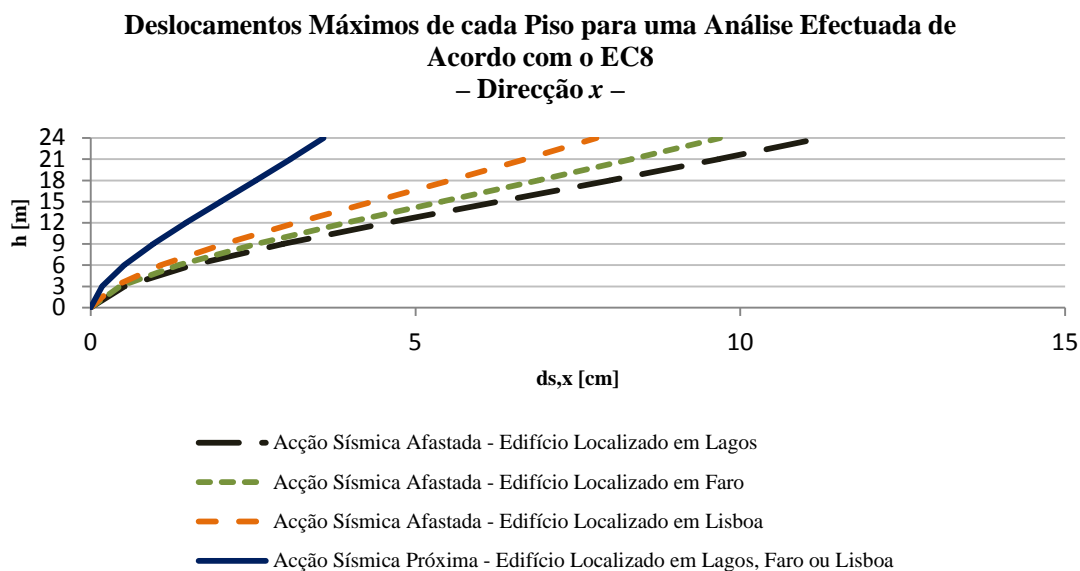


Figura 61 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção x

Para a direcção ortogonal à anterior, tem-se,

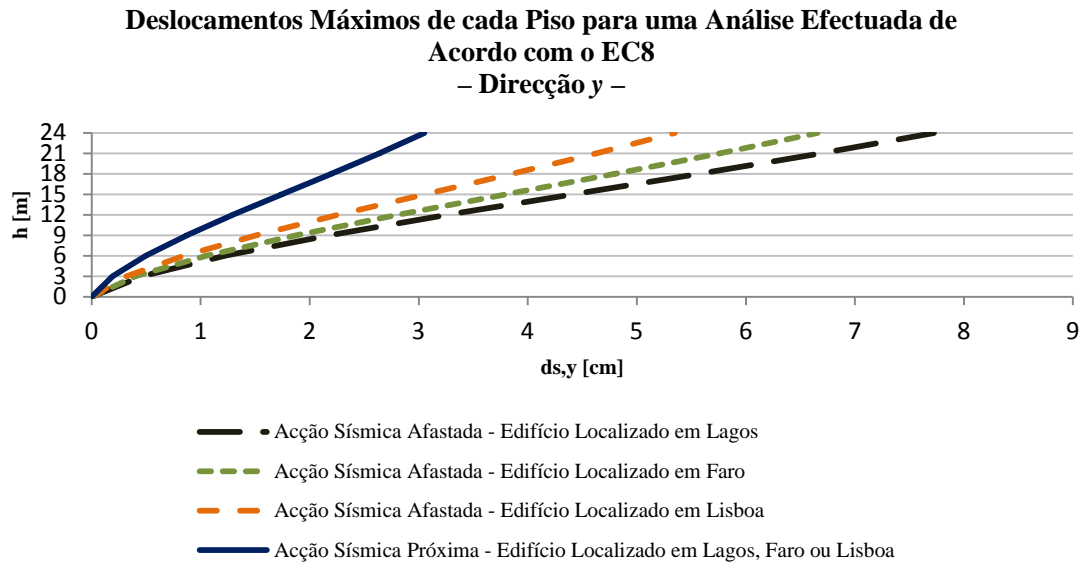


Figura 62 – Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8, para as Acções Sísmicas Afastada e Próxima, segundo a Direcção y

7.2.11. Requisito de Limitação de Danos

O requisito de limitação de danos foi cumprido pela limitação dos “drifts” máximos aos mesmos valores do que os tidos para o edifício PT8, considerando-se válidas igualmente as justificações proferidas nessa análise, tanto para o cenário associado à acção sísmica afastada como para a próxima. Os resultados relativos ao primeiro, para a direcção longitudinal são os seguintes.

Limitação dos "Drifts" Máximos para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Afastada – Direcção x –

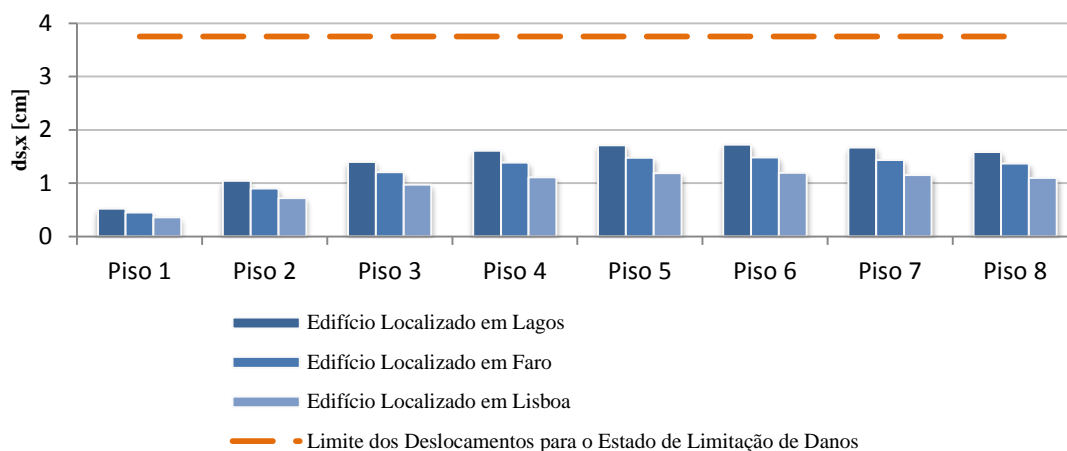


Figura 63 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção x

Para a direcção transversal,

Limitação dos "Drifts" Máximos para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Afastada – Direcção y –

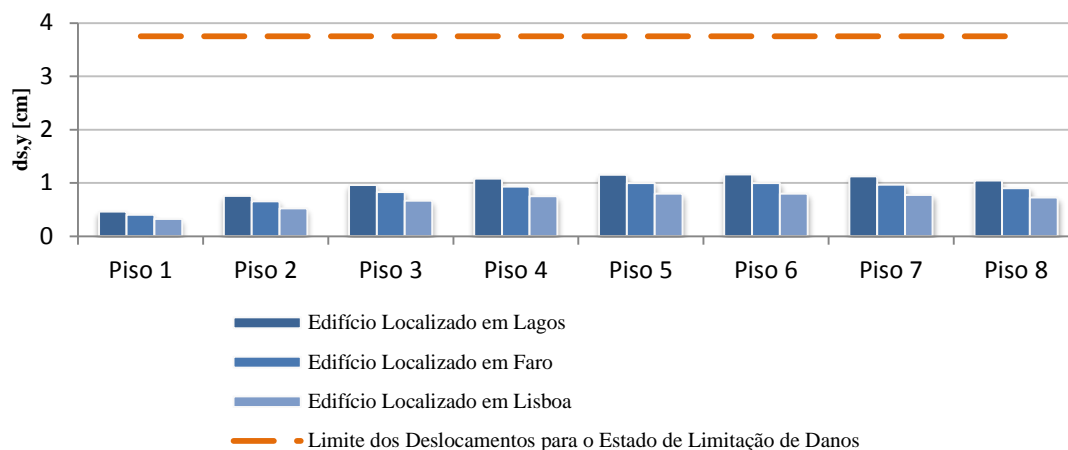


Figura 64 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção y

Quanto à verificação deste requisito para a acção sísmica próxima, os resultados para a direcção x são os seguintes.

Limitação dos "Drifts" Máximos para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima – Direcção x –

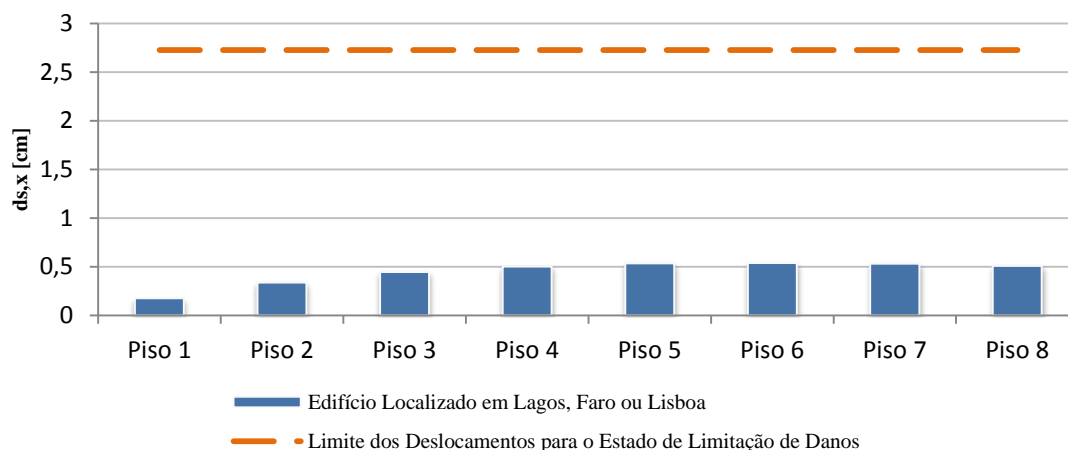


Figura 65 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção x

E, para finalizar, também se apresentam os mesmos para a direcção y.

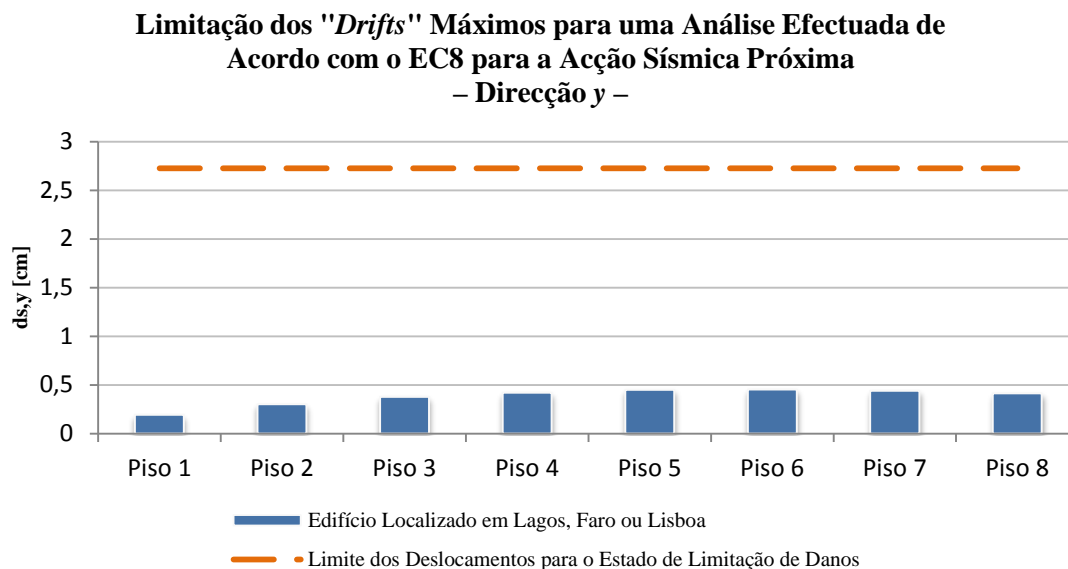


Figura 66 – Verificação do Requisito de Limitação de Danos através da Limitação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o EC8 para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção y

Capítulo 4.

DISCUSSÃO

1. Enquadramento

1.1.1. Acções Sísmicas

No EC, a combinação sísmica é quantificada de maneira diferente do que vem estabelecido no RSA, na medida em que no RSA esta é considerada uma acção variável, vindo por isso multiplicada por um factor, cujo valor é tomado como 1,5. Assim sendo, faz todo o sentido perceber melhor quais as diferenças entre os dois tipos de abordagens, pelo que se multiplicaram os espectros de resposta do RSA por este factor, deixando-se os do EC8 iguais.

Para a acção sísmica afastada actuante num edifício localizado em Lagos, temos então:

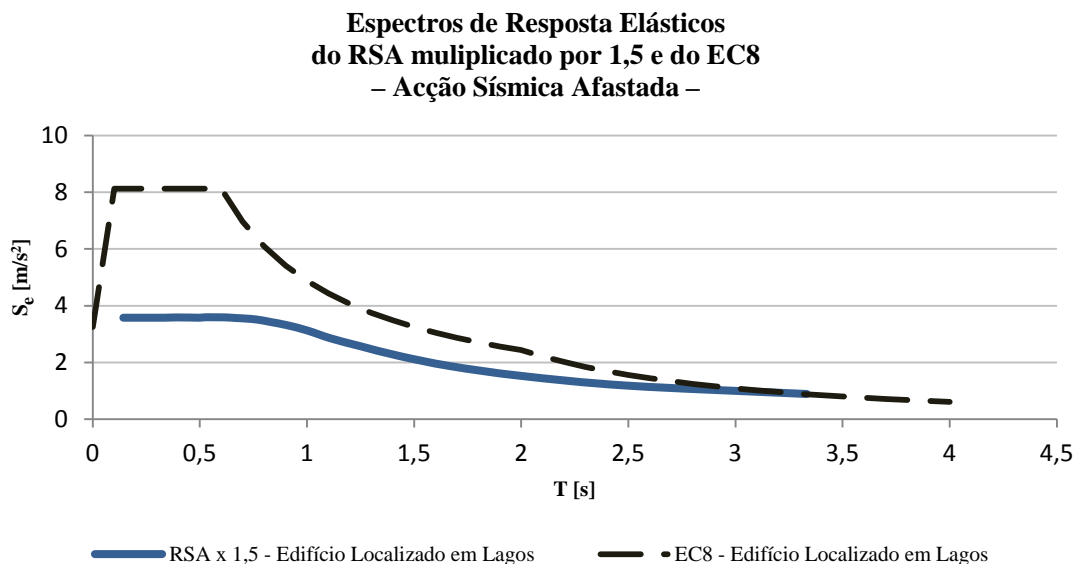


Figura 67 – Comparação do Espectro de Resposta Elástico do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Afastada, para um Edifício localizado em Lagos.

Enquanto que para um edifício localizado em Faro se tem:

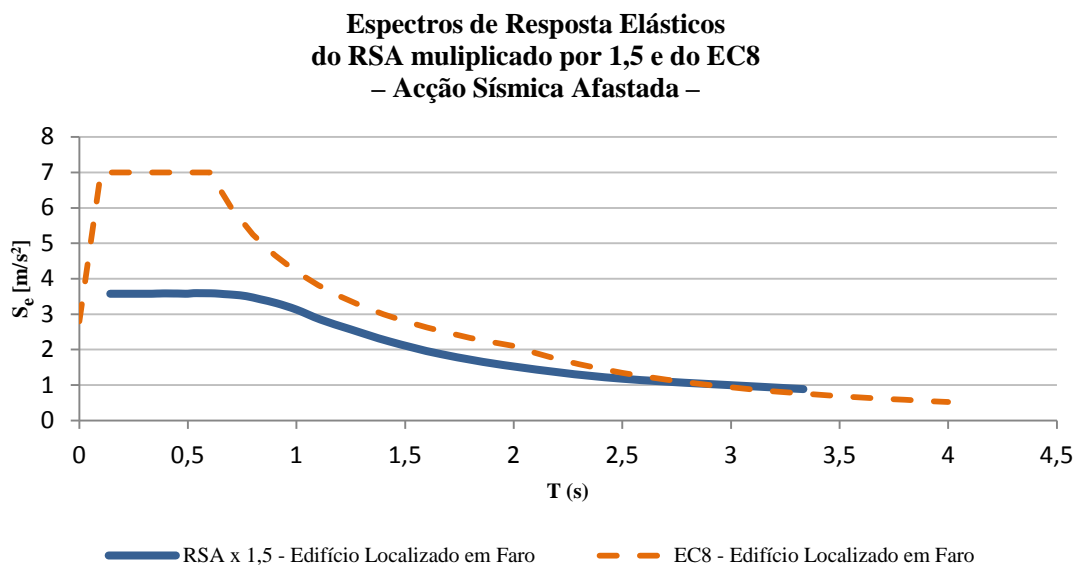


Figura 68 – Comparação do Espectro de Resposta Elástico do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Afastada, para um Edifício localizado em Faro.

E finalmente, para um edifício localizado em Lisboa:

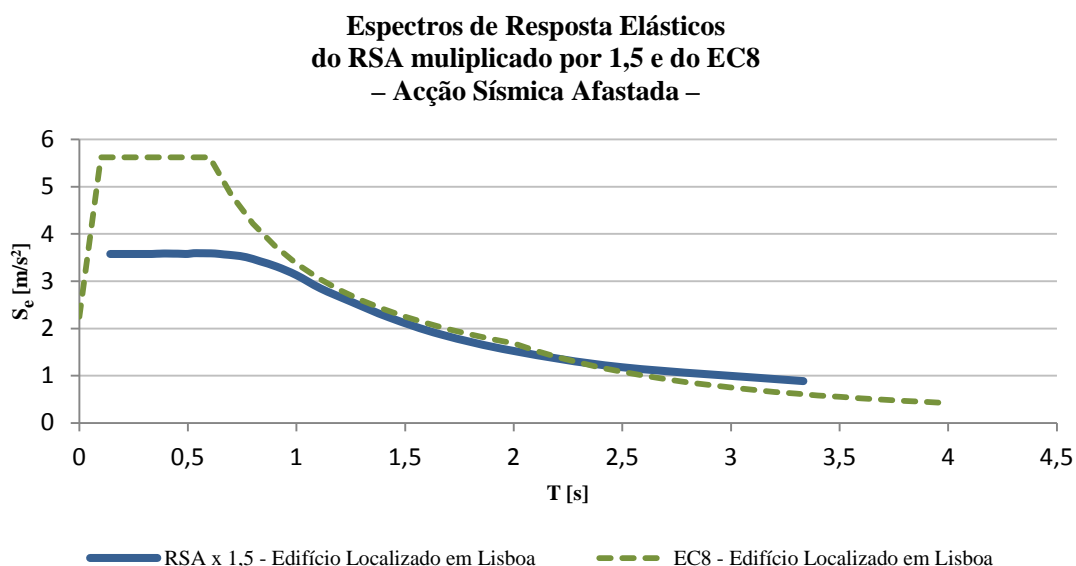


Figura 69 – Comparação do Espectro de Resposta Elástico do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Afastada, para um Edifício localizado em Lisboa.

Para a acção sísmica próxima, já foi referido que se tem apenas um espectro, qualquer que seja a localização considerada, das estudadas, tanto para o EC8 como para o RSA.

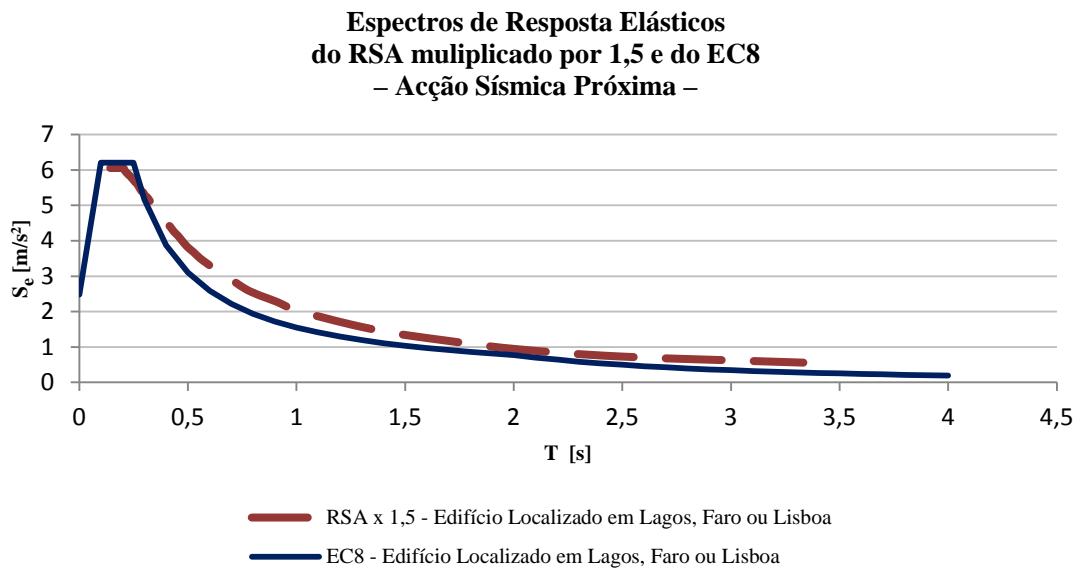


Figura 70 – Comparação do Espectro de Resposta Elástico do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Próxima, para qualquer uma das localizações.

Aqui, pode verificar-se que, no caso da acção sísmica afastada o RSA considera acelerações espectrais, bastante inferiores ao EC8, com excepção do caso de Lisboa, unicamente a partir de períodos com deslocamentos constantes, sendo que para o caso da acção sísmica próxima toma valores relativamente semelhantes ao longo de todo o espectro.

No entanto, dado que os valores do coeficiente de comportamento que os dois regulamentos prevêem são bastante díspares, considera-se necessário quantificar as diferenças entre as configurações dos espectros de cálculo.

2. Edifício PT8

2.1. Acção Sísmica de Cálculo

O RSA não define um espectro de cálculo, como já foi comentado. No entanto, visto que a correção dos efeitos da análise linear em não linear é tida em conta, tanto no RSA como no EC8, através da redução dos esforços sísmicos por um coeficiente de comportamento, esta comparação pode ser efectuada por meio da divisão dos espectros elásticos do RSA pelo coeficiente de comportamento considerado para o edifício em questão. De referir ainda que, dado que o RSA considera a acção sísmica como variável, é ainda necessário multiplicar estes valores pelo coeficiente 1,5. Poderia ser apresentado os espectros de resposta elástica do EC8 divididos pelo respectivo coeficiente de comportamento, mas uma vez que este limita as acelerações espectrais a um patamar não se considerou esta hipótese.

No que se refere ao edifício PT8, para a acção sísmica afastada actuante num edifício situado em Lagos, observa-se a seguinte aproximação de resultados de aceleração de cálculo:

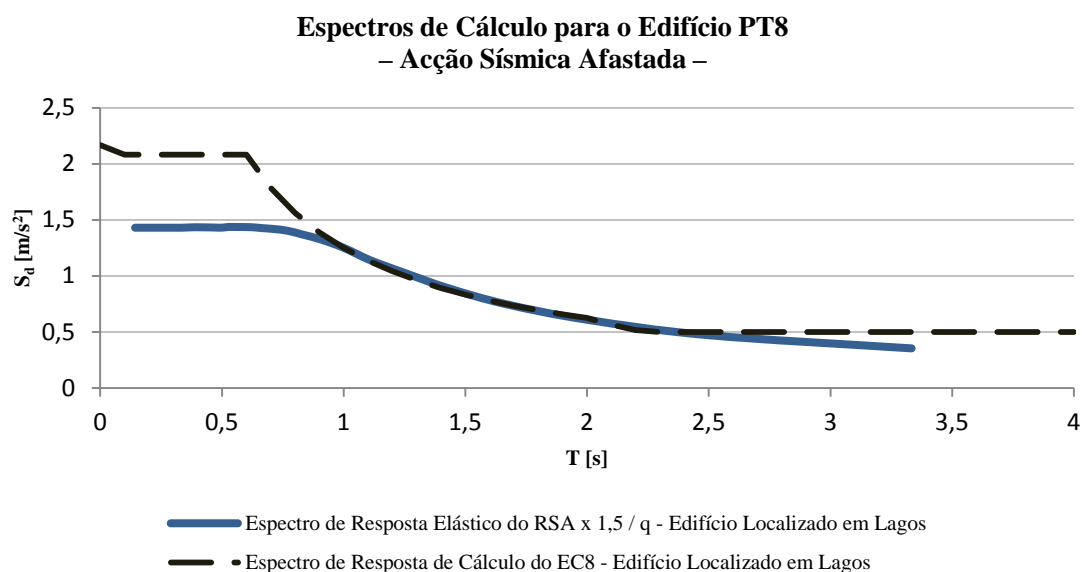


Figura 71 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício PT8 localizado em Lagos.

Para o caso de um edifício situado em Faro, observa-se:

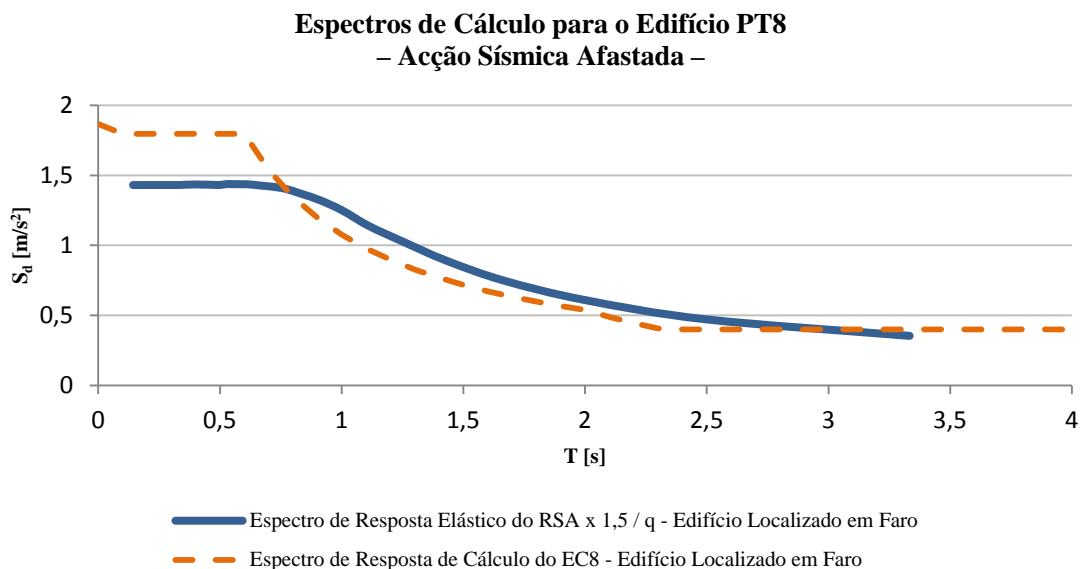


Figura 72 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício PT8 localizado em Faro.

E, por fim, para o caso de um edifício localizado em Lisboa:

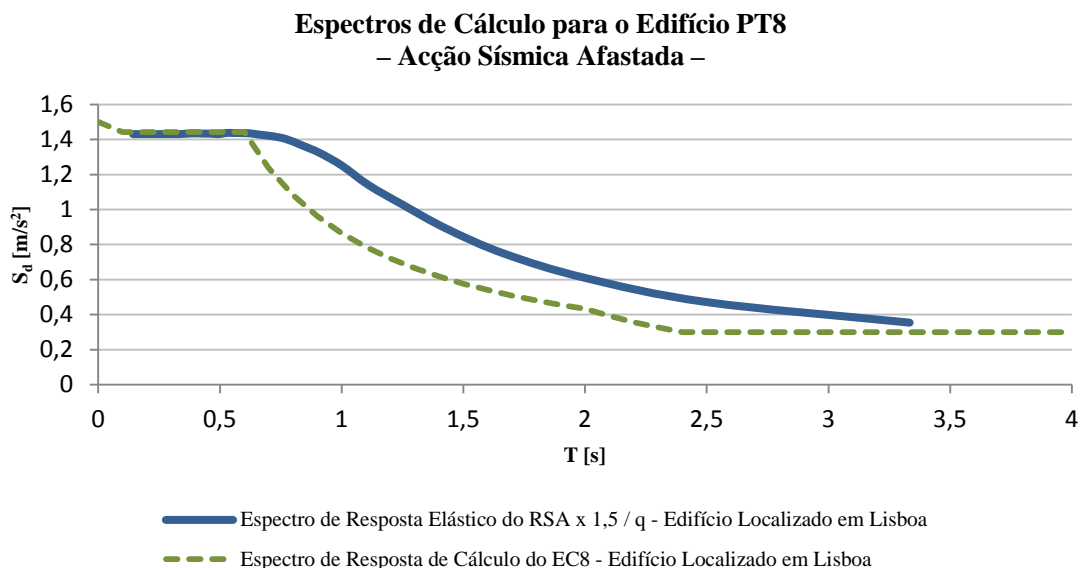


Figura 73 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o edifício PT8 localizado em Lisboa.

Para um cenário associado à acção sísmica próxima, para qualquer uma das localizações, observa-se o seguinte:

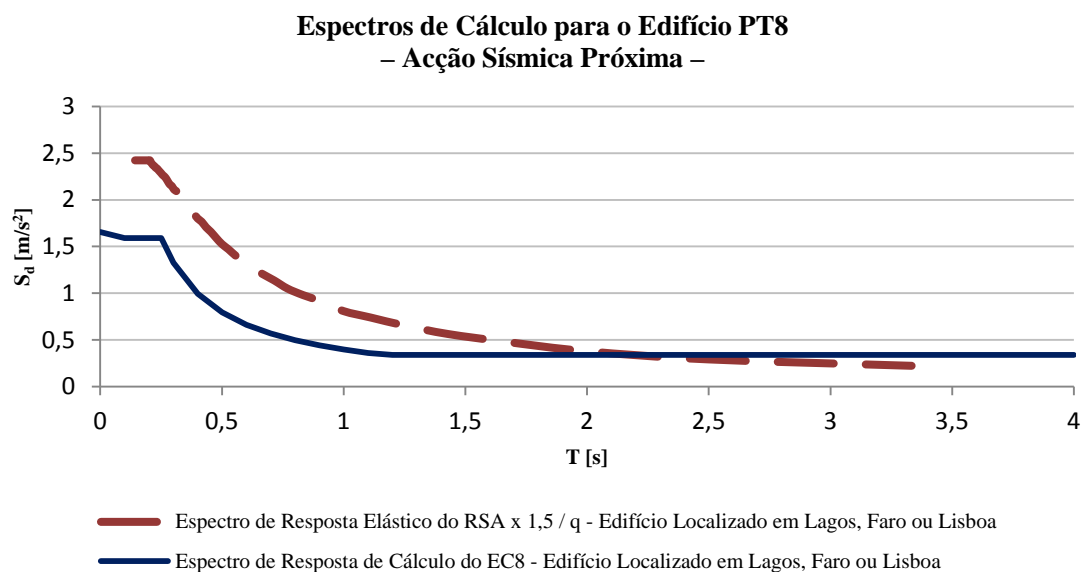


Figura 74 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Próxima, para o edifício PT8 situado em qualquer uma das Localizações.

Observa-se que os espectros de cálculo do RSA referentes à acção sísmica afastada, somente apresentam valores idênticos aos do EC8 para o patamar de velocidade constante num edifício situado em Lagos e para o patamar de aceleração constante num edifício situado em Lisboa. Quanto à acção sísmica próxima os espectros de cálculo do RSA conduzem geralmente a acelerações superiores às do EC8.

De referir, que os coeficientes de comportamento admitidos são de 2,5 e 3,9, segundo a análise efectuada de acordo com o RSA e o EC8, respectivamente, o que representa uma diferença na ordem dos 36%. No entanto se considerarmos que o coeficiente de comportamento vem afectado pelo factor de combinação da acção sísmica, cujo valor é 1,5, para a análise de acordo com o RSA, a diferença é ainda maior, na ordem dos 57%.

2.2. Análise Modal

Verifica-se que as configurações modais são semelhantes, qualquer que seja o regulamento considerado neste estudo. No entanto, verificam-se diferenças nos parâmetros dos modos de vibração, tal como se pode constatar por análise dos resultados já expostos. Verificou-se ainda que estas diferenças apresentam uma relação, conforme se pode atestar no gráfico seguinte.

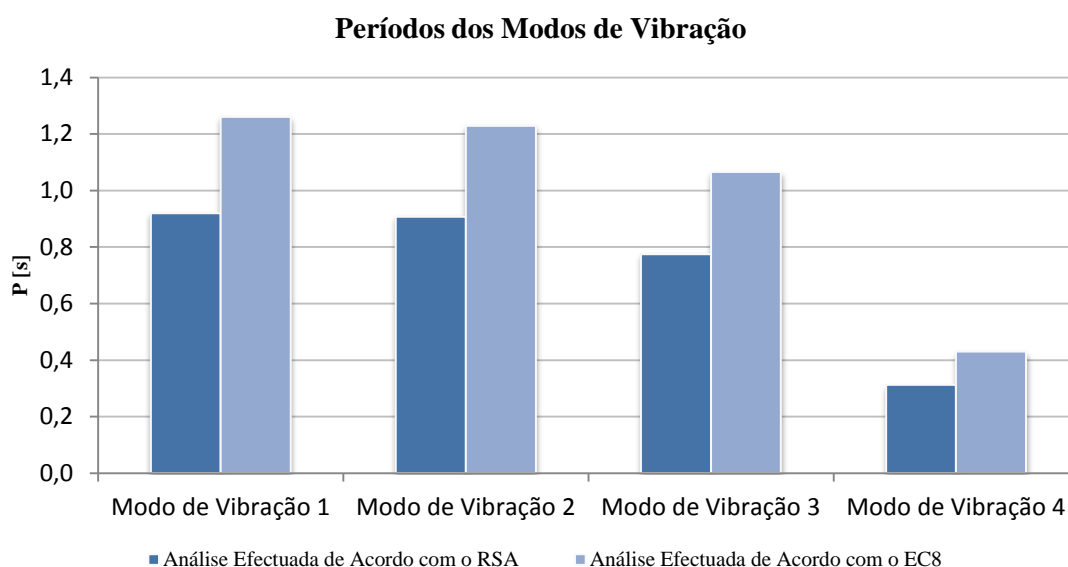


Figura 75 – Comparação entre os Períodos dos Modos de Vibração obtidos por Análise de acordo com o RSA e o EC8, no Edifício PT8

É de referir que a relação entre os períodos correspondentes a cada modo de vibração, de acordo com ambos os regulamentos, praticamente não varia, tomando valores na ordem dos 70%. Relativamente aos restantes parâmetros não se opta por apresentar estes resultados uma vez que estes se relacionam com o período.

2.3. Análise de Esforços

A comparação da análise de esforços foi efectuada por meio de gráficos que permitem verificar as diferenças obtidas, consoante a reacção considerada, para cada combinação contemplada.

Para a Combinação Fundamental, com a sobrecarga como acção variável base, os valores dos esforços são muito semelhantes explicando-se o pequeno aumento dos esforços que advieram da análise de acordo com o RSA, devido às diferenças do coeficiente de majoração da restante

carga permanente, que toma o valor de 1,50 para a análise de acordo com o RSA, e 1,35 para os Eurocódigos.

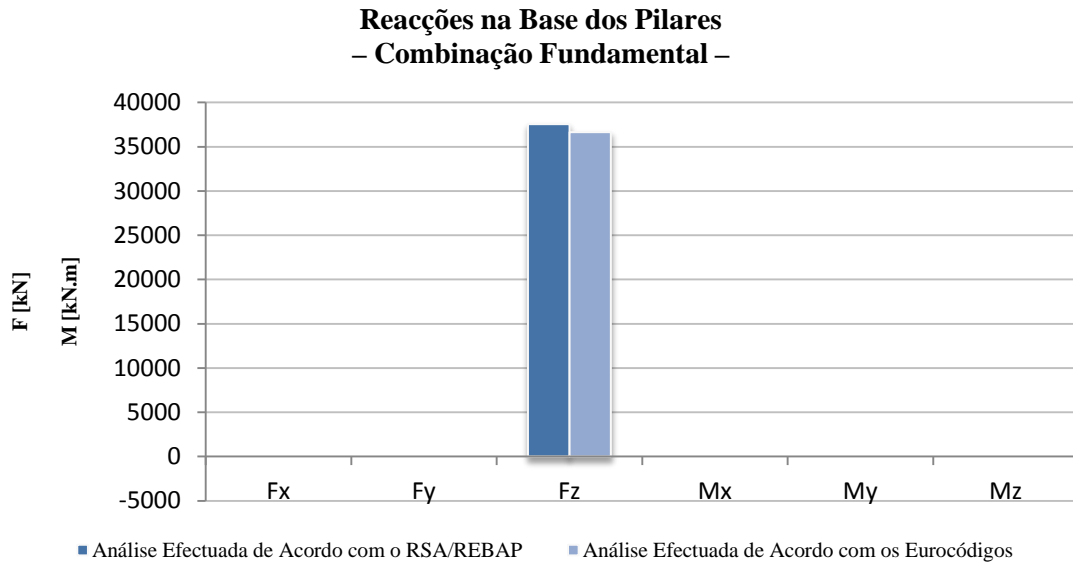


Figura 76 – Comparação entre os Esforços, no edifício PT8, para a Combinação Fundamental com Sobrecarga como Acção Variável Base

Para a acção sísmica afastada, têm-se o seguinte gráfico.

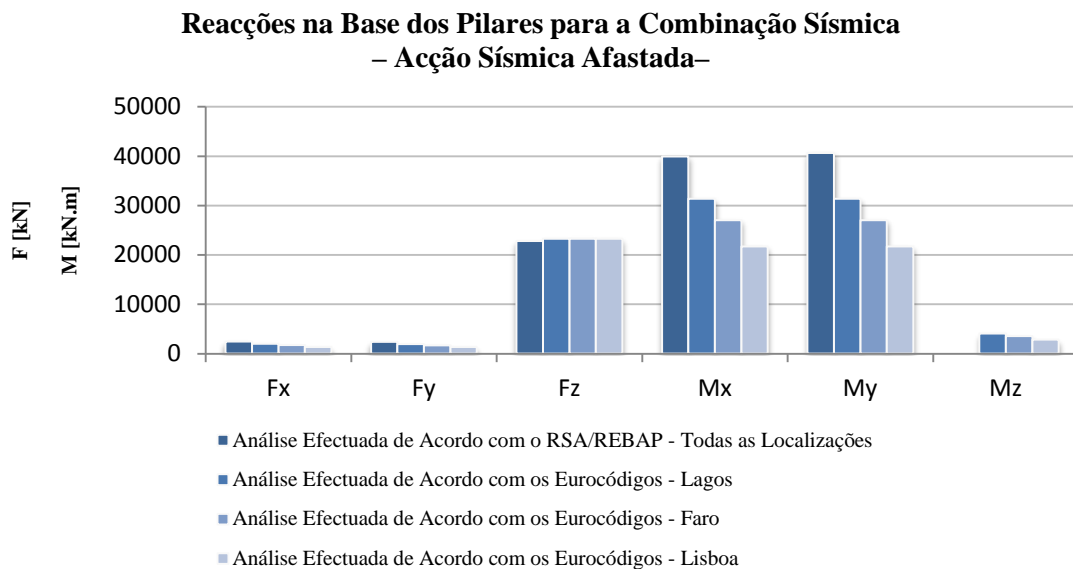


Figura 77 – Comparação entre os Esforços, no Edifício PT8, para a Combinação Sísmica, considerando o Cenário associado à Acção Sísmica Afastada

Explica-se o facto dos esforços do RSA serem superiores pela consideração da rigidez não fendilhada, em oposição da consideração da rigidez fendilhada de acordo com o EC8. Um último comentário a fazer é o das forças verticais apresentarem ligeiras diferenças entre a análise feita de acordo com o EC8 e o RSA, uma vez que coeficiente redutor das massas consideradas serem diferentes, tomando o valor de 0,2 e 0,3, para o projecto de acordo com o RSA e o EC8, respectivamente, sendo superiores para a análise de acordo com o EC8.

Os resultados relativos à acção sísmica próxima vêm ao encontro dos previstos.

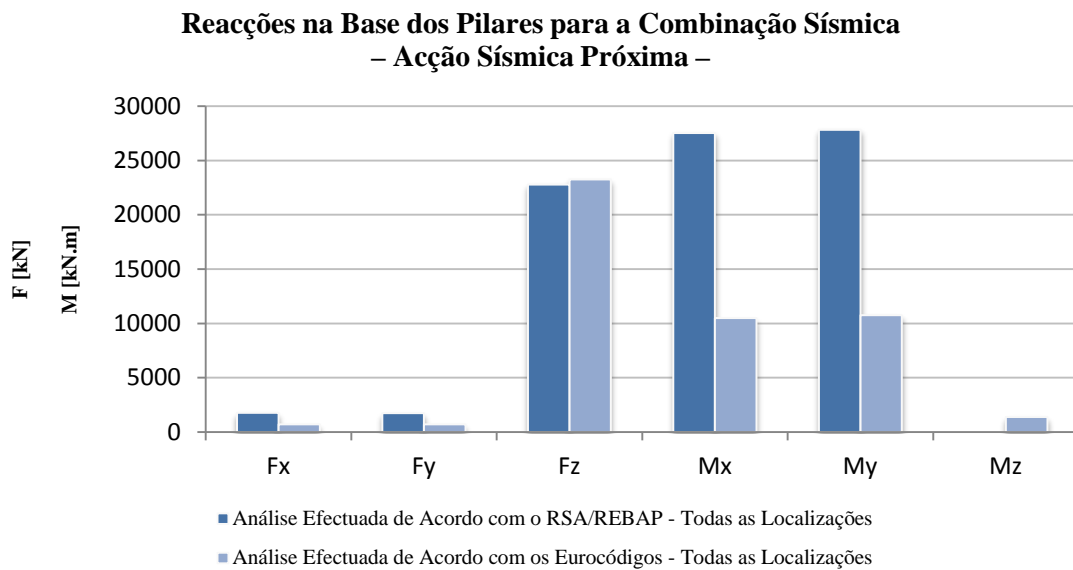


Figura 78 – Comparação entre os Esforços, no Edifício PT8, para a Combinação Sísmica, considerando o Cenário associado à Acção Sísmica Afastada

2.4. Quantidade de Aço

A quantidade de aço também será comparada, para todas as análises efectuadas, indicando-se aqui as quantidades totais de armaduras de flexão e esforço transversal, separadamente, para as vigas e pilares, bem como o total destas todas. A comparação entre o somatório de armaduras de flexão e esforço transversal em pórtico, também foi efectuada, sendo apresentada nos anexos A3.

A quantidade de aço nos pilares, decorrente da realização das armaduras longitudinais, vem abaixo apresentada.

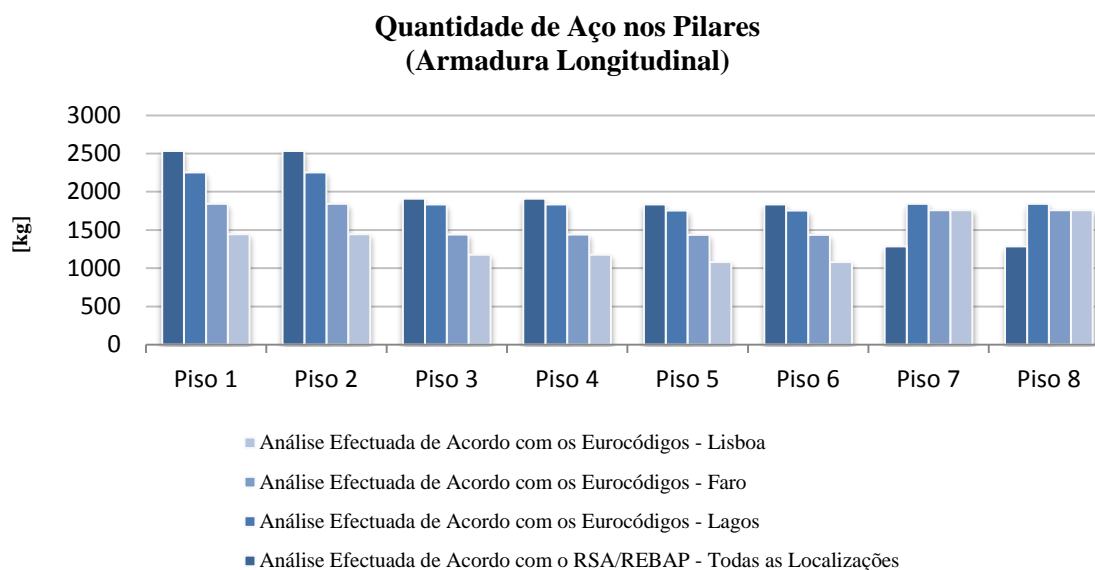


Figura 79 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Pilares, por realização das Armaduras Longitudinais, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas

É importante ainda referir que nos pórticos extremos, conforme se pode verificar nos anexos A3, o projecto de acordo com o Eurocódigos para um edifício situado em Lagos conduz a maiores quantidades devido à consideração da flexão desviada, e os restantes apresentam uma diferença mais reduzida do que nos referidos pórticos.

Verifica-se que o projecto de acordo com o RSA/REBAP conduz, na maioria dos pisos, a maiores quantidades de armaduras.

A quantidade de armaduras transversais, também pode ser comparada na figura seguinte.

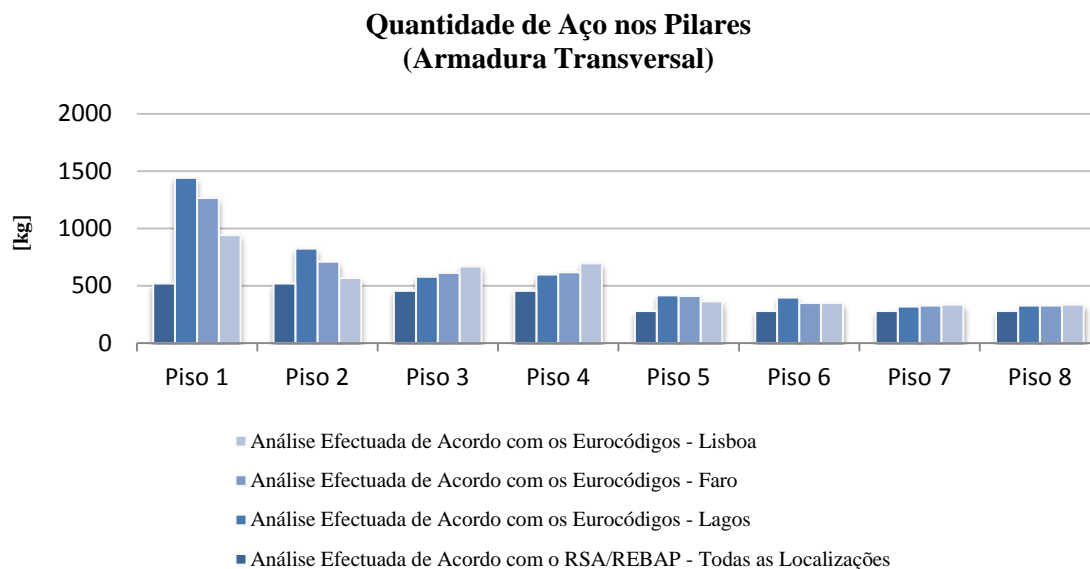


Figura 80 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Pilares, por realização das Armaduras Transversais, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas

Relativamente às armaduras transversais dos pilares, verifica-se o oposto, uma vez que no RSA não era tido em conta o princípio da capacidade real, que faz aumentar muito as armaduras de esforço transversal de cálculo, principalmente nos pilares. É importante mencionar o facto de, em alguns pisos, na análise segundo o EC8, em Lisboa se obterem maiores quantidades de aço, por realização das armaduras transversais, em oposição a Lagos, facto este explicado pela consideração das restrições de espaçamento máximo, em função, nomeadamente, do diâmetro da armadura longitudinal adoptado, que será maior em Lagos, conforme se pôde comprovar.

No total, devido à parcela relativa às armaduras transversais, o projecto de acordo com o EC8, para um edifício localizado em Lagos, supera os resultados de acordo com o RSA/REBAP.

Quantidade de Aço Total nos Pilares

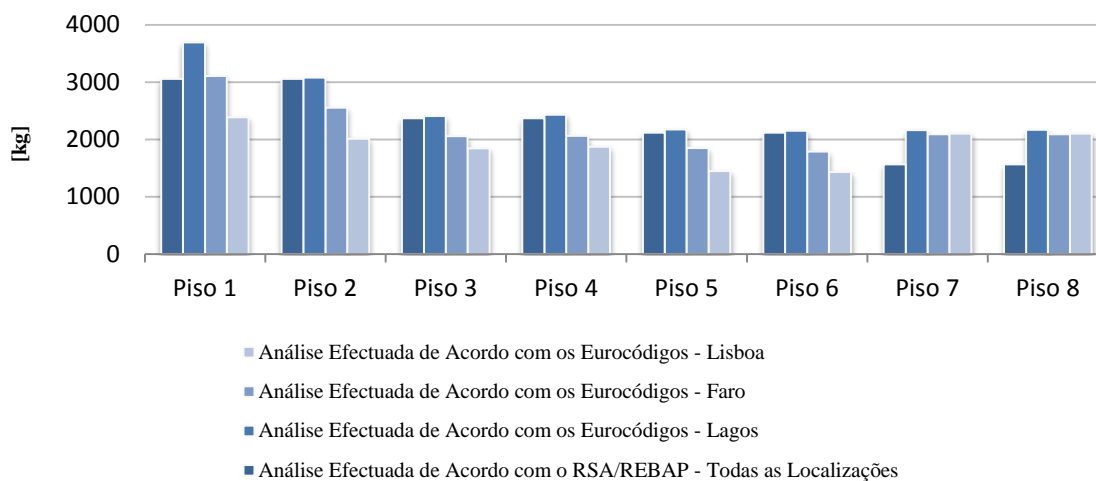


Figura 81 – Comparação entre a Quantidade Total de Aço nos Pilares, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas

Quanto aos resultados relativos às armaduras longitudinais das vigas verifica-se o mesmo que para a dos pilares, conforme seria de esperar.

Quantidade de Aço nas Vigas (Armadura Longitudinal)

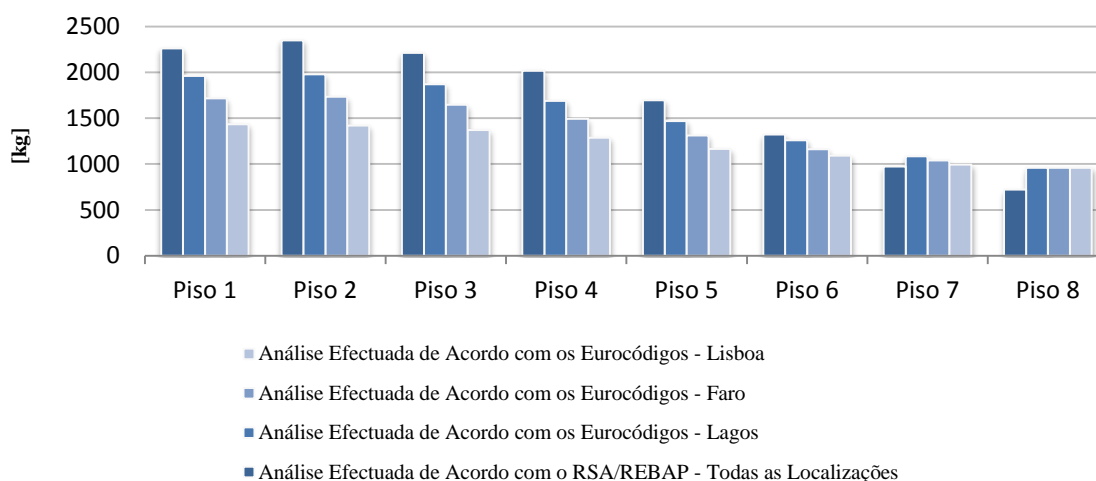


Figura 82 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, por realização das Armaduras Longitudinais, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas

A quantidade de aço, decorrente da realização das armaduras transversais, é superior para todas as situações analisadas de acordo com os Eurocódigos Estruturais, justificando-se este facto, não só pela aplicação do princípio da capacidade real, mas principalmente pelas regras rígidas de espaçamento transversal que o EC8 impõe nas zonas críticas.

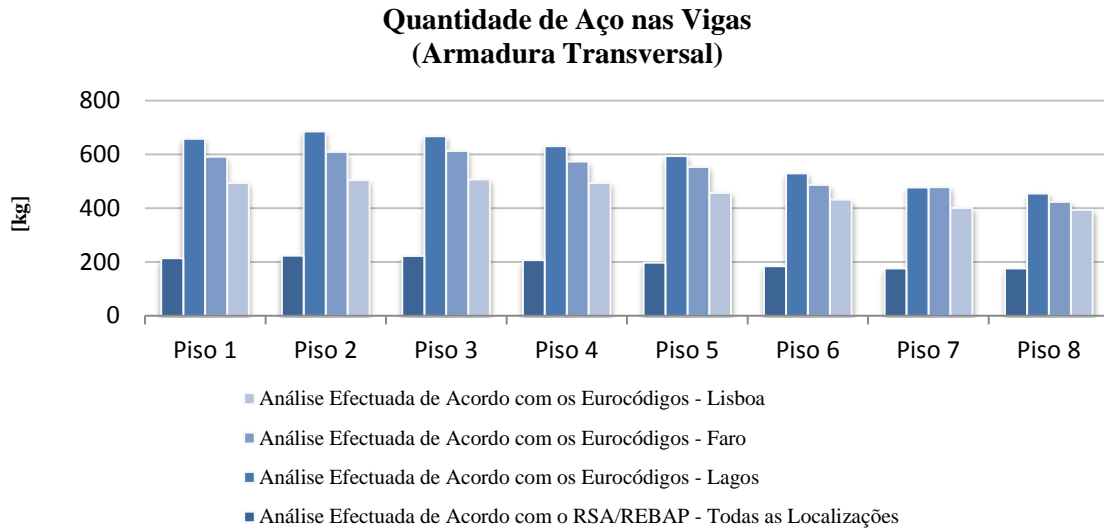


Figura 83 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, por realização das Armaduras Transversais, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas

A superioridade da quantidade de aço referida, devida à realização das armaduras transversais, é suficiente para superar a devida às longitudinais, apenas para Lagos.

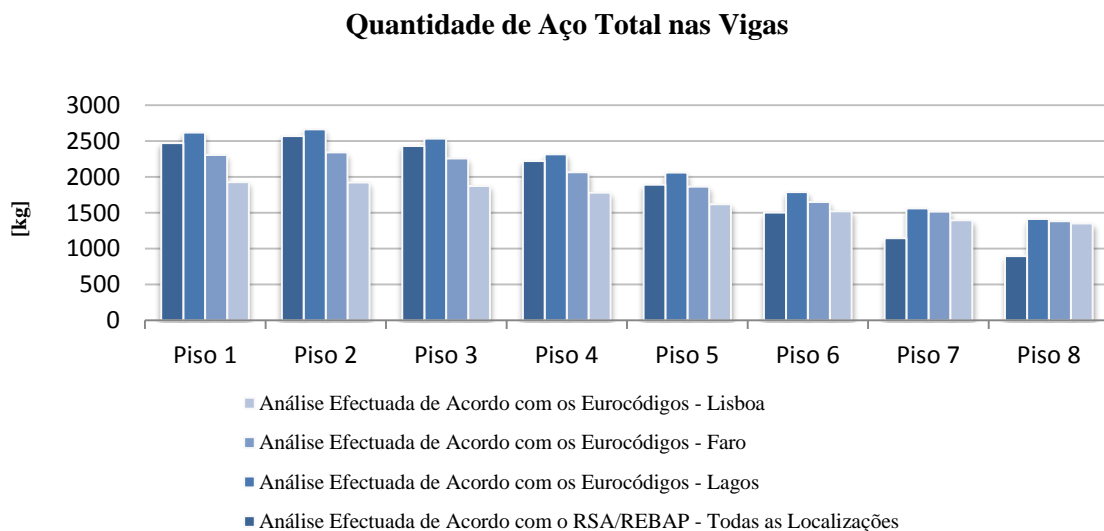


Figura 84 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, do Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas

No total, apesar da consideração da rigidez de flexão e esforço transversal fendilhadas, verifica-se que para um edifício localizado em Lagos, se obtém quantidades superiores de aço, quando projectado de acordo com a nova regulamentação, relativamente à ainda em vigor, e para Faro estes valores ficam muito próximos, se bem que ligeiramente inferiores.

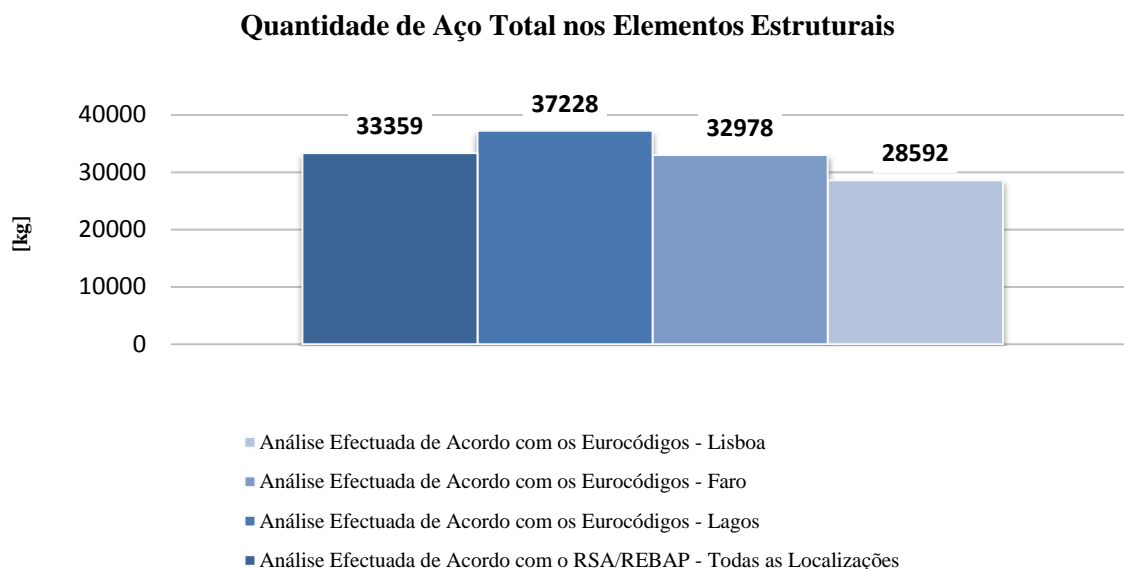


Figura 85 – Comparação entre a Quantidade de Aço no Edifício PT8, para todas as Situações Analisadas

2.5. Deslocamentos e “Drifts” Máximos

Os deslocamentos máximos foram comparados considerando ambas as regulamentações em análise, para todas as situações analisadas. Verifica-se que a análise de acordo com a regulamentação nacional se traduz em deslocamentos muito inferiores relativamente à análise de acordo com o EC8, qualquer que seja a localização considerada, sendo que a estrutura localizada na zona 1.1 apresenta maiores deslocamentos e a 1.3 menores, tal como previsto. Esta grande diferença é atribuída não só à consideração de menores acelerações espectrais, como também pela contribuição da consideração da rigidez elástica no que respeita à análise de acordo com RSA/REBAP, ao invés da fendilhada no que respeita à análise de acordo com o EC8.

Perante a consideração do cenário sismo-génese afastado, segundo a direcção x , verifica-se o explicado anteriormente, conforme o quadro seguinte.

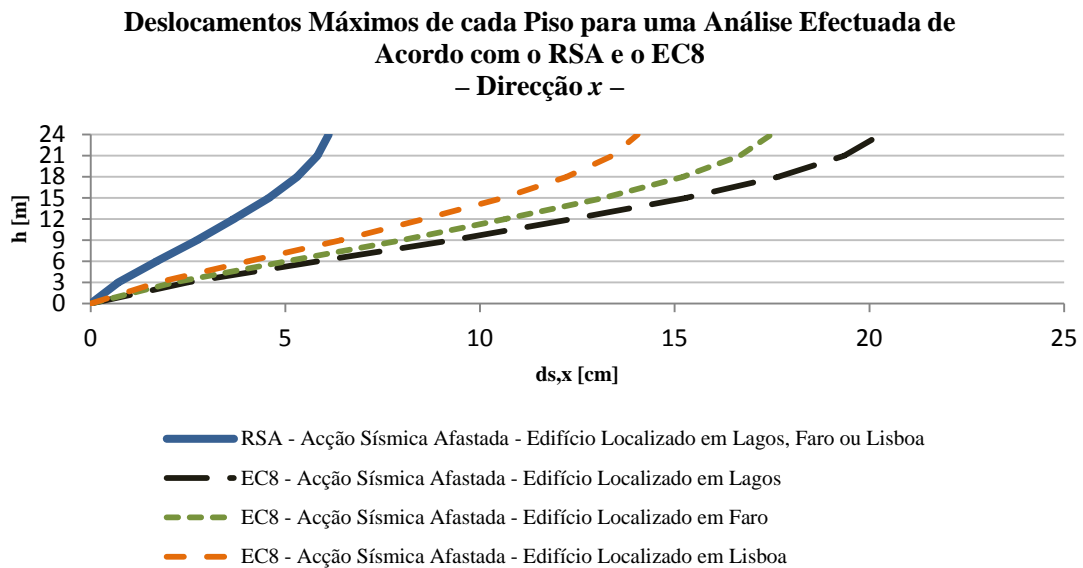


Figura 86 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção x

De igual forma, para a direcção ortogonal, tem-se,

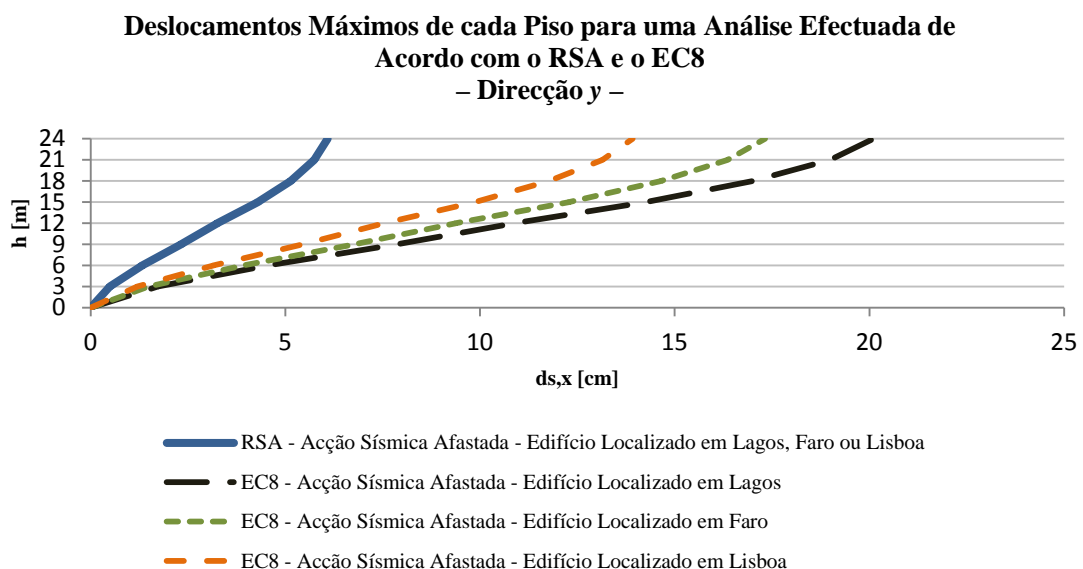


Figura 87 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção y

Para o cenário associado à acção sísmica próxima, verifica-se o mesmo apesar de para este cenário a aceleração espectral ser superior, no que se refere à análise segundo o RSA, constatando-se, assim, que as diferenças conceptuais ao nível da rigidez considerada na análise se sobrepõem a este facto. Pode atestar-se o mesmo através da análise dos gráficos abaixo, tendo-se o seguinte andamento para a direcção x .

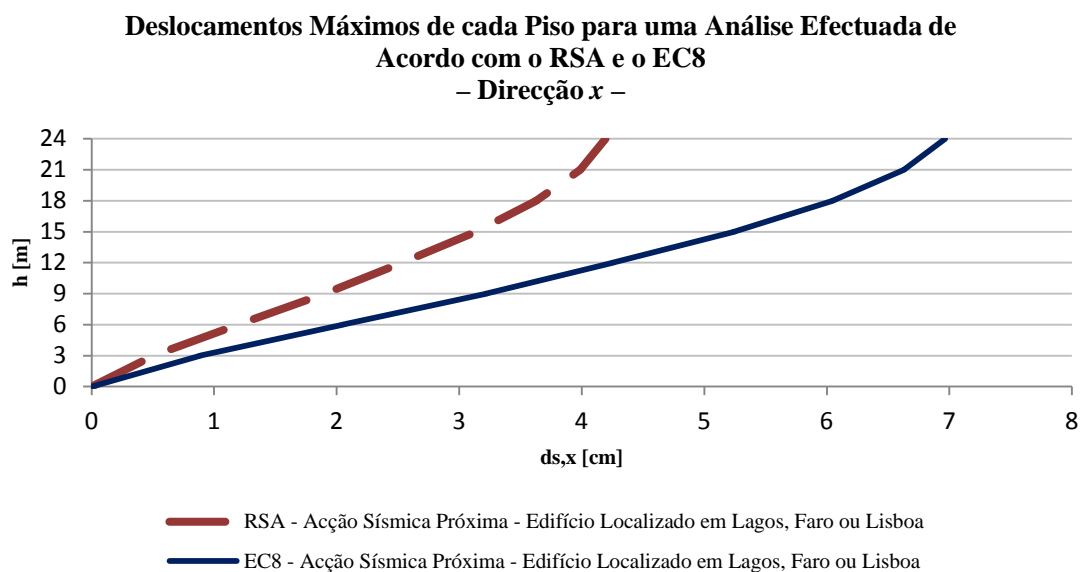


Figura 88 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção x

Para a direcção y,

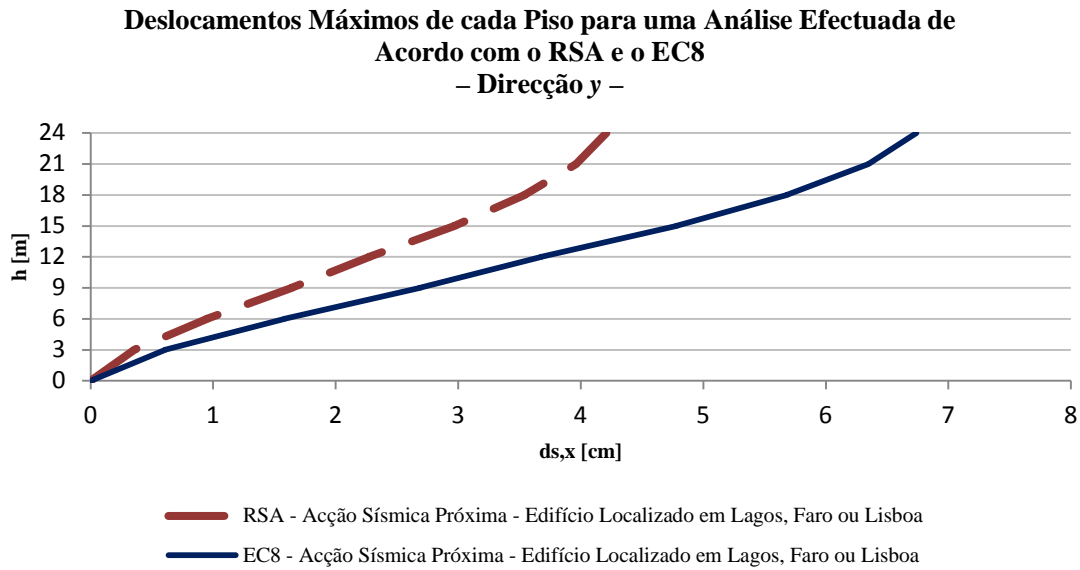


Figura 89 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção y

Pode afirmar-se que desta forma o EC8 pretende um modelo de cálculo mais realista. Assim, pode ser assegurado, que perante a ocorrência de evento sísmico com um período de retorno de referência para o requisito de limitação de danos, determinados limites no que respeita aos “drifts” máximos admissíveis são cumpridos, que variam consoante o cenário considerado, de acordo com o Anexo Nacional.

Pelos factos já referidos, optou-se por apresentar, igualmente uma comparação ao nível dos “drifts” obtidos, referindo-se que estes resultados vêm ao encontro dos resultados relativos aos deslocamentos máximos. No que respeita à acção sísmica afastada, para a direcção x , obteve-se o seguinte.

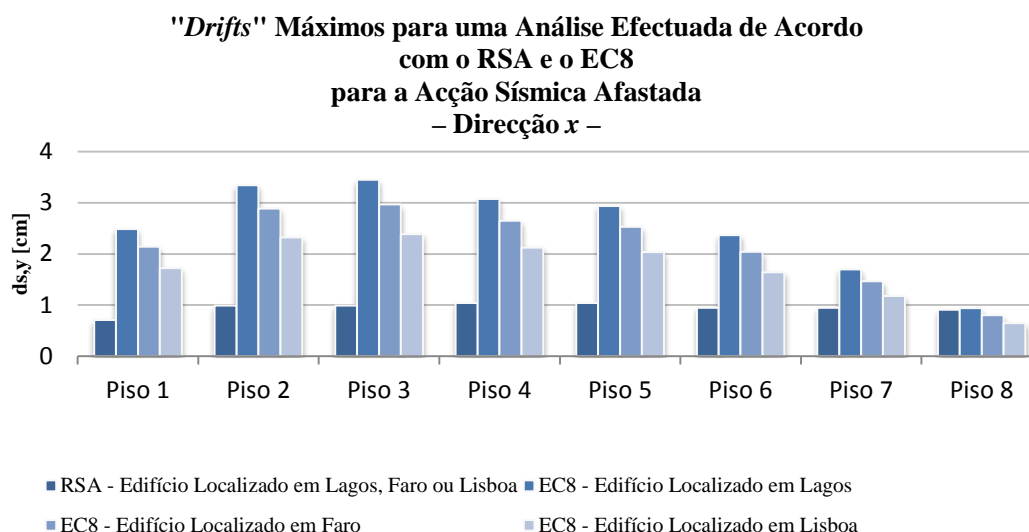


Figura 90 – Comparação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção x

E para a direcção y ,

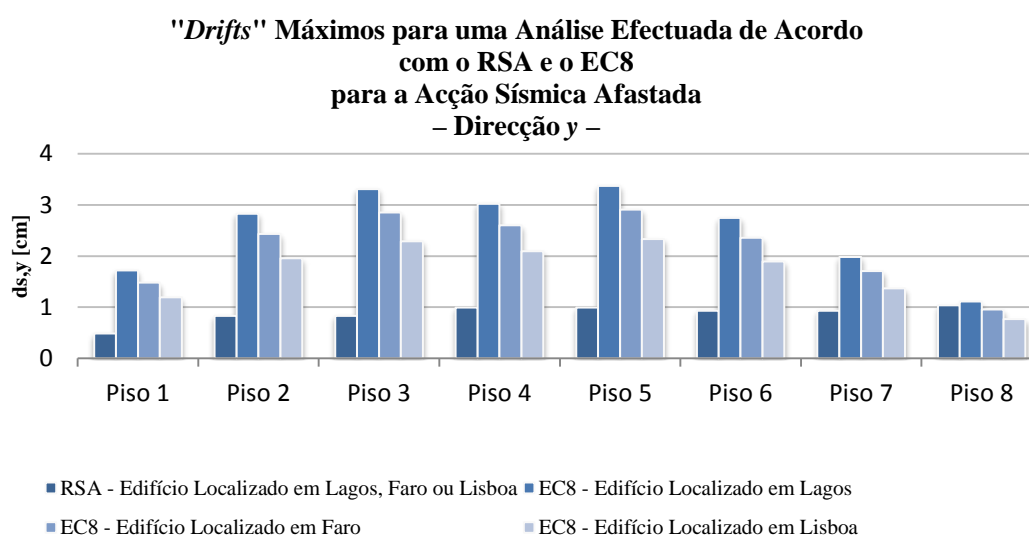


Figura 91 – Comparação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção y

Quanto a acção sísmica próxima, actuante segundo a direcção x ,

**"Drifts" Máximos para uma Análise Efectuada de Acordo
com o RSA e o EC8
para a Acção Sísmica Próxima
– Direcção x –**

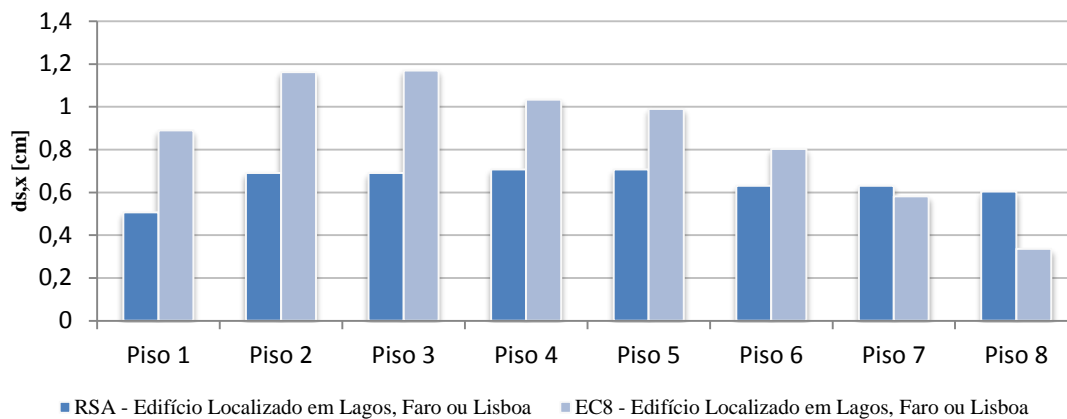


Figura 92 – Comparação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção x

Para a direcção y ,

**"Drifts" Máximos para uma Análise Efectuada de Acordo
com o RSA e o EC8
para a Acção Sísmica Próxima
– Direcção y –**

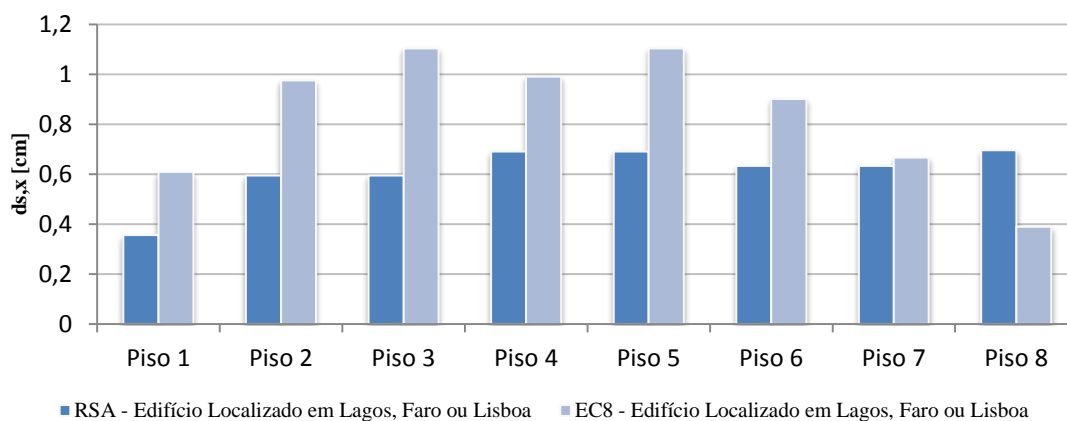


Figura 93 – Comparação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício PT8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção y

3. Edifício 2NL8

3.1. Acção Sísmica de Cálculo

No que respeita ao edifício 2NL8, para a acção sísmica afastada apresentam-se as configurações espectrais de projecto, segundo o EC8, e as respectivas configurações espectrais multiplicadas por 1,5 e divididas pelo correspondente coeficiente de comportamento, de acordo com o RSA, para que possa ser feita uma comparação nas mesmas condições. De seguida apresentam-se estes resultados para a acção sísmica afastada, num edifício situado em Lagos.

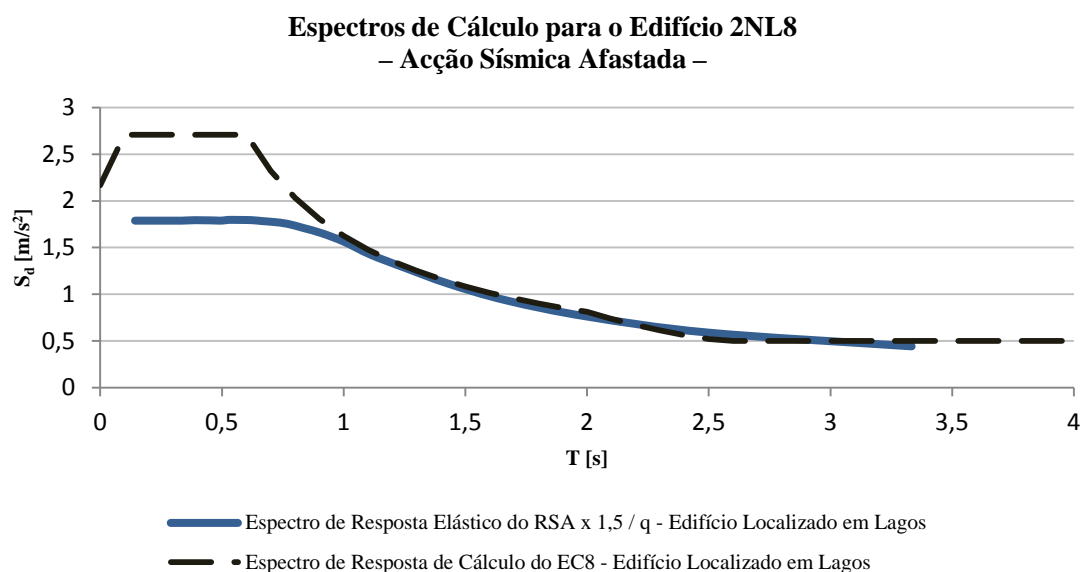


Figura 94 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício 2NL8 localizado em Lagos.

Quando o edifício se localize em Faro, temos os seguintes resultados.

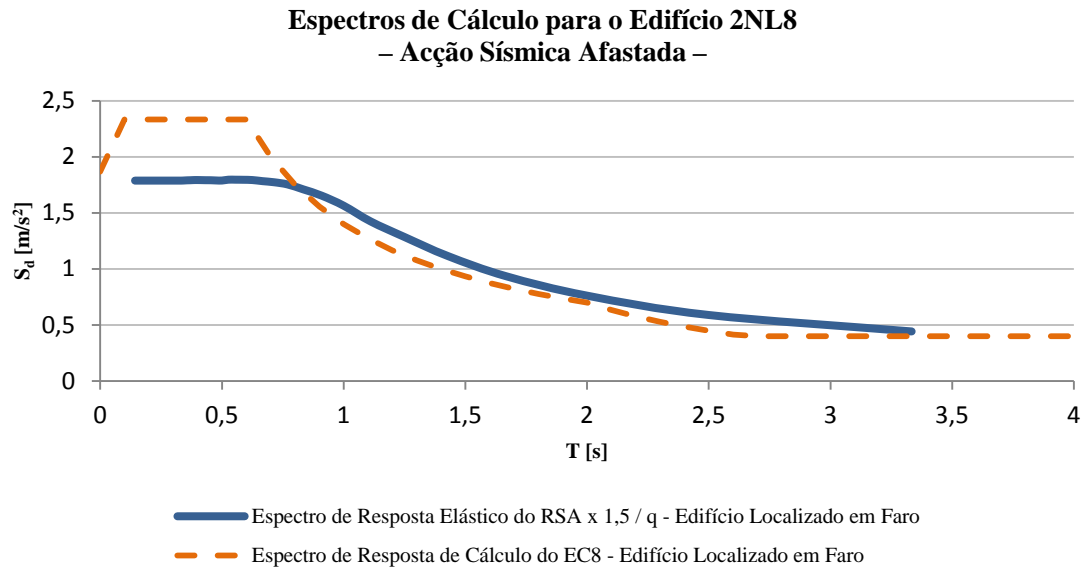


Figura 95 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício 2NL8 localizado em Faro.

E finalmente, em Lisboa:

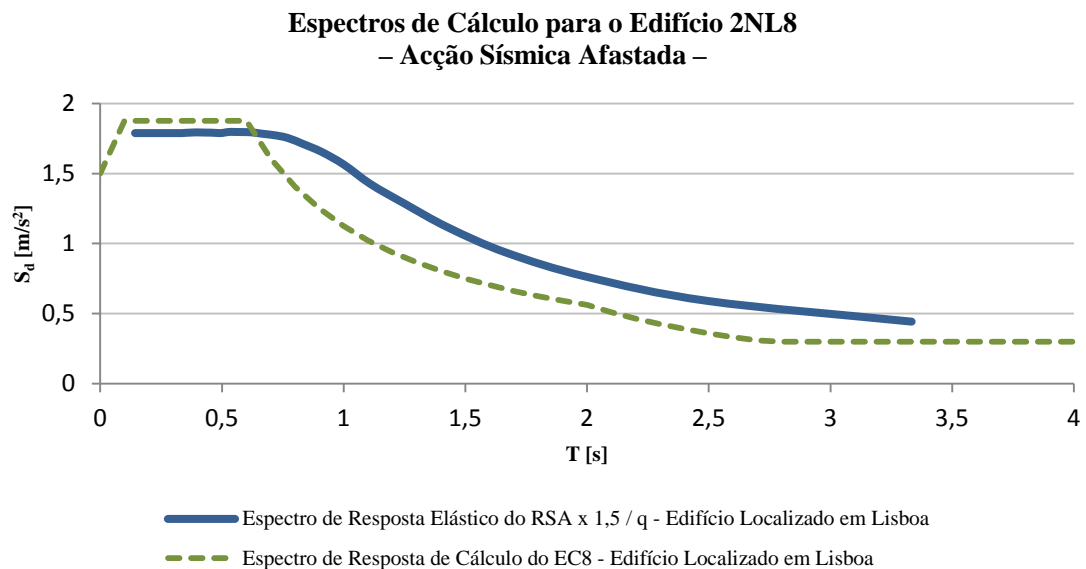


Figura 96 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5 e dividido pelo Coeficiente de Comportamento, para a Acção Sísmica Afastada, para o Edifício 2NL8 localizado em Lisboa.

Em qualquer uma das localizações, na ocorrência de um acontecimento sísmico cujo cenário sismo-génese associado é o próximo, os valores da aceleração de cálculo obtidos são os subsequentes.

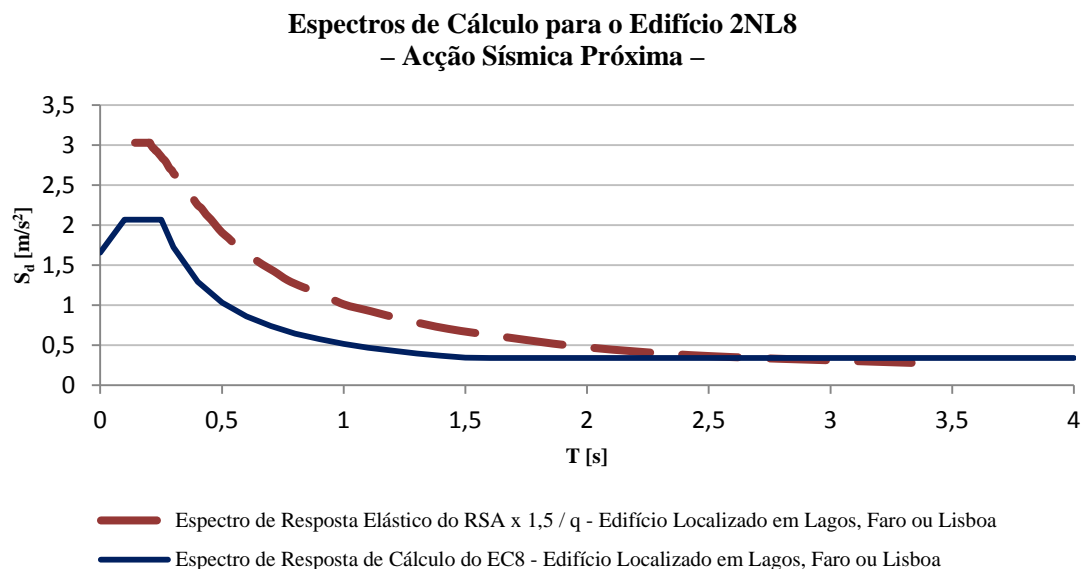


Figura 97 – Comparação do Espectro de Resposta de Cálculo do EC8 com o do RSA multiplicado por 1,5, para a Acção Sísmica Próxima segundo a Direcção x, para o Edifício 2NL8 situado em qualquer uma das Localizações.

De referir que todas as configurações espectrais se relacionam de forma semelhante ao descrito no edifício PT8, apesar dos coeficientes de comportamento serem distintos. Nesta estrutura o coeficiente de comportamento admitido na análise de acordo com o RSA foi 2,0, enquanto que pelo EC8 foi 3,0, uma diferença da ordem dos 33%. Contudo, se considerarmos que o RSA prevê um coeficiente de combinação de 1,5 para a acção sísmica, então, na prática surgem diferenças mais elevadas, a rondar os 56%. Estes valores estão, assim, de acordo com o verificado na análise edifício PT8, apesar de este último ser um pouco superior.

3.2. Análise Modal

Tal como para no edifício PT8, para este edifício também se verifica que as configurações modais são semelhantes quer se faça uma análise de acordo com o RSA ou com o EC8. De igual forma, também se verificam diferenças nos parâmetros dos modos de vibração e que apresentam a mesma relação, conforme se pode constatar no gráfico seguinte.

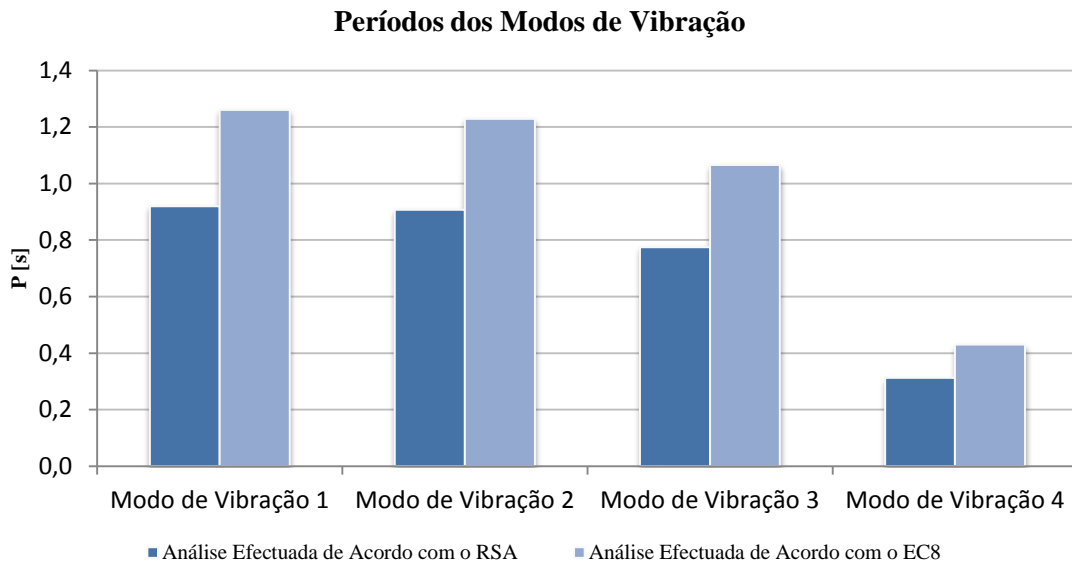


Figura 98 – Comparação entre os Períodos dos Modos de Vibração obtidos por Análise de acordo com o RSA e o EC8, no Edifício 2NL8

Os períodos correspondentes a cada modo de vibração, para as duas análises consideradas, relacionam-se da mesma forma que para o edifício PT8, tomando novamente valores na ordem dos 70%. Esta relação deve-se ao facto do EC8 indicar a consideração da rigidez de flexão e de esforço transversal fendilhadas, cujo valor pode ser admitido como 50% das não fendilhadas, facto que a regulamentação portuguesa não previa.

3.3. Análise de Esforços

A análise de esforços foi feita através da comparação da reacção na base dos pilares, tal como optou na discussão relativa aos resultados obtidos para o edifício PT8.

Para a Combinação Fundamental, com a sobrecarga como acção variável base, apresentam-se os seguintes resultados:

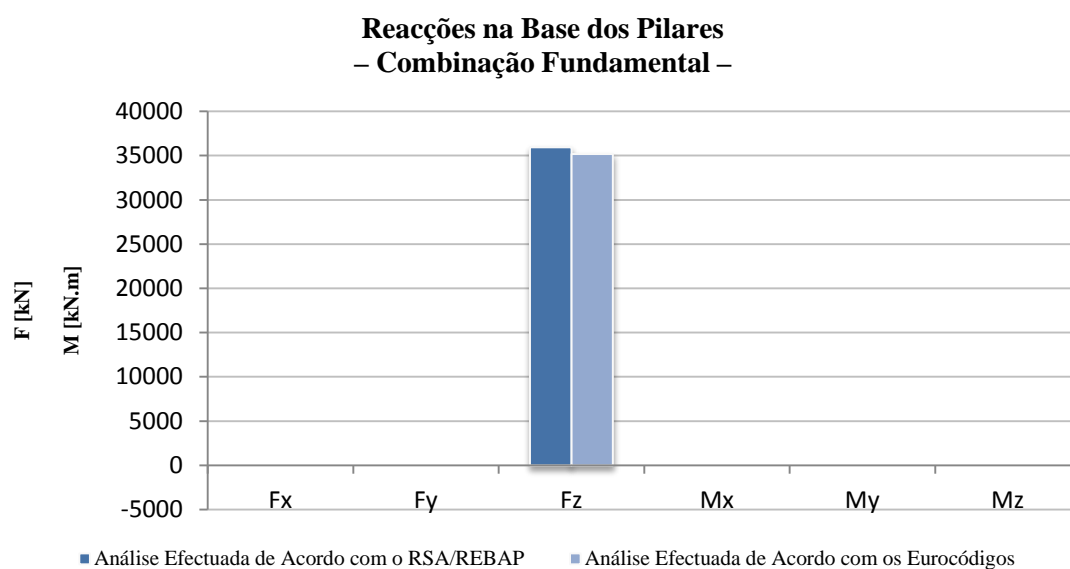


Figura 99 – Comparação entre os Esforços, no Edifício 2NL8, para a Combinação Fundamental

Para a acção sísmica afastada, obtiveram-se os seguintes resultados:

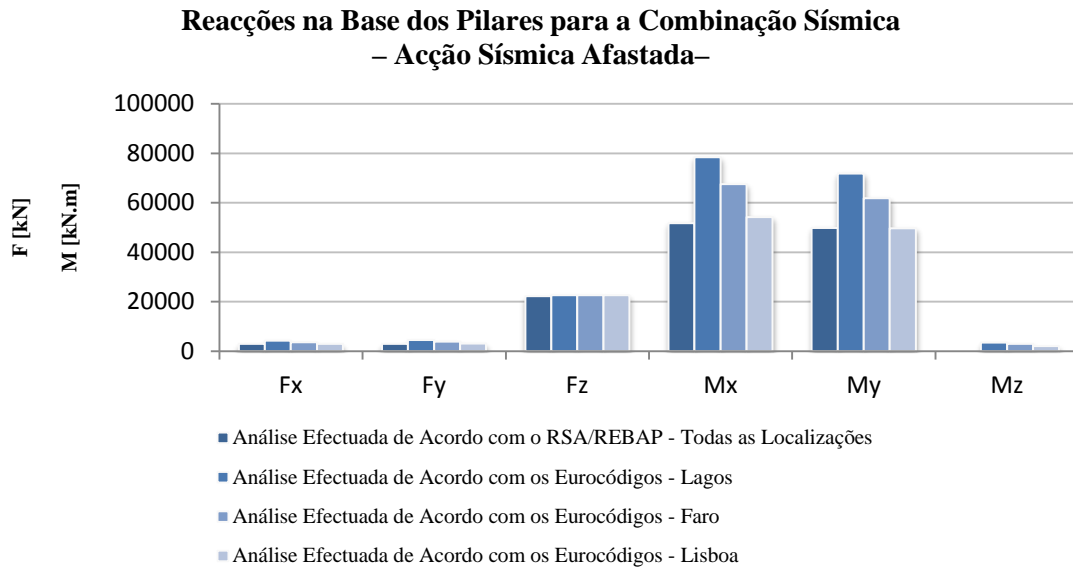


Figura 100 – Comparação entre os Esforços, no Edifício 2NL8, para a Combinação Sísmica, considerando o Cenário associado à Acção Sísmica Afastada

E finalmente, para a próxima,

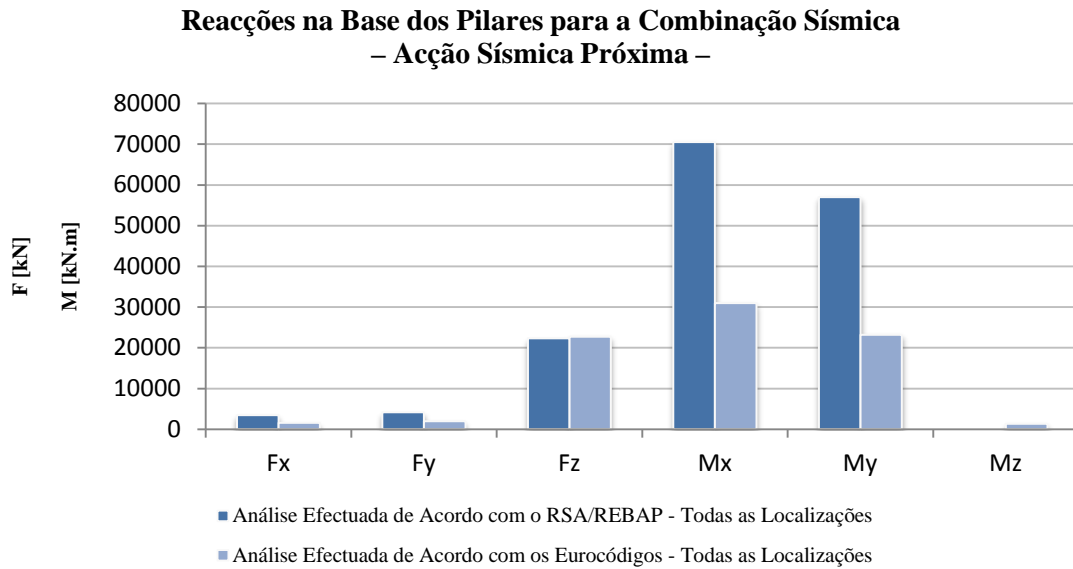


Figura 101 – Comparação entre os Esforços, no Edifício 2NL8, para a Combinação Sísmica, considerando o Cenário associado à Acção Sísmica Próxima

Os resultados obtidos vieram ao encontro do que se sucedeu no edifício PT8, à excepção da combinação sísmica, considerando o cenário associado à acção sísmica afastada, uma vez que os períodos dos modos de vibração que mais contribuem para a resposta da estrutura conduzem a acelerações espectrais bastante superiores, no que se refere à análise de acordo com o EC8, referindo-se que em Lisboa esta diferença é muito ténue.

3.4. Quantidade de Aço

A quantidade de aço também será comparada, para todas as situações estudadas. A comparação da quantidade total de armaduras, para cada pórtico, tanto longitudinais como transversais, foi igualmente efectuada, tal como para o edifício PT8. Esta comparação pode ser consultada nos anexos A3. Para melhor compreensão das diferenças encontradas é importante referir que as acelerações espectrais foram bastante distintas no projecto de acordo com a regulamentação europeia e portuguesa.

A quantidade de aço nos pilares, no que se refere às armaduras longitudinais, vem abaixo apresentada.

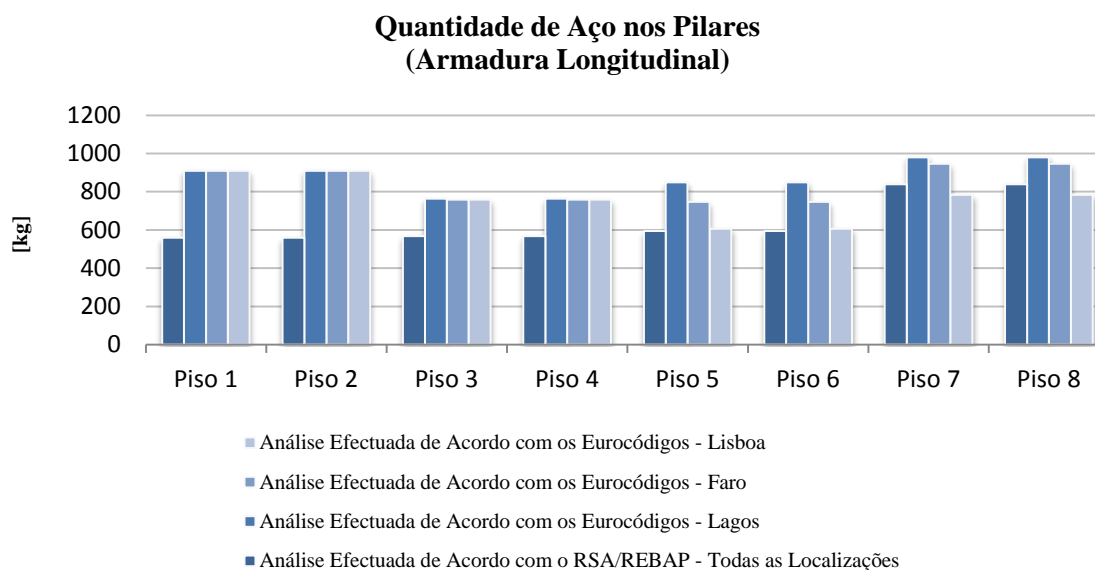


Figura 102 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Pilares, por realização das Armaduras Longitudinais, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas

Salvo raras excepções, apenas nos pórticos interiores, verifica-se que a análise de acordo com o RSA/REBAP conduz quase sempre a valores inferiores do que à análise de acordo com os Eurocódigos Estruturais, qualquer que seja a localização considerada. É importante referir que se verificam muitas vezes igualdades de quantidades de armaduras nas várias localizações consideradas na análise em estudo, quando esta é efectuada de acordo com os Eurocódigos, uma vez que estas correspondem às áreas mínimas estabelecidas.

No total, verifica-se que o projecto de acordo a regulamentação portuguesa se reflecte, em todos os pisos, em menores quantidades de armaduras, em comparação com a regulamentação europeia.

Quanto à quantidade de armaduras transversais também pode ser comparada, através da análise da figura seguinte.

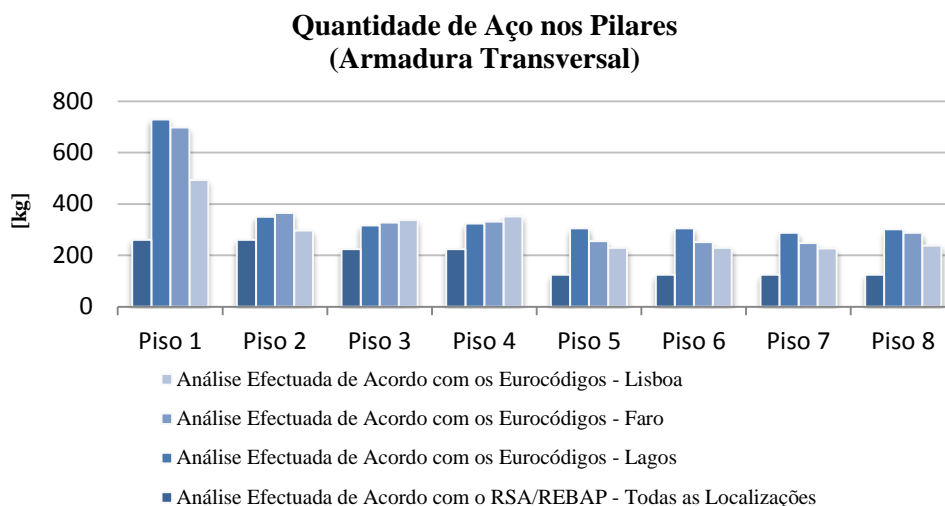


Figura 103 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Pilares, por realização das Armaduras Transversais, do Edifício 2NL8, para todas as situações analisadas

Nas armaduras transversais dos pilares, verifica-se o mesmo, isto é, a análise de acordo com o RSA/REBAP acarreta menores quantidades de aço, sendo de referir que, neste caso, não há um único piso de um pórtico em que isto não aconteça, facto para que contribui a consideração do princípio da capacidade real, bem como das restrições de espaçamento mais apertadas, na análise de acordo com os Eurocódigos. Surge a necessidade de referir, mais uma vez, de que o facto de em Lisboa se obterem maiores quantidades do que em Lagos, para a análise de acordo com os Eurocódigos, se deve à consideração das restrições do espaçamento, função da armadura longitudinal adoptada.

Considerando os resultados acima mencionados, verifica-se, naturalmente, que no total, o projecto de acordo com o EC8 se traduz em maiores quantidades de aço nos pilares do que a de acordo com o RSA/REBAP.

Quantidade de Aço Total nos Pilares

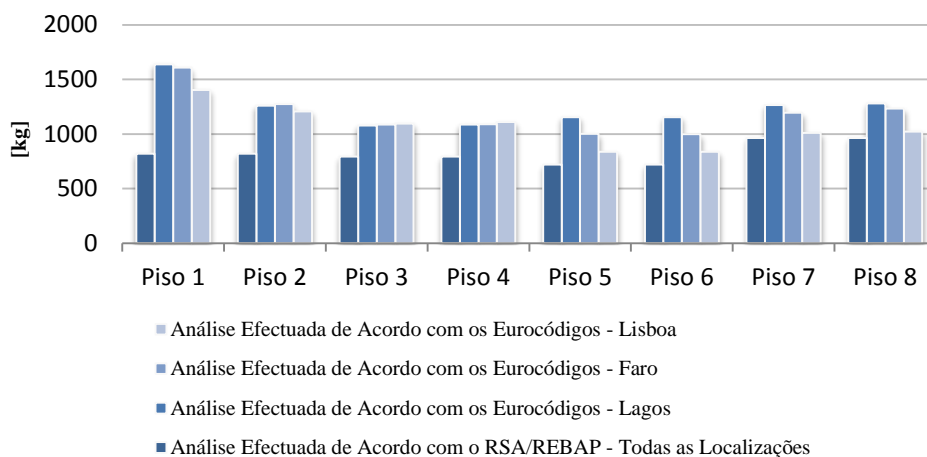


Figura 104 – Comparação entre a Quantidade Total de Aço nos Pilares, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas

No que se refere aos resultados obtidos para as armaduras longitudinais das vigas constata-se o mesmo que para os pilares.

Quantidade de Aço nas Vigas (Armadura Longitudinal)

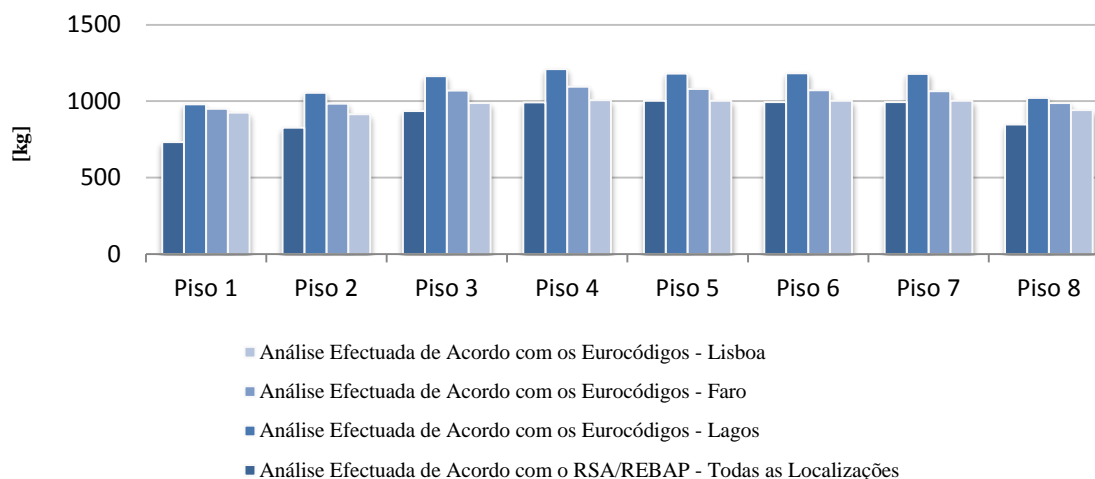


Figura 105 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, por realização das Armaduras Longitudinais, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas

Na quantidade de aço, decorrente da realização das armaduras de esforço transverso, também se verifica o mesmo que para os pilares.

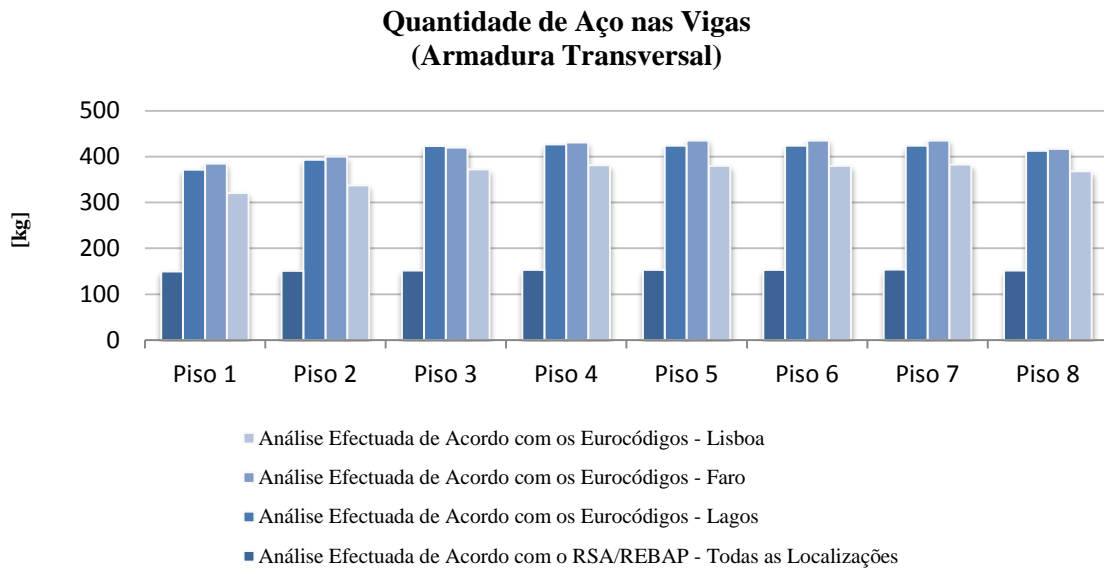


Figura 106 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, por realização das Armaduras Transversais, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas

Assim, verifica-se que o projecto de acordo com regulamentação portuguesa se traduz em menores quantidades de aço também para as vigas, do que pela regulamentação europeia, qualquer que seja a localização considerada.

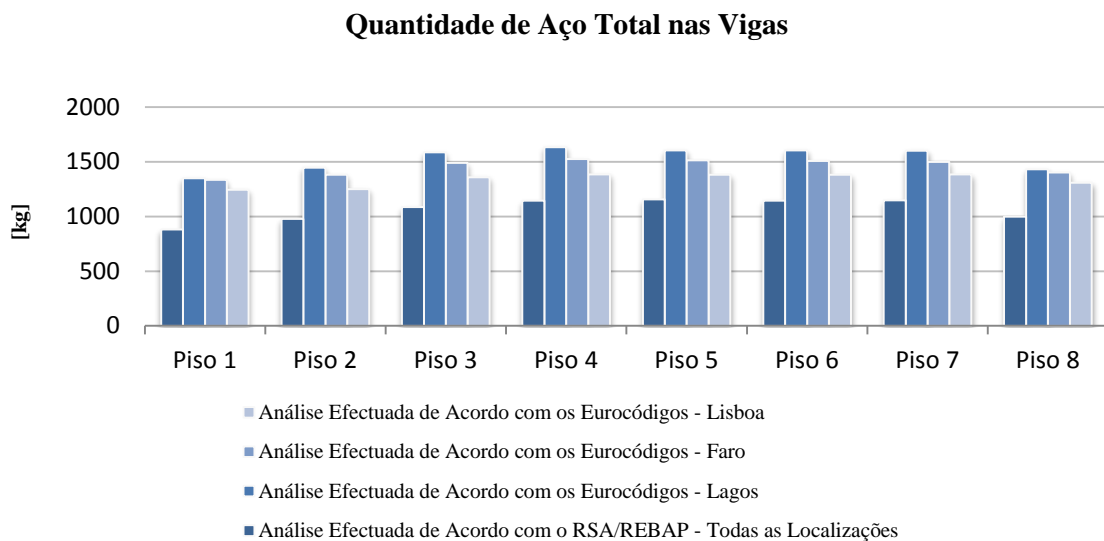


Figura 107 – Comparação entre a Quantidade de Aço nas Vigas, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas

Quanto à armadura longitudinal dos núcleos também se verifica superioridade para o projecto de acordo com o EC8, ainda mais acentuada do que nos pilares e vigas, pelo facto de o EC8 estabelecer determinadas disposições adicionais, referidas no capítulo da revisão da literatura, na parte relativa às paredes dúcteis.

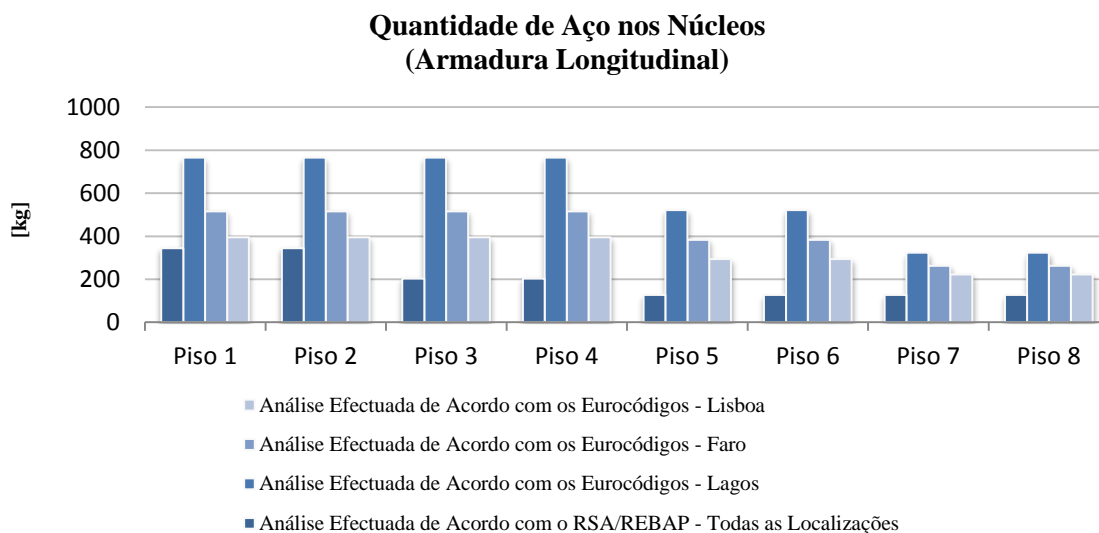


Figura 108 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Núcleos, por realização das Armaduras Longitudinais, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas

Relativamente às armaduras transversais dos núcleos, pelos mesmos motivos que para as longitudinais, conclui-se o mesmo.

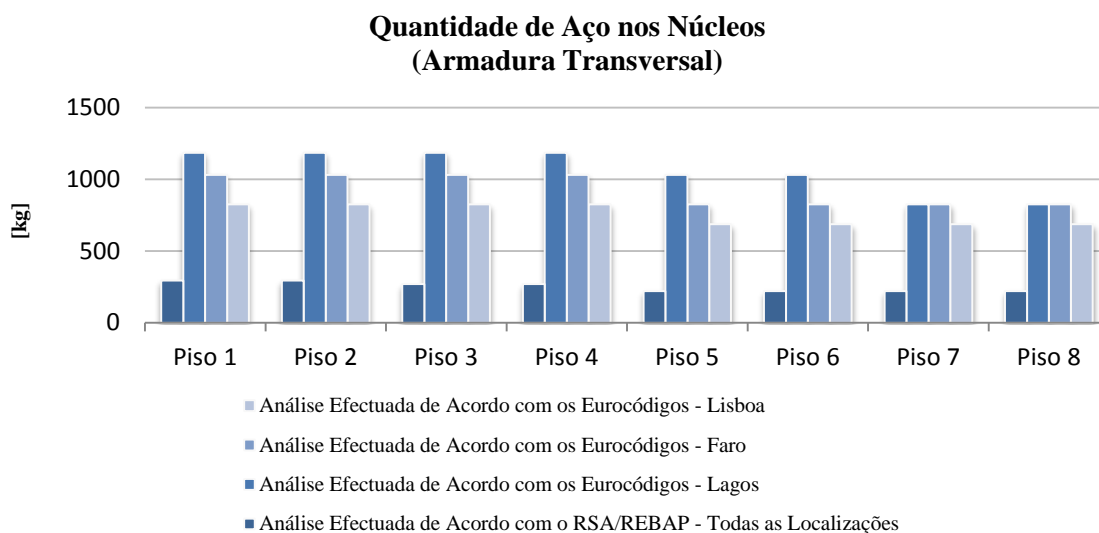


Figura 109 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Núcleos, por realização das Armaduras Transversais, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas

Obviamente, que de acordo com o explicado, se obtiveram quantidades de aço bastante inferiores nos núcleos projectados de acordo com o RSA/REBAP, em comparação com as restantes situações analisadas.

Quantidade de Aço Total nos Núcleos

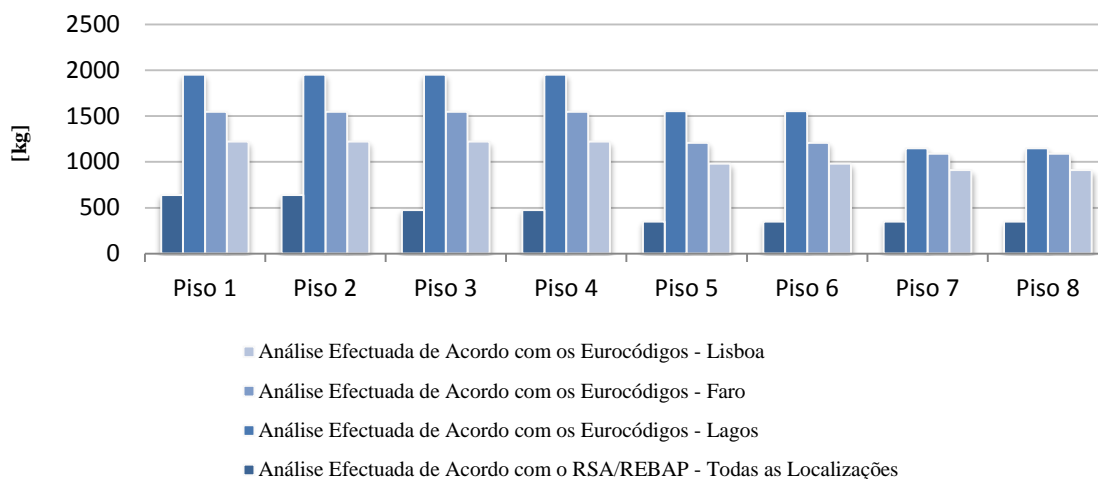


Figura 110 – Comparação entre a Quantidade de Aço nos Núcleos, do Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas

Assim, no total, obtiveram-se quantidades superiores de aço para um edifício projectado de acordo com a nova regulamentação, apesar da consideração da rigidez de flexão e esforço transversal fendilhada.

Quantidade de Aço Total nos Elementos Estruturais

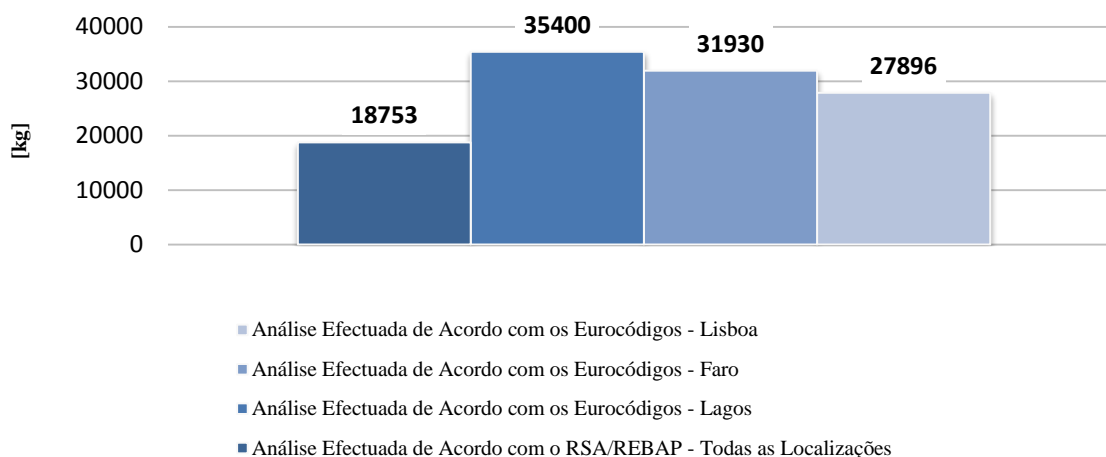


Figura 111 – Comparação entre a Quantidade de Aço no Edifício 2NL8, para todas as Situações Analisadas

3.5. Deslocamentos e “Drifts” Máximos

Da comparação dos resultados relativos aos deslocamentos máximos constata-se que tal como no edifício PT8, pelos mesmos motivos mencionados anteriormente, a análise de acordo com o RSA/REBAP conduz a deslocamentos inferiores aos verificados no EC8, esta última apresentando também deslocamentos inferiores para as localizações com menores acelerações espectrais.

Assim, para a acção sísmica afastada actuante segundo a direcção x , tem-se,

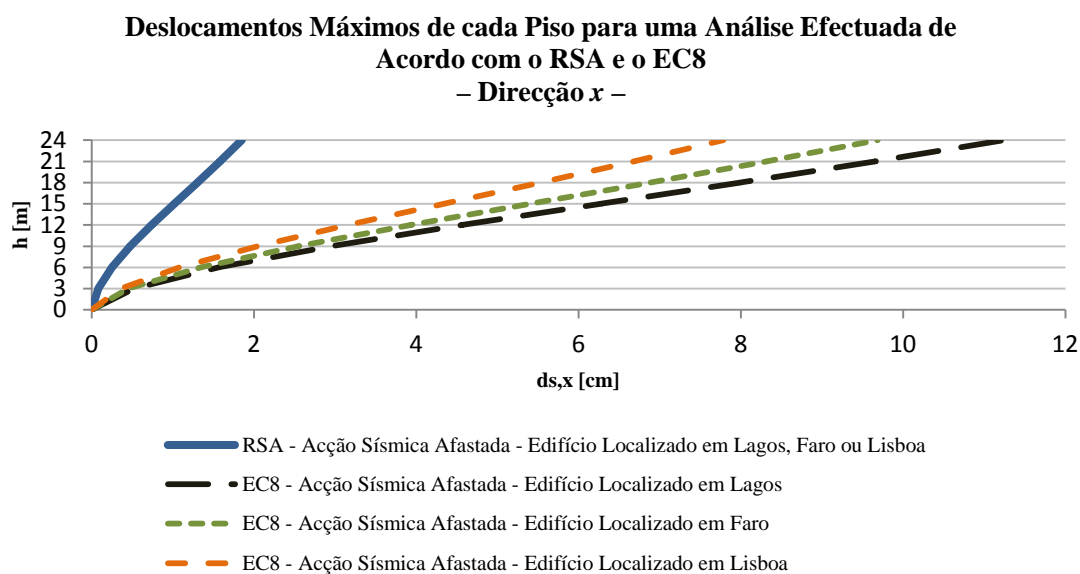


Figura 112 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção x

Para a direcção y ,

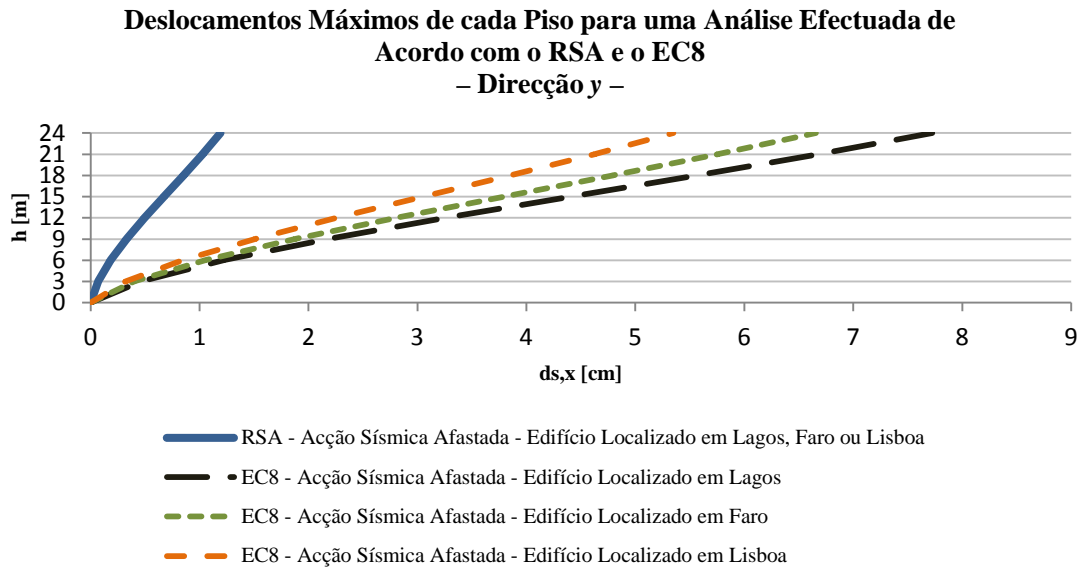


Figura 113 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção y

Quanto à acção sísmica próxima, para a direcção x , obtiveram-se os seguintes deslocamentos:

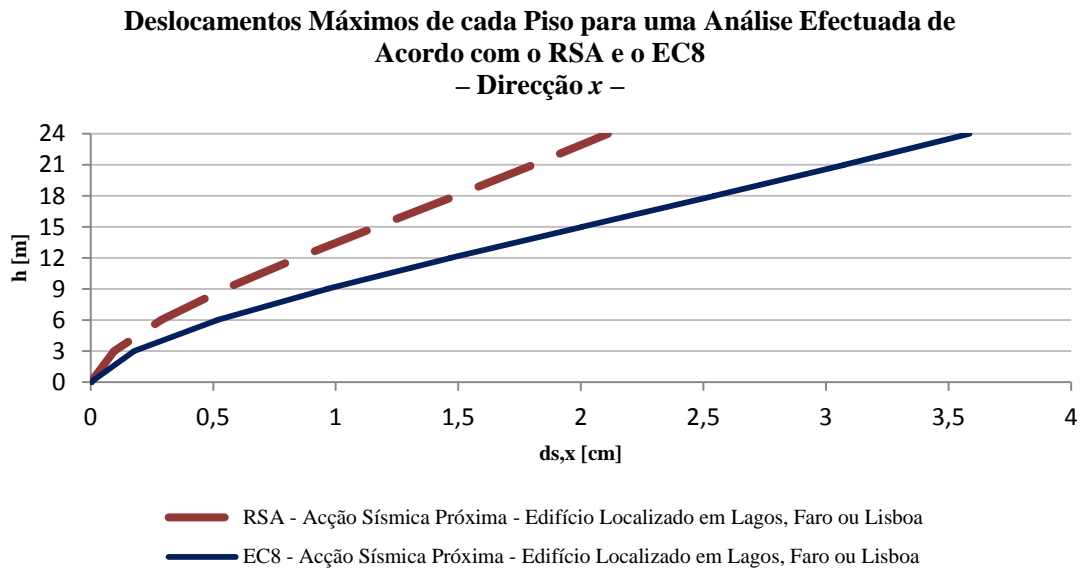


Figura 114 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção x

Para a direcção y,

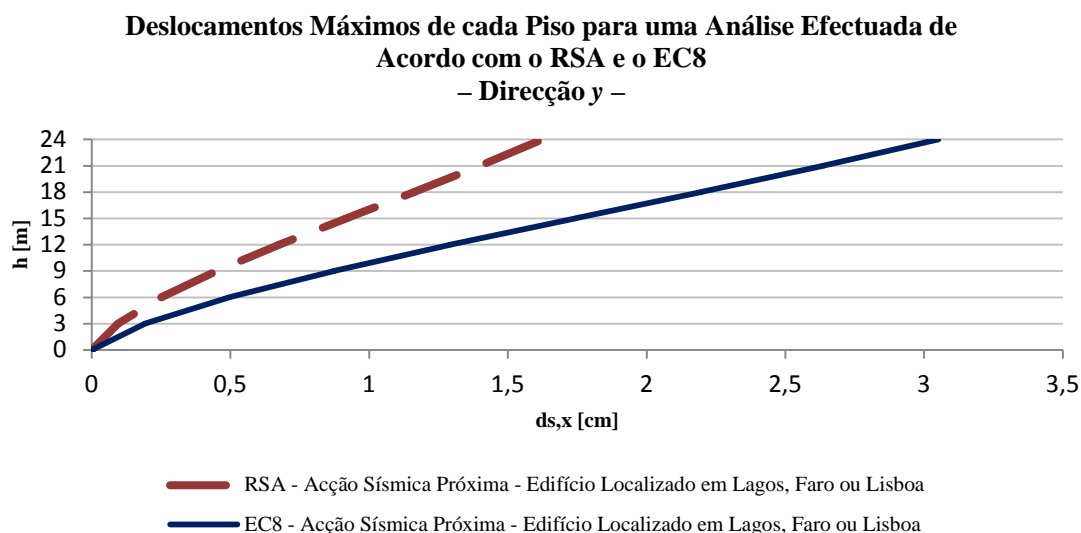


Figura 115 – Comparação dos Deslocamentos Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção y

Tal como se verificou para os deslocamentos máximos, os “drifts” máximos também se relacionam de igual forma.

Para o cenário associado à acção sísmica afastada, direcção x, os resultados foram os seguintes.

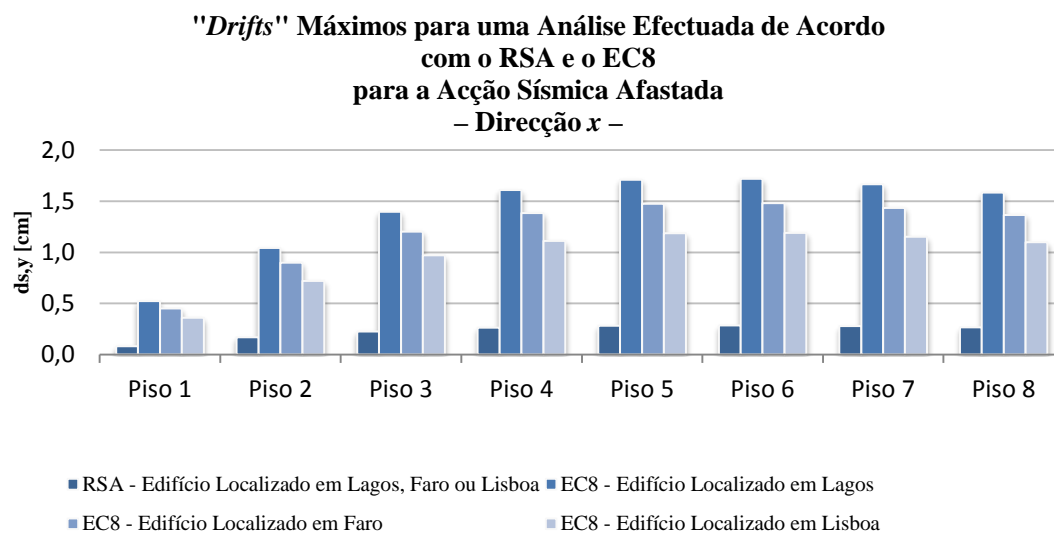


Figura 116 – Comparação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção x

E para a direcção y,

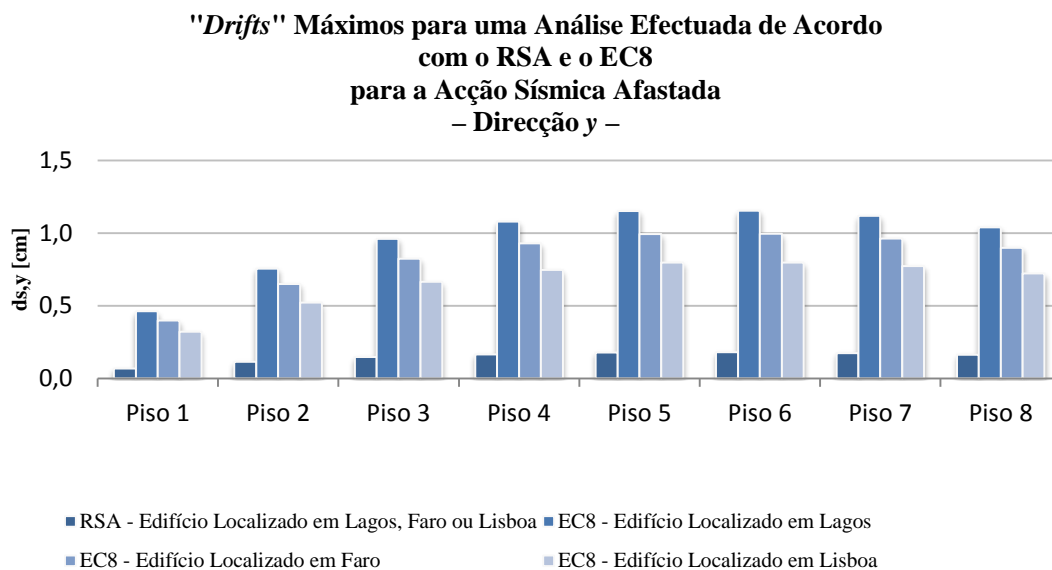


Figura 117 – Comparação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Afastada, segundo a Direcção y

Por outro lado, para o cenário associado à acção sísmica próxima, a direcção x, a relação entre estes resultados foi abaixo apresentada.

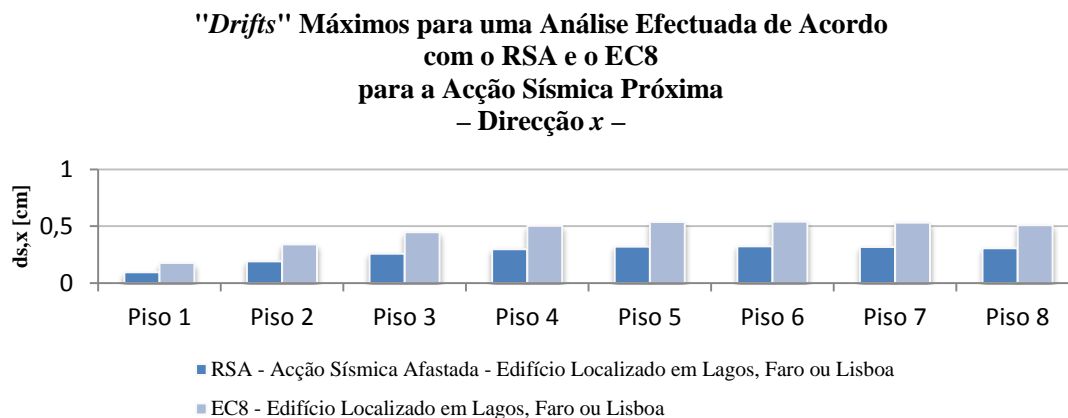


Figura 118 – Comparação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção x

E, finalmente, para a direcção y,

**Comparação dos "Drifts" Máximos para uma Análise Efectuada de
Acordo com o RSA e o EC8
para a Acção Sísmica Próxima
– Direcção y –**

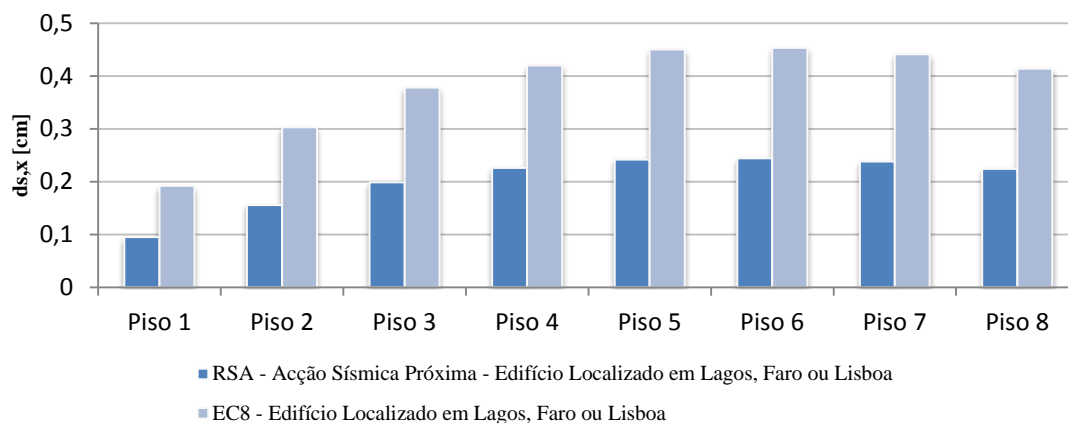


Figura 119 – Comparação dos “Drifts” Máximos de Cada Piso, do Edifício 2NL8, para uma Análise Efectuada de Acordo com o RSA e o EC8, para a Acção Sísmica Próxima, segundo a Direcção y

4. Considerações Finais

Após análise dos diferentes regulamentos, nos variados aspectos já referidos verifica-se uma considerável diferença entre regulamentos, sobretudo na maior especificidade do EC8, em comparação com o RSA e o REBAP.

Apresenta diferenças conceptuais ao nível dos requisitos de desempenho, requisito de não ocorrência de colapso e de limitação de danos, o REBAP não contempla especificamente requisitos deste tipo, referidos no EC8, apesar de fazer referência aos conceitos que os mesmos abordam, de forma superficial, e aos respectivos critérios de conformidade, estados limites a satisfazer para cumprir os requisitos acima descritos, nomeadamente, Estado Limite Último e Estado de Limitação de Danos. Todavia, o REBAP não prevê nenhuma verificação sísmica para o Estado Limite de Utilização, explicitando apenas para o Estado Limite Último.

Os zonamentos considerados em ambos os regulamentos em análise são muito distintos, onde o EC8 é muito mais detalhado do que o RSA, apesar das zonas C e D do RSA corresponderem à zona 1.6 do EC8. Mas a maior diferença é o facto de o RSA considerar unicamente uma zona sísmica, qualquer que seja o cenário sismo-génese considerado, ao contrário do EC8, que estabelece dois zonamentos distintos. Isto está incorrecto dado que estes cenários afectam de forma distinta o território.

O único zonamento referido no RSA foi efectuado com base na ocorrência de uma acção sísmica afastada e está de acordo com o do EC8, para esta situação, uma vez que as zonas mais a norte são as que têm associada uma aceleração menos gravosa. É igualmente de referir que as acelerações espectrais são diferentes.

Outra diferença é a acção sísmica no RSA ser considerada como variável, pelo que as acelerações são multiplicadas pelo factor 1,5, o que não se verifica no EC8. Assim, considerando que o espectro de resposta elástico do RSA vem multiplicado por este factor, verifica-se que há zonas que apresentam um maior agravamento das acelerações no EC8, principalmente nas zonas situadas a sul, e outras em que se regista uma diminuição das mesmas, o que se verifica mais a norte. Este agravamento faz-se sentir principalmente para solos mais brandos, dado que o EC8 prevê que aqui ocorram maiores acelerações, como já mencionado.

No caso de estudo em concreto, terreno do tipo II de acordo com o RSA e que se admite corresponder a um terreno do tipo C no EC8, verifica-se que considerando o cenário associado à acção sísmica afastada, em Lagos e Faro e Lisboa, geralmente, o EC8 apresentar maiores

acelerações associadas. Contudo, a partir de determinados valores de períodos, entre os 2 e os 3 segundos, o RSA apresenta maiores acelerações. No que se refere ao cenário associado à acção sísmica próxima, sabendo que todos os concelhos se inserem na mesma zona sísmica em ambos os regulamentos, estes valores surgem mais próximos, com ligeira superioridade no RSA, com excepção de períodos baixos, até cerca de 0,3 segundos.

Outra das grandes diferenças é o facto da regulamentação europeia prever um modelo de cálculo mais realista, considerando a rigidez de flexão e esforço transversal fendilhadas, cujo valor pode ser admitido como 50% das não fendilhadas, o que a regulamentação portuguesa não previa. Nos casos de estudo esta consideração origina aumentos dos períodos de vibração a rondar os 70%.

Relativamente aos coeficientes de importância, o RSA não refere este conceito, no entanto, indica que para edifícios que podem ser comparados, a nível de importância, à classe IV do EC8, o coeficiente de comportamento deve ser reduzido em 30%, o que seria equivalente a multiplicar as acelerações à superfície pelo coeficiente de importância desta classe (1,4, como indica o EC8) uma vez que $1-1/1,4=0,3$. Porém, o Anexo Nacional indica outros valores, dependendo do tipo de acção sísmica em análise e com valores distintos para os Açores e o resto do território nacional, que variam entre 1,95 e 1,35. Para além desta classe, não são contempladas no RSA mais nenhuma das referidas no EC8.

Quanto aos coeficientes de comportamento, verifica-se que no REBAP, para classe de ductilidade normal, vão de 1,5 a 2,5, consoante o tipo de estrutura considerado, enquanto que no EC8, para a classe DCL, podem ir até 1,5. Na classe de ductilidade melhorada do REBAP, vão de 2,0 a 3,5, e para a classe DCM do EC8, de 3 a 4, para estruturas que não sejam torsionalmente flexíveis ou do tipo pêndulo invertido.

Para estas classes, que podem ser comparáveis nos conceitos em que se baseiam, a diferença entre os coeficientes de comportamento, nas primeiras, pode não ser nenhuma ou ir até 40%, com superioridade para o REBAP. Para as segundas classes de ductilidade esta diferença situa-se entre os -33% e os 13%, tomando como base os coeficientes previstos no REBAP. O EC8 introduz ainda uma nova classe, que se considera não ter equivalente no REBAP, cujos coeficientes de comportamento aumentam, com valores entre os 4 e os 4,5.

É previsto no EC8 a classificação de mais duas estruturas distintas, estruturas torsionalmente flexíveis e estruturas de pêndulo invertido, cujos coeficientes são bastante inferiores devido ao seu pior comportamento face à ocorrência de eventos sísmicos. Para além disto, é importante

referir que os sistemas de um e outro, mesmo os comparáveis, não são classificados de igual forma.

Para que se possa admitir um coeficiente de comportamento é necessário classificar a regularidade da estrutura, em planta e altura, e este é um facto que vem bastante pormenorizado no EC8, o que não acontecia no RSA, que apenas previa um conjunto de características de regularidade pouco específicas para que pudesse considerar um edifício como corrente. Para além disto, o EC8 estipula determinadas reduções do coeficiente de comportamento, caso sejam classificados como irregulares, o que não acontece no REBAP, ficando um pouco ao critério do projectista, o que depende muito da sua sensibilidade. No EC8, na classificação da regularidade em altura, considerou-se que havia pouca especificidade no que diz respeito à redução que se pode admitir da rigidez lateral e massas dos pisos.

O caso de estudo desta dissertação focou-se na comparação das disposições e análise dos resultados das mesmas para a classe de ductilidade normal do REBAP com a DCM do EC8, uma vez que se consideram ser as classes mais correntemente aplicáveis, não se considerando a DCL uma vez que a maioria do território apresenta considerável sismicidade. Assim, nos coeficientes de comportamento admitidos verificam-se diferenças a rondar os 36 e os 33%, com superioridade para o EC8. No entanto, caso se considere a sua afectação pelo coeficiente de combinação 1,5, estes valores surgem aumentados entre 56 a 57%, para o edifício com estrutura porticada e para o edifício de paredes, respectivamente.

Apesar disto, verifica-se que a regulamentação nacional ainda em vigor era bastante avançada para a época e já tinha introduzido grande parte dos conceitos explorados nesta dissertação, nomeadamente no que respeita à filosofia do “*capacity design*” e aos mecanismos de ductilidade global e local, apenas contemplados nas estruturas de ductilidade melhorada, mas com regras pouco pormenorizadas (à excepção dos mecanismos de ductilidade local, também referidos para as estruturas de ductilidade normal, mas, para ambas as classes de ductilidade com referências apenas ao nível de espaçamentos e diâmetros adoptados, não apresentando regras pormenorizadas de confinamento na base das zonas críticas dos pilares e paredes, não garantindo assim uma correcta exploração de ductilidade). Assim sendo, para a classe de ductilidade normal não são definidas condições para que as localizações das rótulas plásticas se situem em locais definidos à *priori*, nem evitados mecanismos de piso flexíveis, essenciais para que a estrutura apresente boa capacidade de dissipação de energia e um bom comportamento sísmico, o que se considera menos correcto, pela elevada sismicidade que Portugal apresenta.

Não obstante o já referido, as condições inerentes à filosofia da capacidade real na ductilidade melhorada do REBAP, não eram claras e podiam induzir em erro, para além de que eram um pouco superficiais, não garantindo assim uma adequada capacidade de dissipação de energia e para além disto o conceito pilar forte – viga fraca não era suficientemente garantido, uma vez que o somatório dos momentos confluentes no pilar apenas tinha de ser superior ao das vigas, não entrando com nenhum factor na parcela das vigas.

Verifica-se, de forma geral que os critérios de espaçamento das armaduras transversais são igualmente mais apertados no EC8 e é estipulado um menor espaçamento entre varões longitudinais, o que por si só implica um acréscimo de armaduras.

Como já foi amplamente referido, a comparação dos regulamentos foi efectuada com base num caso de estudo, em que foram projectados dois edifícios, um com sistema porticado e outro com sistema de paredes, no que se refere ao EC8, e no RSA o segundo corresponde a um sistema misto, para classe de ductilidade DCM (EC8) e ductilidade normal (REBAP). No primeiro edifício, PT8, verificou-se que a análise de acordo com o RSA/REBAP conduz a maiores quantidades de armaduras longitudinais, do que a do EC8, e a menores quantidades de armaduras transversais, para todas as localizações, tanto para os pilares, como para as vigas, devido à consideração do princípio do “*capacity design*”.

O facto das quantidades de armaduras longitudinais ser superior na análise de acordo com o RSA e o REBAP é explicado devido a na análise de acordo com a regulamentação europeia ter sido considerada a rigidez fendilhada, o que não sucedeu na análise de acordo com a regulamentação portuguesa, como já referido. Quanto ao segundo edifício, 2NL8, verifica-se que o projecto de acordo com o EC8, mesmo com a consideração da rigidez fendilhada, qualquer que seja a localização estudada, origina sempre maiores quantidades de aço, tanto de flexão como esforço transversal, para pilares, núcleos e vigas. Esta diferença faz-se sentir ainda mais nas armaduras transversais pelos motivos já explicados. Nos núcleos, devido à aplicação das disposições especiais para paredes que o EC8 indica, esta discrepância também é elevada, com maior relevância nas armaduras transversais.

Quando se comparam as quantidades de aço nos dois edifícios, constata-se que o PT8 apresenta sempre maiores quantidades de aço do que o 2NL8, mas na análise de acordo com o EC8 esta diferença é bastante ténue, para todas as localizações consideradas, enquanto que com o RSA e o REBAP esta diferença é bastante superior, à volta dos 44%.

Na maioria das vezes a consideração da rigidez fendilhada origina maiores acelerações, com excepção de estruturas com períodos próprios muito pequenos, inferiores ao limite inferior do patamar de aceleração constante. Contudo, o EC8 privilegia uma modelação mais realista, principalmente porque são definidos determinados limites a cumprir, no que respeita aos “drifts” máximos, verificando-se assim o requisito de limitação de danos, considerando o respectivo período de retorno associado, o que não era verificado na análise segundo o RSA e o REBAP.

Assim, nos edifícios em estudo, para qualquer localização, tanto os deslocamentos máximos, como os “drifts” máximos são superiores na análise de acordo com o EC8, qualquer que seja o cenário sismo-génese considerado, e para ambas as direcções, com menor diferença no cenário associado à acção sísmica próxima. No cenário associado à acção sísmica afastada, os deslocamentos e os “drifts” máximos são superiores conforme se considerem maiores acelerações espectrais, o que origina maiores valores para um edifício localizado em Lagos, Faro e Lisboa, por esta ordem.

Para finalizar, realça-se o facto deste trabalho ter sido bastante moroso, uma vez que as condições a garantir, principalmente no que se refere ao princípio da capacidade real, serem bastante complexas, ajudando na superação desta dificuldade a opção pela “construção” de ficheiros de cálculo automáticos com recurso ao *Microsoft Excel*[®], automatizados para que fosse apenas necessário alterar os ficheiros base, “ficheiros de lixo”, consoante a localização considerada.

Capítulo 5.

CONCLUSÃO

É importante referir, que para que se tenha a garantia de que as estruturas dos edifícios foram projectadas seguindo normas já amplamente estudadas e sustentadas cientificamente, é fundamental que haja regulamentação nesse sentido, por meio de normas transcritas em decreto-lei para que esta metodologia seja de carácter obrigatório aquando da realização de um projecto. Assim sendo, é fundamental que se proceda à transcrição dos Eurocódigos Estruturais para decreto-lei de forma a impor-lhes um carácter obrigatório, visto que o RSA e REBAP, apesar de terem introduzido conceitos importantes, e que ainda são seguidos nas novas normas, não contemplam outros, que se consideram de extrema importância, ou fazem-no de uma forma pouco pormenorizada através de regras pouco específicas e muito superficiais. Entre estes aspectos, menciona-se o da filosofia da capacidade real, ou em inglês “*capacity design*”, apenas contemplado nas estruturas de ductilidade melhorada, se bem que com regras distintas, considerando-se primordial que seja considerado em condições normais de ductilidade, já que, como o EC8 refere, apenas se deve dispensar esta verificação nas zonas de muito baixa sismicidade, situação que pouco se verifica em Portugal.

Capítulo 6.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] EC8 (2010) – “Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios”. EN 1998-1 de Março de 2010.
- [2] **VAZ, C.** (2009) – “Comportamento de Estruturas de Edifícios e Pontes em Sismos Recentes”. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- [3] **BENTO, R., LOPES, M.** (1999) – “Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado”. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [4] **FARDIS, M. et al.** (2005) – “*Designer’s Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 – Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures*”. Thomas Telford, Londres.
- [5] **ALMEIDA, J., COSTA, A.** (2010) – “*Dimensionamento e Verificação da Segurança para a Acção Sísmica*”. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [6] **CARVALHO, E.** (2008) – “*Aspectos Gerais do Eurocódigo 8 – Aplicação em Portugal*”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- [7] **CARVALHO, E.** (2010) – “*Eurocódigo 8 – Acção Sísmica e Edifícios*”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- [8] RSA (1983) – “*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*”. Decreto-Lei 235/83 de 31 de Maio e Decreto-Lei nº 357/85 de 2 de Setembro. Imprensa Nacional, Lisboa.
- [9] **MARTINS, J., FERREIRA, I.** (2006) – “*Estruturas de Ductilidade Melhorada*”. Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- [10] **PROENÇA, J.** (2007) – “*Dinâmica Estrutural e Engenharia Sísmica – MEC*”. SMEE.

- [11] **LOPES, H.** (2007) – “*Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP – Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado*”. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [12] RSCCS, (1958). “*Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos*”, Decreto nº 41658 de 31 de Maio de 195. Imprensa Nacional, Lisboa.
- [13] **ROMÃOZINHO, M.** (2008) - “*Dimensionamento para a Acção do EC8 – Análise das Prescrições da EN 1998-1 Aplicadas a Estruturas de Betão Armado com Recurso a um Exemplo Prático*”. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [14] RSEP (1961) - “*Regulamento de Solicitações de Edifícios e Pontes*”. Decreto nº 44041 de 18 de Novembro. Imprensa Nacional, Lisboa.
- [15] **APPLETON, J. & Saraiva, J.** (2006) – “*Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de Acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3*”. 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.
- [16] REBA (1967) – “*Regulamento de Estruturas de Betão Armado*”. Decreto nº 47723 de 20 de Maio. Imprensa Nacional, Lisboa
- [17] REBAP (1983) – “*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*”. Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho. Imprensa Nacional, Lisboa.
- [18] EC (2009) – “*Eurocódigo – Bases para o Projecto de Estruturas*”. EN 1990 de Dezembro de 2009”.
- [19] EC1 (2009) – “*Eurocódigo 1 – Acções em Estruturas Parte 1-1: Acções Gerais; Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios*”. EN 1991-1:1 de Dezembro de 2009.
- [20] EC2 (2010) – “*Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*”. EN 1992-1:1 de Março de 2010.
- [21] **BAGORRO, M.** (2009) - “*Avaliação do comportamento sísmico de um edifício do campus da FCT/UNL*”. Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [22] **COELHO, F.** (2010) – “*Análise e Dimensionamento à Acção Sísmica – Aplicação a um Caso Prático*”. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [23] **CARVALHO, E.** (2010) – “*Eurocódigo 8 – Edifícios de Betão Armado*”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

- [24] **GUERREIRO, L.** (2004) – “*Eurocódigo 8 – Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-resistentes*”. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [25] **FARDIS, M.** (2008) – “*Earthquake-resistant Design of Concrete Buildings According to EN1998-1 (Eurocode 8)*”. University of Patras, Greece.
- [26] **FARDIS, M.** (2008) – “*Design of buildings for eathquake resistance, according to Eurocode 8-Part 1*”. University of Patras, Greece.
- [27] Laboratório Nacional de Engenharia Civil; [Em linha] – www.lnec.pt;
- [28] Modelação; [Em linha] – <http://portfoliomatematica.no.sapo.pt/modelacao1.htm>;
- [29] **FRAGOSO, M. e BARROS, M.** (2005) – “*Espectros de Resposta de Movimentos Sísmicos Consistentes com Histórias de Deslocamentos, Velocidades e Acelerações*”. Universidade do Minho.
- [30] **FARDIS, M. e TSIONIS, G.** (2011) – “*Specific rules for design and detailing of concrete buildings Design for DCM and DCH Illustration of elements design*”. Dissemination of Information for Training, Lisbon.
- [31] Vários Autores (2011) – “*Eurocode 8: Seismic Design of Buildings – Worked exemples*”. JRC Scientific and Technical Reports, Lisbon.

Capítulo 7.

ANEXOS

1 – Configuração Modal

2 – Momentos Acidentais de Torção

3 – Efeitos de 2ª Ordem

A1 – Desenhos de Armaduras

- A1-1 – Vigas
- A1-2 – Pilares
- A1-3 – Núcleos

A2 – Verificação à Segurança dos Elementos Estruturais ao ELU

- A1-1-1 – Vigas – ELU de Flexão
- A1-1-2 – Vigas – ELU de Esforço Transverso
- A1-2-1 – Pilares – ELU de Flexão
- A1-2-2 – Pilares – ELU de Esforço Transverso
- A1-3-1 – Núcleos – ELU de Flexão
- A1-3-1(1) – Momentos Flectores Actuantes
- A1-3-1(2) – Superfícies de Interação
- A1-3-2 – Núcleos – ELU de Esforço Transverso

A3 – Comparação das Quantidades de Aço Obtidas para Todas as Análises Efectuadas

- A3-1-1 – Vigas – Armaduras Longitudinais
- A3-1-2 – Vigas – Armaduras Transversais
- A3-2-1 – Pilares – Armaduras Longitudinais
- A3-2-2 – Pilares – Armaduras Transversais
- A3-3-1 – Núcleos – Armaduras Longitudinais
- A3-3-2 – Núcleos – Armaduras Transversais