

Liliana Sofia Ferreira Gonçalves

ANÁLISE DE RISCO SÍSMICO NO MONTE DE CAPARICA

Lisboa
2009

ANÁLISE DE RISCO SÍSMICO NO MONTE DE CAPARICA

Liliana Sofia Ferreira Gonçalves

(Licenciada em Ciências de Engenharia Civil)

Dissertação para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia
pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade Nova de Lisboa,

Orientador: Doutor Luís Neves
Co-orientadora: Doutora Ildi Cismasiu

Juri

Presidente: Doutor Manuel Gonçalves da Silva
Vogais: Doutor João Bilé Serra
Doutor Luís Neves
Doutora Ildi Cismasiu

Junho de 2009

AGRADECIMENTOS

A elaboração deste trabalho em que culmina a minha formação académica foi possível graças à contribuição de diversas pessoas a quem devo os meus agradecimentos:

Ao Professor Luís Neves, orientador da tese, pela disponibilidade e por toda a ajuda prestada na elaboração da dissertação.

À Professora Ildi Cismasiu, co-orientadora, agradeço de forma idêntica o apoio, os meios e o tempo concedidos para a realização deste trabalho.

A todos os Professores da secção de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil, pelos esclarecimentos e sugestões prestadas.

Aos meus colegas e amigos da FCT, pelo companheirismo e por todos os bons momentos ao longo dos anos. Agradecendo ainda em especial aqueles que nos últimos meses me ajudaram e incentivaram no decurso deste trabalho.

Aos meus restantes amigos, pela sincera amizade, pela compreensão em todos os momentos, e pelo estímulo na fase de elaboração da dissertação.

Finalmente, à minha família em especial aos meus Pais, que sem a sua ajuda, apoio, paciência e sobretudo compreensão e amor este trabalho teria sido impossível. Um muito Obrigada a todos.

RESUMO

O objectivo principal desta dissertação é sintetizar as várias metodologias existentes para a avaliação do risco sísmico de uma estrutura de betão armado e caracterizar o comportamento sísmico de edifícios de betão armado descrevendo os procedimentos regulamentares.

Sendo os sismos fenómenos naturais e inevitáveis é necessário que exista uma maior preocupação em minimizar os seus efeitos sobre as populações. É, deste modo, essencial proceder-se a uma inventariação do risco sísmico dos elementos expostos a um evento sísmico.

O estudo presente centrou-se num edifício de betão armado, localizado no *campus* da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Neste momento a regulamentação sísmica utilizada no dimensionamento das estruturas está numa fase de transição, dos regulamentos portugueses para os regulamentos europeus: os Eurocódigos. Com este estudo pretendeu-se analisar e comparar as diferentes exigências preconizadas em cada regulamento, recorrendo-se para isso ao edifício do *campus*, onde se abordaram os vários procedimentos de análise sísmica de estruturas, assim como o dimensionamento sísmico de pilares e vigas, cujos resultados são analisados e comparados.

Por fim, analisou-se também a robustez da estrutura, através de métodos determinísticos. O estudo da robustez efectuou-se considerando defeitos em elementos chave, comparando-se a segurança da estrutura original, com a da estrutura onde se introduziu determinado defeito.

PALAVRAS-CHAVE:

Risco sísmico; RSA; Eurocódigo 8; Análise dinâmica de estruturas; Análise e dimensionamento sísmico e Robustez.

ABSTRACT

The main objective of the present dissertation is to synthesize the various custom methodologies on the seismic risk assessment of a reinforced concrete structure and to characterize the seismic behavior of reinforced concrete in buildings, describing the regulatory procedures.

Earthquakes are a natural phenomenon, therefore there has been a large concern on how to minimize their effects on populations. Under the light of modern knowledge, we are now acquainted with the vital importance of having an inventory of seismic risk and elements exposed to a seismic event.

The present study was centered in a building from armed concrete, located in the Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa's *campus*.

The regulation used in the seismic design of structures is passing through an important transition moment. Today, the Portuguese regulation is becoming progressively overcome by the new European standards: The Eurocodes. This study also aims to compare and analyze the different requirements of each proposed regulation, resorting for that to the building of the *campus*, where there were boarded several proceedings of seismic analysis of structures, as well as the seismic design of columns and beams, which results are analyzed and compared.

Finally, the robustness of the structure was also analyzed, through deterministic methods. The study of the robustness took place considering defects in key elements, when there is compared the safety of the original structure, with the structure where determined defect was introduced.

KEYWORDS:

Seismic risk; RSA; EC8; Structural Dinamic Analysis; Analysis and seismic design and Robustness.

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos	<i>i</i>
Resumo	<i>iii</i>
Abstract.....	<i>v</i>
Índice Geral	<i>vii</i>
Índice de Figuras	<i>xi</i>
Índice de Tabelas.....	<i>xv</i>
Capítulo 1 - Introdução.....	1
Capítulo 2 - Risco Sísmico	5
2.1 Sismicidade em Portugal	6
2.2 Avaliação do Risco Sísmico.....	8
2.2.1 Perigosidade Sísmica	9
2.2.1.1 Distribuição Geográfica da Perigosidade Sísmica.....	11
2.2.2 Vulnerabilidade Sísmica	12
2.2.2.1 Metodologias de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica	15
2.2.2.2 Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica através da EMS-98.....	16
Capítulo 3 - Regulamentação Sísmica	23
3.1 Regulamentação Sísmica Portuguesa.....	23
3.2 Os Eurocódigos Estruturais	25
3.2.1 Eurocódigo 8.....	26
3.2.2 Eurocódigo 8-1: Análise e Comparação com o RSA.....	27
3.2.2.1 Exigências de Desempenho	28
3.2.2.2 Definição da Acção Sísmica	29
3.2.2.3 Zonamento do Território.....	32
3.2.2.4 Classes de Importância.....	34
3.2.2.5 Acção Sísmica – Espectro Elástico.....	35
3.2.2.6 Acção Sísmica – Espectro de Projecto.....	35
3.2.2.6.1 Coeficiente de Comportamento	36
3.2.2.7 Dimensionamento de Estruturas	39

3.2.2.7.1 Critérios de Regularidade em Planta	39
3.2.2.7.2 Critérios de Regularidade em Altura	40
3.2.3 Métodos de Análise	41
3.2.3.1 Análises Elásticas Lineares.....	41
3.2.3.2 Análises Elásticas Não Lineares	42
Capítulo 4 - Análise Dinâmica de Estruturas	43
4.1 Verificação da Segurança.....	45
4.1.1 Estado Limite Último	46
4.1.1.1 Dimensionamento Directo	46
4.1.1.1 Dimensionamento por Capacidade Resistente.....	47
4.1.2 Estado Limite de Dano	48
Capítulo 5 - Modelação de Estruturas sob Acção de Forças Horizontais.....	51
5.1 Modelo de Três Graus de Liberdade por Piso.....	51
5.1.1 Matriz de Rigidez de um Pórtico/Parede ou associação Pórtico/Parede	52
5.2 Análise Plana de Estruturas.....	57
5.3 Modelos Espaciais.....	59
Capítulo 6 - Definição do Modelo Estrutural	61
6.1 Solução Estrutural	62
6.1.1 Generalidades	62
6.1.2 Lajes.....	62
6.1.3 Vigas	62
6.1.4 Pilares	63
6.1.5 Muro de Suporte	63
6.2 Materiais.....	63
6.3 Acções.....	64
6.3.1 Acções Permanentes	64
6.3.2 Acções Variáveis	64
6.4 Modelação da Estrutura.....	64
6.4.1 Introdução	64
6.4.2 Pilares e Vigas	65
6.4.3 Muro de Suporte	65

6.4.4 Lajes	67
6.4.5 Compatibilização dos Elementos	69
6.4.6 Aplicação das Cargas	69
6.5 Validação do Modelo	70
Capítulo 7 - Análise Dinâmica	71
7.1 Análise Modal por Espectro de Resposta	71
7.2 Análise Comparativa entre RSA e EC8	76
7.2.1 Análise do Edifício de Acordo com o RSA	76
7.2.2 Análise do Edifício de Acordo com o EC8	79
7.3 Comparação de Resultados entre RSA e EC8	84
7.4 Análise de Esforços	86
7.4.1 Pilares	86
7.4.2 Vigas	87
7.5 Verificações de Segurança	88
7.5.1 Verificações de Segurança – RSA e REBAP	88
7.5.2 Verificações de Segurança – EC8 e EC2	95
7.6 Análise e Comparação de Resultados	102
7.7 Verificações de Segurança – Estado Limite de Dano	105
7.7.1 Deslocamentos entre Pisos	105
Capítulo 8 - Robustez	109
8.1 Princípios de Dimensionamento	111
8.2 Métodos de Quantificação de Robustez	112
8.3 Análise de Robustez do Edifício em Estudo	114
8.3.1 Cenário 1: Remoção de Pilares Individualmente	117
8.3.1 Cenário 2: Remoção de Conjunto de Pilares	123
8.3.3 Análise Progressiva	127
8.3.4 Deslocamento Relativo entre Pisos	129
8.3 Conclusões	129
Capítulo 9 - Considerações Finais	131
Referências Bibliográficas	135

Anexo A – Definição dos Graus de Intensidade, EMS - 98.....	141
Anexo B – Grau de Dano, Quantidade de Edifícios e Classes de Vulnerabilidade	145
Anexo C – Zonamento do Território	149
Anexo D – Plantas dos Pisos	153
Anexo E – Deslocamentos entre Pisos	157

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2 - Risco Sísmico	7
2.1 Modelo placas tectónicas	7
2.2 Ilustração representativa do tsunami provocado pelo sismo de 1775	7
2.3 Danos ocorridos com o sismo de Benavente.....	8
2.4 Componentes da avaliação do risco sísmico	9
2.5 Perigosidade sísmica para Portugal Continental.....	11
2.6 Danos em edifícios, sismo de Julho de 1998 no Faial	14
2.7 Sistematização das metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica	16
2.8 Definição de quantidades na EMS-98.....	17
Capítulo 3 - Regulamentação Sísmica	23
3.1 Espectros de resposta EC8/RSA	35
3.2 Limites de Recuo.....	40
Capítulo 4 - Análise Dinâmica de Estruturas	43
4.1 Combinação de duas deformadas de dois modos de vibração	44
Capítulo 5 - Modelação de Estruturas sob Acção de Forças Horizontais	51
5.1 Modelo de três graus de liberdade por piso.....	51
5.2 Graus de liberdade num caso de um pórtico ou parede.....	53
5.3 Força generalizada que actua na direcção do pórtico	54
5.4 Deslocamento no piso <i>i</i> de um pórtico	54
5.5 Modelo de associação plana.....	57
5.6 Planta de uma estrutura não simétrica	58
5.7 Modelo de associação plana	58
5.8 Graus de liberdade em cada nó	60
Capítulo 6 - Definição do Modelo Estrutural	61
6.1 Representação dos módulos dos edifícios	61
6.2 Vistas do edifício.....	61
6.3 Vista XZ do edifício	66
6.4 Pormenor muro.....	67

6.75	Blocos aligeiramento	67
6.6	Laje do piso 2 e 3	68
6.7	Compatibilização dos elementos	69
6.8	Imagem do modelo do edifício	70
Capítulo 7 - Análise Dinâmica		71
7.1	Representação gráfica do primeiro e segundo modo de vibração	75
7.2	Representação gráfica do terceiro modo de vibração	76
7.3	Espectros de resposta de acordo com o RSA.....	77
7.4	Localização dos pilares críticos	78
7.5	Espectro de resposta de dimensionamento para o terreno tipo D	82
7.6	Comparação entre espectros de resposta utilizados no dimensionamento	85
7.7	Comparação entre espectros de resposta EC8 e RSA.....	85
7.7	Esforços obtidos para as diferentes acções e combinações sísmicas para o pilar P14	86
7.9	Localização da viga em estudo	87
7.10	Pilar sujeito à flexão composta desviada	89
7.11	Deslocamentos entre pisos segundo a direcção x	106
7.12	Deslocamentos entre pisos segundo a direcção y	107
Capítulo 8 - Robustez.....		109
8.1	Edifício Ronan Point após colapso	109
8.2	Edifício Alfred P. Murrah após colapso	110
8.3	Localização dos pilares com maior momento flector no segundo piso	115
8.4	Frequências dos três primeiros modos de vibração após a remoção dos pilares	117
8.5	Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P22 nos pilares do piso 1	118
8.6	Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P22 nos pilares do piso 2.....	119
8.7	Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P22 nos pilares do piso 3.....	119
8.8	Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P22 nos pilares do piso 4.....	120

8.9	Área de armadura necessária no pilar P30 após a remoção do pilar P22	121
8.10	Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P23 nos pilares do piso 2	122
8.11	Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P26 nos pilares do piso 2	122
8.12	Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P27 nos pilares do piso 2	123
8.13	Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P22, P23, P26 e P27 nos pilares do piso 2.....	124
8.14	Momentos flectores para o pilar P31 após a remoção dos pilares P22, P26 e P27.....	125
8.15	Área de armadura necessária no pilar P31 a remoção dos pilares P22, P26 e P27.....	126
8.16	Área de armadura necessária no pilar P31 a remoção dos pilares P22, P23 P26 e P27	126
8.17	Momento resultante nos pilares após a remoção	128

ÍNDICE DE TABELAS

Capítulo 2 - Risco Sísmico	5
2.1 Descrição dos graus de dano	18
2.2 Quadro de Vulnerabilidade da EMS-98	19
Capítulo 3 - Regulamentação Sísmica	23
3.1 Estrutura Eurocódigo 8	27
3.2 Classificação dos solos.....	31
3.3 Comparação dos tipos de terreno RSA/EC8.....	32
3.4 Valores de agr para a acção sísmica tipo 1	33
3.5 Valores de agr para a acção sísmica tipo 2	33
3.6 Valores da aceleração RSA	34
3.7 Classes de Importância e respectivos coeficientes para as várias construções.....	34
3.8 Valores de q_0 para os diferentes sistemas estruturais.....	37
3.9 Consequências gerais da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico.	39
3.10 Métodos de análise.....	41
Capítulo 6 - Definição do Modelo Estrutural	61
6.1 Secção transversal das vigas	62
6.2 Secção transversal dos pilares.....	63
6.3 Altura dos pisos.....	65
6.4 Características do betão C25/30.....	66
6.5 Valores das acções obtidos manualmente.....	67
Capítulo 7 - Análise Dinâmica	71
7.1 Factor de redução e coeficientes de combinação	73
7.2 Massas restantes cargas permanentes	73
7.3 Períodos, frequências e participação modal das massas	74
7.4 Movimento condicionante associado aos primeiros modos.....	75
7.5 Esforços pilares para combinação de acção de base sismo – Acção sísmica tipo 1 (RSA).....	78

7.6	Esforços pilares para combinação de acção de base sismo – Acção sísmica tipo 2 (RSA).....	78
7.7	Aceleração máxima de referência.....	79
7.8	Valores característicos solo tipo D	79
7.9	Aceleração de projecto	80
7.10	Esforços pilares para combinação de acção sísmica tipo 1 (EC8).....	82
7.11	Esforços pilares para combinação de acção sísmica tipo 2 (EC8).....	83
7.12	Diferentes parâmetros do RSA/REBAP e EC8	84
7.13	Dimensões e esforços actuantes no pilar P14.....	90
7.14	Esforços reduzidos e armadura de flexão do pilar obtidos pelo RSA/REBAP.....	90
7.15	Dimensões e esforços actuantes no pilar P15	90
7.16	Esforços reduzidos e armadura de flexão do pilar obtidos pelo RSA/REBAP.....	90
7.17	Esforços do pilar P14 e P15 obtidos pelo RSA e REBAP.....	92
7.18	Armaduras de esforço transversal do pilar obtida pelo REBAP	92
7.19	Esforços máximos na viga nos apoios e a ½ vão pelo RSA	93
7.20	Armadura de flexão na viga nos apoios e a ½ vão	94
7.21	Esforços na viga obtidos pelo RSA e REBAP.....	94
7.22	Armaduras de esforço transversal da viga obtidas pelo REBAP.....	95
7.23	Dimensões e esforços actuantes nos pilares P14 e P15	96
7.24	Esforços reduzidos e armadura de flexão dos pilares P14 e P15 obtidos pelo EC8/EC2	98
7.25	Dimensões e esforços actuantes nos pilares P14 e P15	98
7.26	Armaduras de esforço transversal do pilar obtida pelo EC8/EC2	98
7.27	Esforços máximos na viga nos apoios e a ½ vão obtidos pelo envoltente.....	99
7.28	Armadura de flexão na viga nos apoios e a ½ vão	100
7.29	Dimensões e esforços actuantes na viga.....	101
7.30	Armadura de esforço transversal da viga obtida pelo EC8/EC2	101
7.31	Comparação dos esforços momentos flectores e armadura dos pilares pelos dois regulamentos	103
7.32	Comparação dos esforços de corte e armadura dos pilares pelos dois regulamentos.....	104

7.33	Comparação dos esforços momentos flectores e armadura da viga pelos dois regulamentos	104
7.34	Comparação dos esforços de corte e armadura da viga pelos dois regulamentos	105
Capítulo 8 - Robustez		109
8.1	Frequências do edifício após a remoção dos pilares	116
8.2	Corte basal original e após pilares com defeitos.....	120
8.3	Dimensões e esforços actuantes no pilar P30	121
8.4	Esforços reduzidos e armadura de flexão do pilar obtidos P30	121
8.5	Corte basal original e após quatro pilares com defeitos.....	124
8.6	Deslocamentos relativos máximos.....	129

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Os sismos têm, potencialmente, efeitos devastadores para as populações, quer em perdas humanas quer no risco de rotura das infra-estruturas. É assim fundamental minimizar os riscos associados aos fenómenos sísmicos, incluindo a avaliação da vulnerabilidade sísmica das diversas infra-estruturas existentes, de modo a corrigir as possíveis deficiências existentes e melhorar o dimensionamento das novas estruturas.

A vulnerabilidade das estruturas é um dos parâmetros associados ao risco sísmico, caracterizando o grau de susceptibilidade que os elementos expostos ao risco sísmico têm a ser afectados.

Para além da vulnerabilidade sísmica, existem outros dois parâmetros que caracterizam o risco sísmico: o perigo potencial de ocorrência de sismos na região e a exposição ou valor dos elementos em risco e a sua distribuição geográfica.

O presente trabalho tem como objectivo a avaliação do comportamento sísmico do edifício de betão armado, situado no *campus* da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa: o departamento de Engenharia Mecânica e Industrial. O *campus* da FCT situa-se no concelho de Almada, sendo uma das zonas do país de maior sismicidade, razões mais do que suficientes para uma preocupação acrescida.

As instalações escolares apresentam também um risco sísmico acrescido, visto tratarem-se de instalações que apresentam uma elevada taxa de ocupação, desempenham uma função social relevante e, na ocorrência de um sismo, podem servir de abrigos e centro de coordenação.

Pretende-se então neste estudo a avaliação do edifício face à acção sísmica regulamentar. Esta avaliação será efectuada de acordo com os regulamentos portugueses ainda em vigor, RSA e REBAP, e as normas europeias: os Eurocódigos.

O estudo pelos dois conjuntos de normas é significativo por ocorrer neste momento uma transição para os regulamentos europeus. Pretende-se, assim, analisar as modificações que irão ocorrer aquando de um dimensionamento de uma estrutura de betão armado utilizando a nova regulamentação e também a implicação que essas novas disposições terão no edifício em estudo.

O presente estudo encontra-se organizado em nove capítulos que se enquadram no estudo do risco sísmico de uma estrutura de betão armado, nomeadamente as metodologias existentes, as normas em vigor e, por fim, a aplicação a um edifício específico.

Assim, nesta Introdução pretende-se explicar sucintamente o que se pode estudar ao longo da dissertação e a estrutura do trabalho.

O Capítulo 2, Risco Sísmico, constitui uma abordagem ao tema dos sismos, a história sísmica de Portugal e as diversas metodologias que podem ser utilizadas na avaliação do risco sísmico bem como os parâmetros que o definem: a perigosidade e vulnerabilidade sísmica.

No Capítulo 3, Regulamentação Sísmica, pretende analisar-se e comparar-se os regulamentos portugueses utilizados no dimensionamento de estruturas de betão armado com os novos regulamentos europeus que em breve os substituirão. A comparação entre os regulamentos passa pela análise das diferenças entre estas duas alterações do dimensionamento de novas estruturas de betão armado, desde a nova definição da acção sísmica, as novas classes de ductilidade e consequentes coeficientes de comportamento, bem como as novas regras de dimensionamento.

O Capítulo 4, Análise Dinâmica de Estruturas, descreve, de uma forma sucinta, em que consiste a análise de estruturas de betão armado face a uma acção sísmica e ainda a abordagem aos estados limites que uma estrutura deve verificar, discutindo-se diferentes metodologias de cálculo.

No Capítulo 5, Modelação de Estruturas sob Acção de Forças Horizontais, encontram-se os diversos tipos de modelação possíveis na análise de uma estrutura sujeita a forças horizontais: modelação através de três graus de liberdade por piso, a análise plana de estruturas e os modelos espaciais.

No Capítulo 6, Definição do Modelo Estrutural, apresenta-se a estrutura que será analisada ao longo dos restantes capítulos. Neste capítulo é caracterizado o edifício e a modelação por meio de elementos finitos utilizada.

No Capítulo 7, Análise Dinâmica, são apresentados os resultados obtidos através de uma análise modal, seguida de uma comparação de resultados obtidos utilizados segundo os dois conjuntos de normas. As alterações que os Eurocódigos trarão no dimensionamento de estruturas de betão armado e o comportamento do edifício em estudo face às novas regras de dimensionamento, são abordados neste capítulo.

No Capítulo 8, é estudada a robustez do edifício, simulando-se o efeito da existência de defeitos graves em elementos preponderantes na capacidade resistente do edifício.

Por fim, no Capítulo 9, das Considerações Finais, encontram-se sintetizadas as principais conclusões sobre os resultados obtidos, quer ao nível das diferenças entre regulamentos, como as obtidas na análise do edifício e são referidos também possíveis desenvolvimentos futuros.

CAPÍTULO 2

RISCO SÍSMICO

Um sismo é um fenómeno físico que consiste na libertação súbita de energia acumulada na crosta terrestre e que se manifesta pela propagação de ondas sísmicas, provocando movimentos vibratórios no solo (Lopes *et al*, 2008).

Os sismos podem ser provocados por:

- movimentos ao longo de falhas geológicas existentes entre diferentes placas tectónicas (sismicidade interplaca), sendo esta a situação mais comum;
- movimentos de falhas existentes no interior das placas tectónicas (sismicidade intraplaca);
- actividade vulcânica e movimentos de material fundido em profundidade.

Estão ainda associadas aos movimentos dinâmicos do solo, outros fenómenos que poderão provocar danos igualmente graves:

- deslocações superficiais de terreno, tais como abatimentos e deslizamentos;
- actividade humana ou sismicidade induzida como por exemplo movimento de grandes massas de água em barragens, injeção ou extracção de fluidos da crosta terrestre ou detonação de explosivos.

A cada sismo está associada uma intensidade – parâmetro que caracteriza os efeitos produzidos nas estruturas, pessoas, objectos, num determinado local. A intensidade dos sismos não depende apenas da energia libertada pelo sismo – magnitude – mas também da distância a que um local se encontra do ponto onde foi gerado o sismo e das suas características geológicas.

Existem várias escalas que identificam as intensidades dos sismos: a Escala de Mercalli Modificada – MMI e a Escala Macrosísmica Europeia – EMS-98 (Grünthal, 1998) são as mais utilizadas em Portugal. As escalas associam os efeitos produzidos pela vibração dos solos a um determinado grau de intensidade.

A escala de Mercalli Modificada (consultada em Lopes *et al*, 2008) é composta por 12 graus de intensidade que variam entre I – imperceptível até XII – danos quase totais, e

trata-se de uma escala qualitativa em que a intensidade de um sismo é classificada em função dos efeitos em pessoas e estruturas.

A Escala Macrossísmica Europeia (Grünthal, 1998), de 1998, resulta de um trabalho de revisão de muitas escalas de intensidade utilizadas internacionalmente, e tem vindo a ser mundialmente adoptada dada a sua coerência e robustez. Os graus de intensidade variam de I – não foi sentido a XII – totalmente devastador, e são definidos em função:

- a) da forma como o sismo é sentido pelas pessoas;
- b) dos efeitos em objectos e nos solos;
- c) dos efeitos nas construções.

Para os graus X, XI e XII, bastam os efeitos nas construções para descrever a intensidade do sismo como descrito no Anexo A.

As escalas de Mercalli e EMS-98 (Grünthal, 1998) são apenas qualitativas e dependem da observação humana. Em conjunto com estas escalas é definida a energia sísmica libertada durante um sismo, baseada em registos sismográficos – Escala de Richter.

2.1 SISMICIDADE EM PORTUGAL

Portugal Continental situa-se numa região de sismicidade moderada, na fronteira entre duas placas tectónicas: a placa Euro-Asiática, e a placa Africana como se apresenta na Figura 2.1. O movimento relativo entre as placas é a principal causa de concentrações de tensões no interior da crosta terrestre ao longo da fronteira, dando origem a sismos na região e dissipando, assim, essa concentração de tensões.

Dos dados existentes sobre a sismicidade em Portugal, retira-se que muitos dos sismos ocorridos tiveram origem nessa fronteira, conhecida como falha Açores-Gibraltar.



Figura 2.1 – Modelo placas tectónicas (adaptado de Lopes, 2008)

De entre os acontecimentos que marcaram a história da sismologia em Portugal, destaca-se o sismo de 1 de Novembro de 1775 que teve o seu epicentro a Sudoeste do Algarve e que causou danos em toda a região litoral do Algarve e da costa oeste até Lisboa tendo sido sentido a grandes distâncias, como Barcelona, África Sub-Sahariana e Madeira. Este sismo provocou, além disso, o maior tsunami de que há conhecimento no Oceano Atlântico, e é tido como um sismo histórico, quer pelo número de mortos (duas dezenas de milhares), quer pelas construções destruídas.

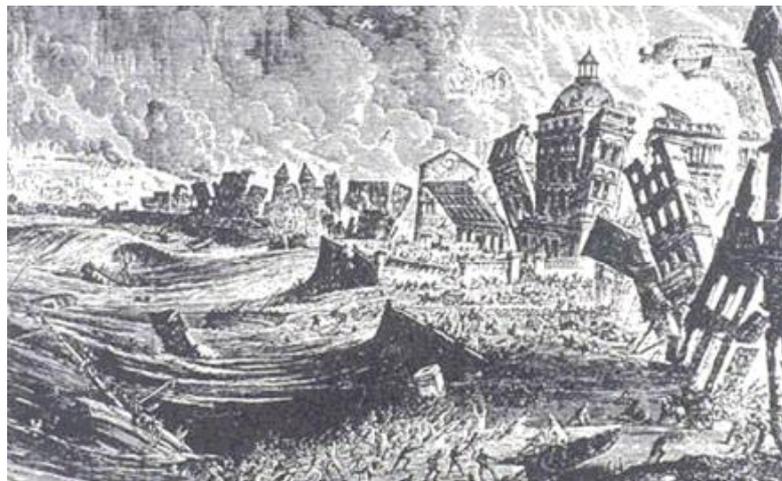


Figura 2.2 – Ilustração representativa do tsunami provocado pelo sismo de 1775

A 23 de Abril de 1909, ocorreu o sismo mais importante do século XX sentido em Portugal Continental, com epicentro perto de Benavente e com uma magnitude de 6,3 na

escala de Richter, causando danos importantes em toda a área de Benavente e Vale do Tejo, como se ilustra na Figura 2.3.



Figura 2.3 - Danos ocorridos com o sismo de Benavente (CMB, 2008)

No que diz respeito à sismicidade das ilhas, o cenário é bastante diferente, sendo a ilha da Madeira uma região de baixa sismicidade, enquanto o arquipélago dos Açores, que se situa junto da confluência das placas Euro-Asiática, Africana e Americana (falha Açores-Gibraltar), apresenta uma elevada sismicidade.

Os sismos são fenómenos que podem provocar elevados de prejuízos, incluindo a perda de vidas humanas e danos severos no património, acompanhados da rotura e do colapso de várias infra-estruturas. O impacto sócio-económico, devido à dificuldade em retomar a vida quotidiana constitui um desafio importante para a sociedade.

Mesmo com a evolução dos estudos associados ao fenómeno sísmico, a previsão de datas da ocorrência destes fenómenos é impossível. Perante os casos apresentados anteriormente, é fundamental pensar em reduzir as consequências dos sismos.

2.2 AVALIAÇÃO DO RISCO SÍSMICO

O risco sísmico refere-se à probabilidade de se igualar ou exceder um determinado valor de perdas absolutas em consequência da ocorrência de um sismo numa região e num período de tempo de exposição especificado, e é dado em função da perigosidade sísmica, da vulnerabilidade sísmica e do valor dos elementos em risco (Sousa, 2006), ou seja, o conceito de risco sísmico está associado às perdas económicas e humanas expectáveis na ocorrência de um evento sísmico.

Os elementos em risco podem ser populações, actividades económicas, edifícios, ou infra-estruturas. A esses elementos está relacionado um grau de susceptibilidade a um sismo com uma dada intensidade, denominada vulnerabilidade sísmica.

Quando se procede à análise do risco sísmico, existem três objectivos segmentados que conduzem ao objectivo principal: a avaliação da perigosidade sísmica, a inventariação dos elementos exposto ao risco sísmico e a classificação e caracterização da vulnerabilidade sísmica dos elementos (Figura 2.4). É, deste modo, aceitável que uma dada região, caracterizada por uma perigosidade sísmica elevada, tendo as suas construções uma vulnerabilidade baixa e sendo ainda pouco habitada, apresente um risco sísmico baixo.

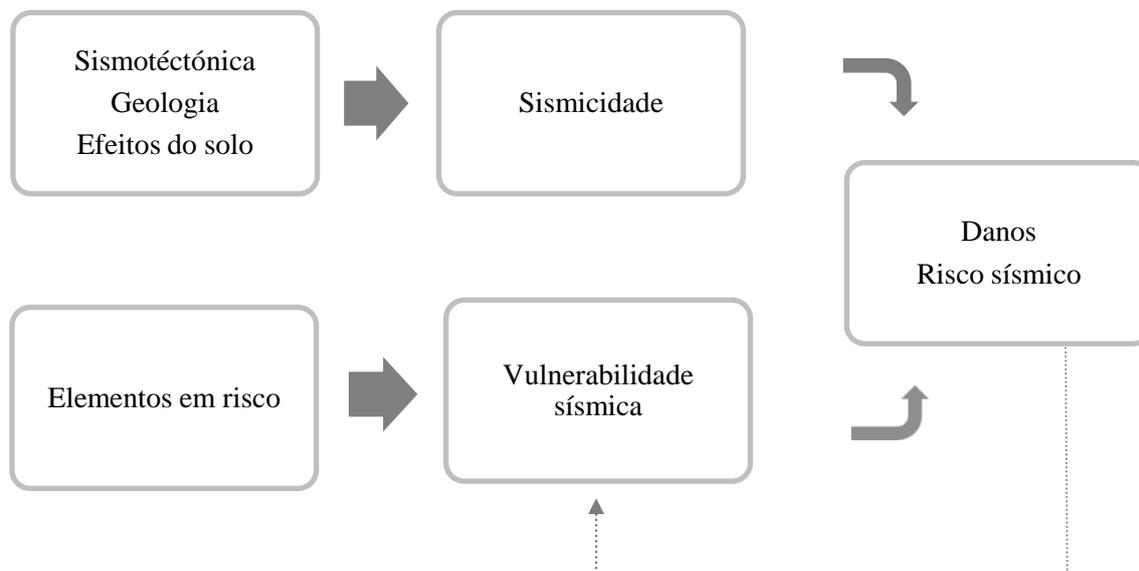


Figura 2.4 – Componentes da avaliação do risco sísmico (adaptado de Carvalho, 2001)

2.2.1 PERIGOSIDADE SÍSMICA

A perigosidade sísmica é entendida como a probabilidade de excedência de um determinado nível de severidade do fenómeno natural, num local e período de tempo de exposição especificados (Sousa, 2006).

A análise da perigosidade sísmica consiste na avaliação da probabilidade de excedência de um determinado nível de acção sísmica, traduzida por variáveis que medem o movimento do solo, como por exemplo, a intensidade macrossísmica, a aceleração máxima do solo, ou a resposta estrutural dos edifícios.

As características sísmicas, utilizadas nos estudos de perigosidade sísmica poderão ser o pico da aceleração do movimento do solo no local, o nível de intensidade

macrossísmica, a duração do movimento vibratório, ou o deslocamento causado pela rotura de uma falha à superfície, ou mesmo um espectro dos movimentos sísmicos à superfície.

A análise da perigosidade sísmica pode ser realizada com recurso a modelos determinísticos ou probabilísticos.

Nos modelos determinísticos, apesar de os sismos serem considerados eventos aleatórios, as incertezas não são consideradas. Os prováveis sismos futuros são estimados com base nos sismos históricos e na sismotectónica.

A análise determinística da perigosidade sísmica consiste nas seguintes etapas (Estêvão, 1998):

- localização das potenciais zonas sismogénicas que se relacionam geograficamente com o local em estudo, baseando-se nos estudos dos sismos históricos e da informação sismotectónica disponível;
- avaliação dos parâmetros máximos do movimento do solo, usando, na maioria dos casos a aceleração horizontal do solo como parâmetro de projecto, com base na magnitude seleccionada e na distância epicentral;
- efectuar os ajustes convenientes aos parâmetros atrás referidos, de forma a entrar em conta com os efeitos locais.

Os métodos probabilísticos baseiam-se na determinação da probabilidade de excedência de um dado valor de um parâmetro relacionado com os movimentos sísmicos, num dado período de tempo e no local em estudo.

As etapas necessárias à realização de uma análise probabilística são as seguintes (Estêvão, 1998):

- definição das potenciais zonas sismogénicas;
- determinação dos parâmetros de sismicidade;
- selecção dos modelos de análise de sismicidade;
- definição das regras de atenuação dos movimentos sísmicos;
- cálculo das probabilidades de excedência no local de estudo.

Os modelos probabilísticos são hoje os mais utilizados, e tiveram o seu início em 1968 com o modelo de Cornell (Cornell, 1968), que se baseia no teorema da probabilidade total.

2.2.1.1 DISTRIBUIÇÃO GEOGRÁFICA DA PERIGOSIDADE SÍSMICA

De acordo com a distribuição geográfica da perigosidade sísmica para o território Continental representado na Figura 2.5, observa-se que a perigosidade sísmica decresce de sudoeste para nordeste. Os mapas apresentam a perigosidade sísmica para três períodos de retorno: 95, 475 e 975 anos, ou seja uma probabilidade de excedência (PE) de, 10% num intervalo de tempo de exposição de 10 anos, 10% em 50 anos e 5% em 50 anos, respectivamente (Sousa, 2006).

Como se poderá analisar em mais detalhe no Capítulo 3, os períodos de retorno de 95 e 475 anos correspondem respectivamente ao requisito de limitação de danos, e requisito de não ocorrência de colapso, preconizados no EC8 (EN 1998, 2004) enquanto o período de retorno de 975 anos corresponde à acção sísmica especificada no RSA (RSA, 2006).

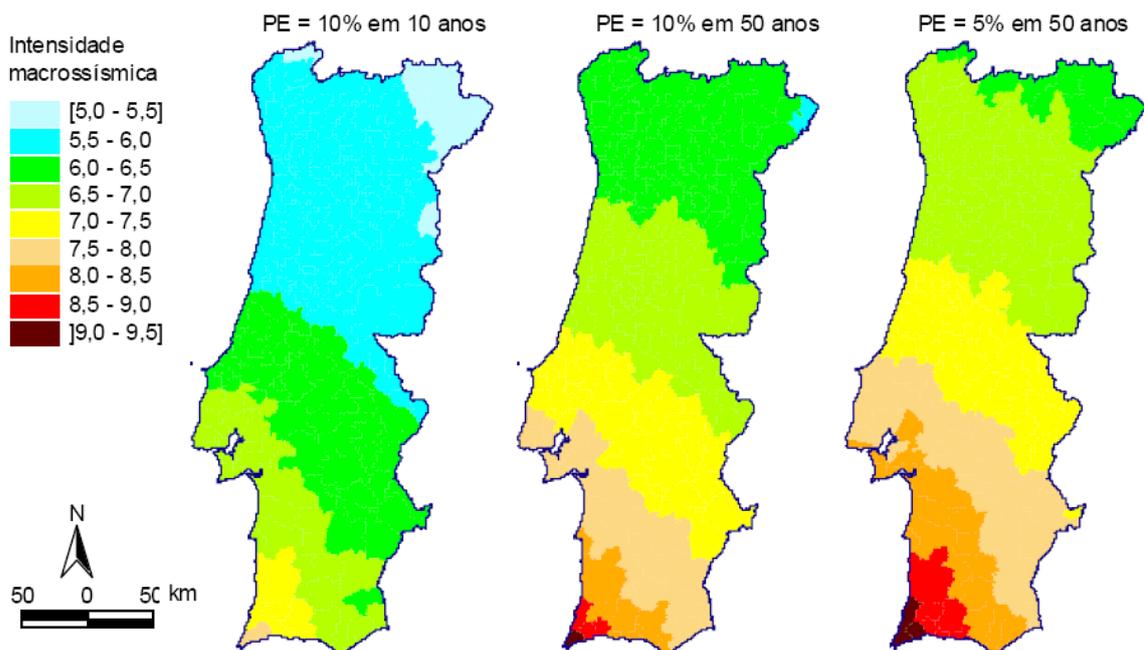


Figura 2.5 – Perigosidade sísmica para Portugal Continental (Sousa, 2006)

Não sendo possível actuar sobre a perigosidade sísmica de uma dada região, conclui-se que a redução do risco sísmico passa, necessariamente, por atenuar a vulnerabilidade das construções e de outros elementos expostos à perigosidade sísmica.

2.2.2 VULNERABILIDADE SÍSMICA

A vulnerabilidade sísmica reflecte a capacidade que um determinado elementos em risco tem para resistir, ou para ser afectado, pelo sismo, sendo condicionada pelo nível de severidade do fenómeno (Sousa, 2006).

No caso das construções existentes, deverá avaliar-se a sua vulnerabilidade, para, no caso de a mesma ser excessiva, serem tomadas as medidas necessárias de reforço ou a demolição.

Para as estruturas novas, deverá assegurar-se o cumprimento da regulamentação existente, estabelecendo as normas de dimensionamento no momento do projecto, que lhe conferem as características sismo-resistentes e uma fiscalização durante a construção para que o projecto estrutural seja cumprido.

A vulnerabilidade sísmica dos edifícios está relacionada com as características dos sistemas estruturais e tipologias construtivas, facto verificado pelos danos observados em edifícios após sismos intensos. Os principais factores de vulnerabilidade das construções são:

- o tipo de elementos resistentes, sendo de esperar, por exemplo, que um edifício com paredes resistentes de alvenaria sem confinamento sofra danos significativamente mais importantes do que um edifício com elementos estruturais de aço ou betão;
- a configuração dos sistemas estruturais (dimensões e forma em planta, número de pisos e disposição em altura, distribuição da massa);
- as disposições de dimensionamento do projecto;
- a qualidade da construção;
- os materiais, os métodos construtivos e a tecnologia próprios da região onde se localizam as construções e da sua época de construção.

Em Portugal, as tipologias construtivas mais frequentes são a construção em alvenaria no caso de edifícios de pequeno porte, e em betão armado para estruturas de médio e grande porte.

O sistema estrutural das construções em alvenaria é essencialmente constituído por um conjunto de paredes resistentes de alvenaria ortogonais, ligados aos pavimentos e cobertura. A rigidez deste tipo de sistemas é normalmente bastante elevada e a sua

resistência sísmica é principalmente determinada pela capacidade dos elementos estruturais transmitirem à fundação, sem colapso, as forças de inércia induzidas pelo sismo.

Os sistemas estruturais típicos em edifícios de betão armado são as estruturas em pórtico, constituídas por pilares, vigas e lajes, as estruturas parede, nas quais os elementos verticais são paredes resistentes de betão e a estrutura de piso é constituída por vigas e lajes, e as estruturas mistas pórtico-parede.

A resistência sísmica das estruturas em pórtico está associada ao funcionamento em flexão das vigas e pilares, sendo também importante o efeito de diafragma das lajes dos pisos na transmissão das forças de inércia entre elementos verticais. Nas estruturas parede ou mistas, a resistência sísmica é assegurada pelo funcionamento em corte das paredes resistentes, sendo fundamental que as lajes dos pisos tenham uma rigidez no plano suficiente para garantir a transmissão das forças de inércia para as paredes. Estas estruturas tenderão a ser muito mais rígidas do que as estruturas em pórtico, embora as vigas e pilares poderem ser dimensionadas para serem tão resistentes quanto pretendido.

A resposta dos edifícios de betão armado às acções sísmicas pode ser significativamente influenciada pela configuração e geometria, em planta e em altura, do sistema estrutural. As estruturas com uma configuração simétrica em planta e regular em altura exibem um comportamento sísmico muito mais satisfatório do que estruturas com alçados complexos e assimetrias ou irregularidades em planta. Quando existe uma grande distância entre o centro de rigidez e o centro de massa numa estrutura, os efeitos de torção na resposta podem induzir colapsos locais.

Pode ser extremamente difícil prever a resposta sísmica de estruturas irregulares, nomeadamente os mecanismos de distribuição de esforços. Por outro lado, a existência de descontinuidades em altura pode conduzir à formação de regiões localizadas de concentração de esforços, com ocorrência de danificação importante.

Nas estruturas em pórtico, a rigidez e resistência relativa entre vigas e pilares pode ser determinante na resposta sísmica. As regras actuais de dimensionamento sísmico descritas no EC8 (EN 1998, 2004) para este tipo de estruturas impõem que a resistência dos pilares seja superior à das vigas que com eles se cruzam nos nós, de forma a assegurar que a rotura por flexão das vigas ocorre mais cedo do que a dos pilares, dando origem à formação de mecanismos de dissipação estáveis. Se, pelo contrário, a resistência dos pilares for insuficiente e estes atingirem a rotura antes das vigas, a estabilidade global da estrutura fica comprometida, podendo ocorrer colapsos bruscos.

A vulnerabilidade sísmica dos edifícios de betão armado depende essencialmente de (LNEC, 2008):

- ausência de dimensionamento sísmico específico ou de concepção e dimensionamento inadequados;
- baixa ductilidade dos elementos de betão armado por insuficiência ou ausência de confinamento dos varões da armadura longitudinal, em especial nos nós viga-pilar;
- concentração de exigências em zonas localizadas devido a irregularidades;
- existência de pisos vazados sem paredes resistentes;
- interação da estrutura com paredes não-estruturais que pode induzir esforços de torção e concentrações de tensões não previstos;
- elevada flexibilidade de alguns edifícios sem consideração das distâncias adequadas entre edifícios;
- ausência de conservação adequada das estruturas, em particular associada à existência de danos anteriores não reparados;

Na figura 2.6, onde se apresenta uma fotografia captada no Faial após o sismo de Julho de 1998, são visíveis as diferentes consequências do mesmo sismo em duas construções com diferentes resistências sísmicas, ilustrando assim a diferente vulnerabilidade das mesmas.



Figura 2.6 – Danos em edifícios resultantes do sismo de Julho de 1998 no Faial (Sousa, 2006)

2.2.2.1 METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

A metodização da avaliação da vulnerabilidade sísmica é um assunto vasto, não existindo unanimidade na comunidade científica nos critérios mais adequados (Sousa, 2006).

No entanto, de acordo com a literatura existente, subsistem duas grandes categorias de métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica: o método mecanicista e os métodos estatísticos/empíricos.

O primeiro método consiste na avaliação da vulnerabilidade através de procedimentos semelhantes aos da análise estrutural, caracterizando, assim, o desempenho das estruturas, e identificando as possíveis necessidades de intervenção que lhes concedam a segurança necessária.

O método da vulnerabilidade observada/estatística baseia-se, por sua vez, na inspecção de estruturas e no levantamento estatístico dos danos, e pode subdividir-se sob três vertentes (Sousa, 2006):

- métodos baseados em levantamentos de danos, em que os elementos expostos ao risco são organizados por classes de vulnerabilidade. De acordo com a inspecção efectuada ou a descrição de danos na estrutura após o sismo, são elaboradas matrizes de probabilidade de dano, curvas de fragilidade ou de vulnerabilidade sísmica;
- métodos indirectos e de indexação, onde, inicialmente, se avalia a capacidade que os edifícios têm em resistir a sismos e, posteriormente, a sua correlação com os danos. O método do índice de vulnerabilidade é o mais comum;
- as abordagens híbridas, combinam as características das metodologias tipologistas (métodos baseados em levantamento de danos) e das metodologias mecanicistas, sendo o método publicado por Giovinazzi & Lagomarsino (consultado em Sousa, 2006) um exemplo. Este método recorre à classificação de vulnerabilidade da escala EMS-98 (Grünthal, 1998) e a índices de vulnerabilidade.

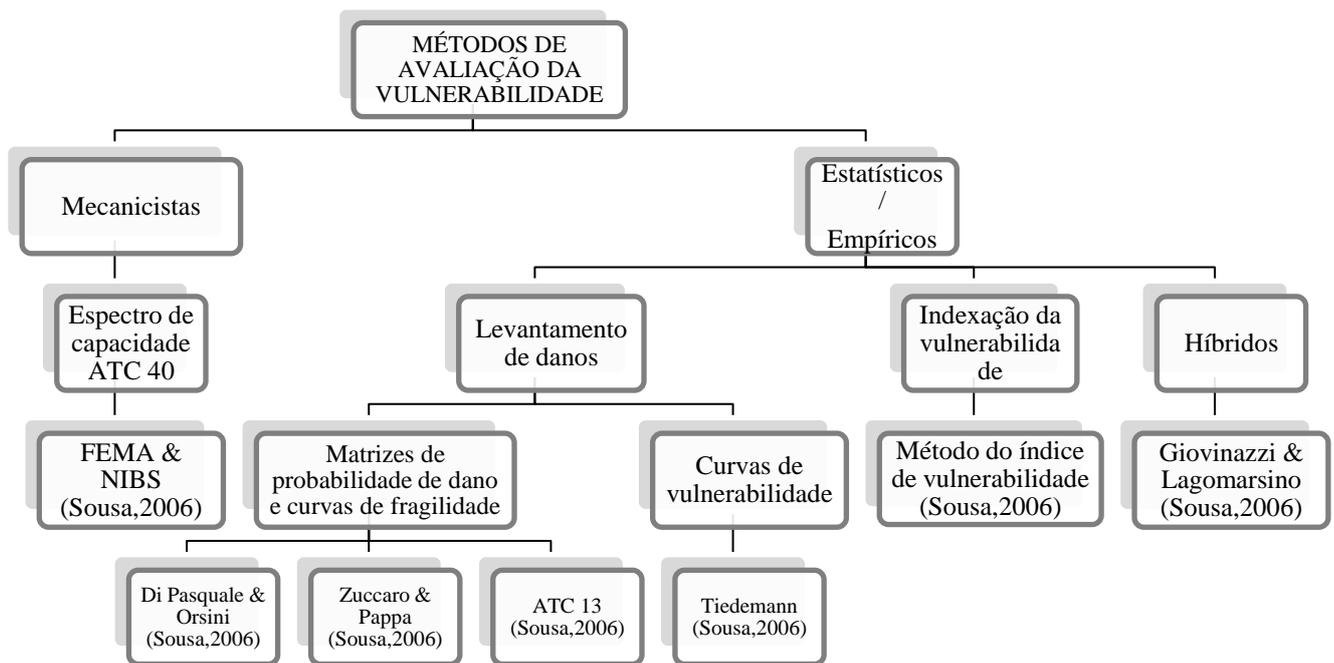


Figura 2. 7- Sistematização das metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica (adaptado de Sousa, 2006)

A Figura 2.7 apresenta uma sistematização das metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica.

2.2.2.2 AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA ATRAVÉS DA EMS-98

A Escala Macrossísmica Europeia, EMS (Grünthal, 1998), resultou de uma revisão radical da escala MSK iniciada pela European Seismological Commission em 1988. A EMS teve inicialmente um carácter provisório e depois experimental, até que, em 1998 foi publicada na sua versão final.

A grande diferença entre a EMS-98 (Grünthal, 1998) e as outras escalas de intensidade como por exemplo a escala de Mercalli Modificada e a escala MSK situa-se ao nível do detalhe com que os diferentes termos são especificados, em particular no que diz respeito às definições de graus de dano, das quantidades de edifícios nos vários graus de dano e dos tipos de estrutura de edifícios e das suas classes de vulnerabilidade.

▪ Grau de Dano

Os graus de dano medem os efeitos da acção dos sismos sobre as estruturas. Na EMS-98 (Grünthal, 1998) encontram-se cinco graus de classificação dos danos. A cada grau de dano associa-se uma descrição qualitativa que difere consoante o tipo de estrutura, alvenaria ou betão armado, sendo acompanhada de uma ilustração. Na Tabela 2.1 pode encontrar-se a descrição de cada grau de dano para o caso de um edifício de betão armado.

De modo a completar a classificação de danos em edifícios acrescentou-se um sexto grau, designado de “0”, correspondente à Ausência de Dano.

A quantidade de edifícios pertencentes a cada grau de dano, de acordo com um valor de intensidade macrossísmica, é definida pelas designações: “Poucos”, “Muitos” e “A maioria”, às quais se associam gamas de valores de probabilidade com a finalidade caracterizar estatisticamente os resultados.

No guia da escala as definições de quantidade são apresentadas propositadamente de forma gráfica como indica a Figura 2.8, de forma a destacar as sobreposições das três classes numéricas de quantidade, assinaladas pela cor mais esbatida (Sousa, 2006).

No caso de a quantidade a considerar se encontre na zona de sobreposição deve se ter em conta as implicações de se considerar uma quantidade ou outra de acordo com as informações existentes para o local em estudo, de uma forma coerente.

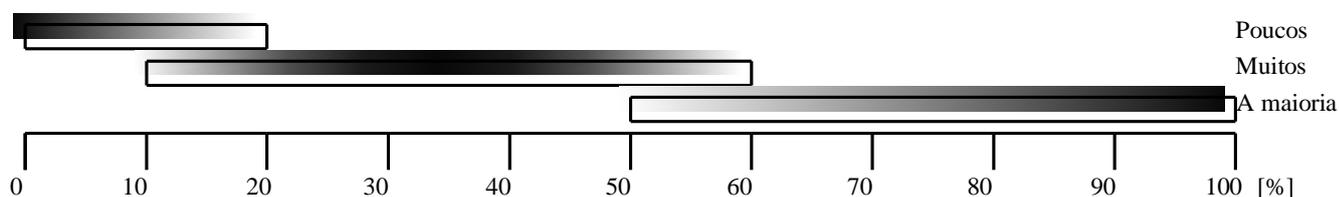
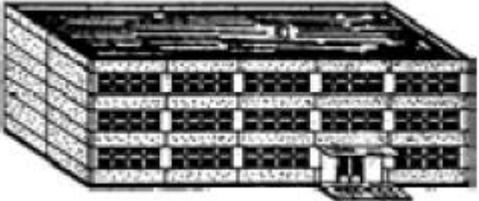
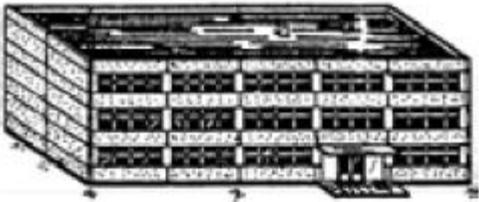
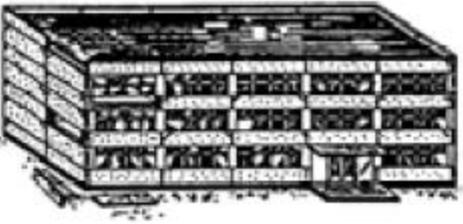
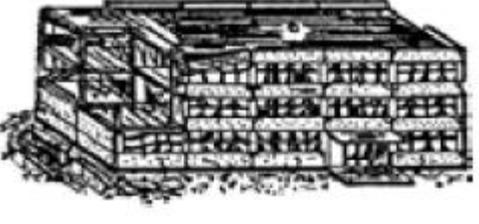


Figura 2.8 - Definição de quantidades na EMS-98 (Grünthal, 1998)

Tabela 2.1 – Descrição dos graus de dano (Grünthal, 1998)

Grau de dano	Ilustração	Descrição
Grau 1		Dano leve – sem dano estrutural, dano não estrutural leve.
Grau 2		Dano moderado – dano estrutural leve, dano não estrutural moderado.
Grau 3		Dano substancial a severo – dano estrutural moderado, dano não estrutural severo.
Grau 4		Dano muito severo – dano estrutural severo, dano não estrutural muito severo.
Grau 5		Destruição – dano estrutural muito severo.

▪ Classes de Vulnerabilidade

As classes de vulnerabilidade são organizadas de A – maior vulnerabilidade, até F – menor vulnerabilidade, e são definidas em função do tipo de estrutura, como mostra a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Tabela de Vulnerabilidade de acordo com a EMS-98 (Grünthal, 1998)

Tipo de estrutura de edifícios		Classes de Vulnerabilidade					
		A	B	C	D	E	F
ALVENARIA	Alvenaria de pedra irregular e solta	○					
	Adobe	○—					
	Alvenaria de pedra (aparelhada)	-...○					
	Pedra aparelhada (monumentos)		—○—				
	Alvenaria não reforçada de tijolo e blocos de betão			—○—			
	Alvenaria não reforçada com placa	-...○—	-...○—				
	Alvenaria reforçada ou confinada				—○—		
BETÃO ARMADO (BA)	Pórtico BA sem DSR ou com DSR mínimo	-...—○—					
	Pórtico BA com DSR moderado		—...—○—				
	Pórtico BA com DSR elevado			—...—○—			
	Parede BA sem DSR ou com DSR mínimo		-...○—				
	Parede BA com DSR moderado			—...—○—			
	Parede BA com DSR elevado				—...—○—		
METÁLICOS	Estrutura metálica			—...—○—			
MADEIRA	Estrutura de madeira		—...—○—				

DSR – Dimensionamento Sismo-Resistente

○ Classe mais provável;

— Classe provável;

... Classe pouco provável ou casos excepcionais.

De acordo com o tipo estrutural do edifício, este é classificado numa classe de vulnerabilidade, com maior ou menor grau de certeza. A incerteza subjacente à classificação de um tipo de estrutura numa dada classe de vulnerabilidade é, também, representada graficamente no Tabela de vulnerabilidade da EMS-98 (Grünthal, 1998).

Para cada tipo de estrutura do edifício a tabela 2.2 apresenta a classe de vulnerabilidade mais provável – circunferência, as gamas de classes prováveis – linha cheia) e as menos prováveis ou excepcionais – linha tracejada.

As estruturas em pórtico de betão armado, as estruturas metálicas e as estruturas de madeira, apresentam uma maior variação de vulnerabilidade sísmica como apresenta a Tabela 2.2, podendo ser classificadas numa de quatro classes de vulnerabilidade (Sousa, 2006).

Como se observa na tabela de vulnerabilidade, a classificação da vulnerabilidade de cada edifício não depende apenas do tipo estrutural, dependendo também de outros factores, como sejam a qualidade de construção dos edifícios, o seu estado de conservação, a regularidade em planta e altura e o nível do seu dimensionamento sísmico.

A EMS-98 (Grünthal, 1998) apresenta três níveis de dimensionamento sismo-resistente (DSR) das estruturas de betão armado.

No primeiro nível encontram-se as estruturas sem dimensionamento para as acções sísmicas, independentemente de terem sido dimensionadas para cargas gravíticas. Este tipo de construção é frequente em zonas de baixa sismicidade onde não existem, ou não são obrigatórios regulamentos sismo-resistentes. Estão ainda englobados os edifícios construídos em regiões de sismicidade elevada, em data anterior à entrada em vigor da regulamentação sismo-resistente.

No segundo nível encontram-se os edifícios com DSR, isto é, edifícios projectados e construídos de acordo com os regulamentos existentes no país a que pertencem. Esta classe de estruturas poderá incorporar um nível mínimo (DSR-Baixo), moderado (DSR-Moderado) ou elevado (DSR-Elevado), de dimensionamento sismo resistente.

As estruturas com DSR-baixo são usuais em zonas de sismicidade baixa a moderada. Por uma questão de simplicidade, associam-se ao mesmo tipo de estrutura as estruturas de betão armado sem dimensionamento sismo-resistente e aquelas com um nível mínimo de dimensionamento.

As estruturas com um nível moderado de dimensionamento sísmico são habituais em regiões de sismicidade moderada a elevada.

As estruturas com um nível de dimensionamento sísmico elevado impõem métodos dinâmicos de cálculo e medidas especiais de detalhe assegurando a construção de um sistema estrutural melhorado. Este nível de dimensionamento é recomendado nas regiões de elevada sismicidade, não sendo exigido nos países Europeus.

Por fim, o terceiro nível inclui os edifícios com medidas anti-sísmicas especiais, como o isolamento de base. Estes edifícios comportam-se de uma maneira especial quando sujeitos à acção sísmica, não apresentando danos, a não ser que o isolamento falhe. Por consequente, este tipo de edifícios não é utilizado na atribuição de intensidades macrossísmicas.

CAPÍTULO 3

REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA

A Engenharia Sísmica é uma vertente recente da Engenharia de Estruturas, e tem como finalidade o estudo dos fenómenos sísmicos do ponto de vista do seu impacto sobre as populações, e infra-estruturas que suportam a actividade humana, bem como a concepção, o projecto e a exploração de sistemas que permitam minimizar esses impactos.

As primeiras instituições que se dedicaram ao estudo dos fenómenos sísmicos e das suas consequências surgiram no final do século XIX, no Japão. Em Itália, após o sismo de Messina em 1908, é nomeada pelo Governo uma comissão de engenheiros que aconselha a que as estruturas devam ser calculadas para resistir a forças horizontais, resistindo assim aos sismos. Esta medida foi também estabelecida em países como o Japão e os Estados Unidos (Lopes *et al*, 2008).

No ano de 1911 surge a primeira publicação científica, o boletim da Sociedade de Sismologia da América – BSSA, onde são publicadas as mais importantes investigações na área como, por exemplo, o trabalho de Wood Neumann, intitulado “Escala de Intensidade de Mercalli Modificada” (Lopes *et al*, 2008).

3.1 REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA PORTUGUESA

Em Portugal, o primeiro regulamento técnico sismo-resistente foi elaborado após o sismo ocorrido em 1775. Foi rigidamente aplicado na reconstrução da cidade de Lisboa durante o século XVIII, dando origem à construção de edifícios que possuem no interior das paredes, uma estrutura triangulada em madeira, permitindo uma maior resistência a forças horizontais. Este tipo de construção ficou conhecida como Gaiola Pombalina, mas foi progressivamente abandonada durante o século XIX, dando lugar a construções com fraca resistência sísmica.

No século XX (1930-1950) começou a ser introduzida a construção em betão armado, traduzindo-se numa melhoria da resistência sísmica das construções, apesar de ainda não haver regulamentação anti-sísmica na época.

Portugal foi acompanhando a evolução da Engenharia Sísmica, tendo sido realizado em 1955, na Ordem dos Engenheiros, o Simpósio Sobre a Acção dos Sismos, que tinha como objectivo debater os efeitos dos sismos nas estruturas e a comemoração do bicentenário do sismo de 1 de Novembro de 1775. Considera-se que o Simpósio marcou o início de um período de grande desenvolvimento da Engenharia Sísmica, e foi também após a sua realização que surgiu o primeiro regulamento de estruturas, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos – RSCCS, em 1958 (Lopes *et al*, 2008): o seu objectivo era o estabelecimento de normas referentes ao projecto sísmo-resistente das construções.

Em 1961, publicou-se o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes - RSEP, regulamento este que passou a definir todas as acções a considerar para o dimensionamento estrutural, incorporando as prescrições introduzidas pelo RSCCS que tinham como objectivo a prevenção do colapso das estruturas. O RSEP não contemplava as estruturas já existentes, pois o conhecimento de reforço era, na altura, muito reduzido.

Nos anos 70, assistiu-se a um aumento da construção de edifícios de médio e grande porte em betão armado, o RSEP foi complementado por um regulamento aplicável às estruturas de betão armado, o Regulamento de Estruturas de Betão Armado – REBA.

Actualmente, vigoram dois regulamentos que vieram substituir o RESEP e o REBA: em 1983 foram promulgados o Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 1983), respectivamente. Estes regulamentos que acompanharam a evolução dos principais regulamentos europeus baseiam-se nas investigações efectuadas entretanto, e vieram introduzir grandes níveis de rigor e exigência no cálculo sísmico de edifícios e pontes, conduzindo a um aumento médio do nível de resistência contra os sismos (Lopes *et al*, 2008).

O Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983) classifica e quantifica as acções a considerar no dimensionamento de estruturas sendo esse dimensionamento feito com base na combinação dessas acções. As combinações de acções devem cumprir os requisitos de segurança dispostos no regulamento, e é efectuado considerando o comportamento não linear da estrutura. Após uma análise linear da estrutura, dividem-se os esforços obtidos pelo coeficiente de comportamento adequado à estrutura, considerando assim o seu comportamento não linear. Com base nestes últimos esforços, verifica-se a segurança da estrutura.

A acção sísmica é genericamente determinada por métodos de análise dinâmica, admitindo, no entanto, uma análise por um sistema de forças estáticas horizontais.

O Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 1983), tal como o seu antecessor REBA, contempla as disposições de segurança e construtivas relativas às construções de betão armado e pré-esforçado, sintetizando as disposições preconizadas pelo Model Code 1990, do Comité Euro-Internacional du Béton (Telford, 1991).

3.2 OS EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS

Desde a década de 80, quando foram introduzidos o RSA (RSA, 1983) e REBAP (REBAP, 1983), que a regulamentação sísmica portuguesa não sofreu alterações, uma vez que no final dessa mesma década, começaram a ser desenvolvidos um conjunto de regulamentos para o sector de construção a nível europeu, denominados Eurocódigos que substituirão em breve a regulamentação existente.

Os Eurocódigos são desenvolvidos pelo Comité Europeu de Normalização – CEN e têm como objectivo uma harmonização dos projectos estruturais de edifícios e de outras obras de engenharia.

Os Eurocódigos Estruturais começaram a ser publicados como normas provisórias, ENV ao longo da década de 90, sendo mais tarde convertidos em Normas Europeias definitivas, EN. Uma vez formalizada a publicação de todos os Eurocódigos como Normas Europeias decorrerá uma fase de transição em que estas (traduzidas e acompanhadas do respectivo Anexo Nacional) coexistirão, com carácter alternativo, com os regulamentos nacionais, no caso de existirem para o respectivo campo.

Existem 10 Eurocódigos Estruturais, subdivididos em várias partes, que visam os aspectos relativos à definição de acções e ao dimensionamento e segurança das estruturas. Os Eurocódigos abordam as estruturas de betão armado, estruturas de aço e mistas, estruturas de madeira, estruturas de alvenaria e estruturas de alumínio. Adicionalmente, existem dois Eurocódigos de âmbito horizontal, abordando as questões geotécnicas e as estruturas sismo-resistentes – este último é designado por Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004).

Os Eurocódigos encontram-se numerados de 0 a 9 e possuem as seguintes denominações:

- **EN 1990: Eurocódigo 0** - “Bases para o projecto de estruturas”, com 2 Partes : Bases para o Projecto; Pontes.
- **EN 1991: Eurocódigo 1** - “Acções em estruturas”, com 10 Partes: Fogo; Neve; Vento; Temperatura; Acções durante a construção; Acções acidentais; Tráfego em pontes; Acções devidas a gruas e a outros equipamentos; Silos e Depósitos.
- **EN 1992: Eurocódigo 2** - “Projecto de estruturas de betão”, com 4 Partes: Regras gerais; Fogo; Pontes; Estruturas de suporte e Reservatórios.
- **EN 1993: Eurocódigo 3** - “Projecto de estruturas de aço”, com 20 Partes: nomeadamente, Regras gerais; Fogo; Aço inoxidável; Cascas; Ligações; Fadiga; Cabos de alta resistência; Pontes; Torres, Mastros e Chaminés; Silos, Reservatórios e Conduitas; Estacas; Gruas.
- **EN 1994: Eurocódigo 4** - “Projecto de estruturas mistas aço-betão”, com 3 Partes: Regras gerais; Fogo; Pontes.
- **EN 1995: Eurocódigo 5** - “Projecto de estruturas de madeira”, com 3 Partes: Regras gerais; Fogo; Pontes.
- **EN 1996: Eurocódigo 6** - “Projecto de estruturas de alvenaria”, com 4 Partes: Regras gerais; Fogo; Selecção e Execução; Métodos de cálculo simplificado.
- **EN 1997: Eurocódigo 7** - “Projecto geotécnico”, com 2 Partes: Regras gerais; Prospecção e Ensaio.
- **EN 1998: Eurocódigo 8** - “Projecto de estruturas para resistência aos sismos”, com 6 Partes: Regras gerais; Pontes; Reforço e reparação de estruturas; Silos, Reservatórios e Conduitas; Fundações e Estruturas de suporte.
- **EN 1999: Eurocódigo 9** - “Projecto de estruturas de alumínio”, com 5 Partes : nomeadamente, Regras gerais; Fogo; “Trapezoidal Sheeting”; Cascas.

3.2.1 O EUROCÓDIGO 8

O Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas Sismo Resistentes (EN 1998, 2004), preconiza as regras de dimensionamento e construção de estruturas e outras obras de engenharia em zonas sísmicas. O objectivo do projecto sismo-resistente é o de, na eventualidade da

ocorrência de sismos, proteger as vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de protecção civil importantes.

Contrariamente à regulamentação nacional em vigor, a acção sísmica é tratada individualmente e separadamente das restantes acções, resultando esta divisão da diferente relevância que o dimensionamento sísmo-resistente tem nos diferentes países da União Europeia.

O Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) subdivide-se nas seguintes 6 partes:

Tabela 3.1 – Estrutura Eurocódigo 8

Parte	Norma Europeia	Título
1	EN 1998-1	Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios
2	EN 1998-2	Pontes
3	EN 1998-3	Avaliação e reforço de edifícios
4	EN 1998-4	Silos, reservatórios e condutas enterradas
5	EN 1998-5	Fundações, estruturas de contenção e aspectos geotécnicos
6	EN 1998-6	Torres, mastros e chaminés

3.2.2 O EUROCÓDIGO 8 – 1: ANÁLISE E COMPARAÇÃO COM O RSA

Na parte 1 do EC8 (EN 1998, 2004) podem encontrar-se os parâmetros relativos à definição da acção sísmica, as regras gerais de construção dos edifícios (betão estrutural, aço, aço-betão, alvenaria e madeira), os critérios a adoptar para os diferentes tipos estruturais e exigências de desempenho.

Dedicando-se a presente dissertação ao estudo de um edifício de betão armado, a parte do Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) à qual será dado maior ênfase será a parte 1, procedendo-se ainda a uma comparação entre o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) e o RSA (RSA, 1983).

3.2.2.1 EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO

O projecto sismo-resistente pressupõe, na possibilidade da ocorrência de um sismo, que as vidas humanas sejam protegidas, que as perdas económicas sejam limitadas, e que o funcionamento das estruturas de protecção civil importantes seja assegurado.

O Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) indica, para esse efeito, duas exigências fundamentais que as estruturas devem cumprir:

- **Exigência de não colapso:** esta exigência impõe que as estruturas não colapsem mesmo que ocorra um evento sísmico raro. As estruturas devem apresentar capacidades mínimas de resposta às cargas gravíticas durante e após a ocorrência de um sismo, permitindo, acima de tudo, salvaguardar as vidas humanas. Os danos estruturais podem ser significativos, mesmo pondo em causa a recuperação da estrutura, mas esta não deve colapsar.
- **Exigência de limitação dos danos:** esta exigência surge como garantia de que, face a um sismo relativamente frequente, as construções não sofram danos significativos, visando assim uma redução a nível de perdas económicas.

Face a estas duas exigências, as estruturas devem ser dimensionadas para dois níveis diferentes de acção sísmica, associados a períodos de retorno diferentes. A acção sísmica associada à exigência de não colapso designa-se por acção sísmica de projecto e surge com uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, correspondendo a um período de retorno de 475 anos. Quanto à acção sísmica associada à exigência de limitação de danos, surge como uma acção com maiores probabilidades de ocorrência, que para os casos correntes, apresenta 10 % de probabilidade de excedência em 10 anos, isto é, possui um período de retorno de 95 anos (Carvalho, 2007).

Uma das diferenças entre o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) e o RSA (RSA, 1983) é que este último não faz qualquer referência à exigência de limitação de danos, conferindo assim ao Eurocódigo uma preocupação adicional nas perdas económicas perante a ocorrência de um sismo.

No RSA (RSA, 1983), a acção sísmica a considerar no dimensionamento de estruturas é considerada uma acção variável, apresentando uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos, isto é, um período de retorno de 975 anos. Sendo a acção sísmica uma acção variável, aquando da combinação com outras acções deve ser majorada com um coeficiente parcial de segurança de 1,5, fazendo com que o período de retorno seja

ainda maior face ao período considerado no EC8 (EN 1998, 2004), que não majora a acção no caso dos edifícios correntes.

3.2.2.2 DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

A acção sísmica é definida através de espectros de resposta, determinados através da resolução da equação de equilíbrio dinâmico que relaciona o movimento do solo com a resposta da estrutura. O EC8 (EN 1998, 2004) define dois tipos de espectros de resposta – espectros elásticos e espectro de dimensionamento, podendo optar-se pelo espectro que melhor represente a acção sísmica relevante para o local.

São ainda definidos dois tipos de espectros para situações de diferente sismo-génese: para um evento sísmico condicionante de magnitude superior a 5,5 tem-se o espectro do tipo 1, caso contrário o espectro do tipo 2 é o espectro que caracteriza um evento sísmico de magnitude inferior.

O Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983) também preconiza dos tipos de acção sísmica, a acção do tipo 1 – sismo de magnitude moderada e pequena distância focal, e acção do tipo 2 – sismo de maior magnitude e maior distância focal. A caracterização da acção sísmica é feita através de espectros de resposta.

Sabe-se ainda, que à acção sísmica tipo 1 do RSA (RSA, 1983) corresponde a designação espectro Tipo 2 no EC8 e vice-versa (Carvalho, 2007).

Para os dois tipos de acção sísmica, o movimento sísmico horizontal ou vertical num dado ponto da superfície, surge representado no EC8 através de um espectro de resposta elástico de aceleração. As expressões que definem o espectro de resposta para as acções sísmicas horizontais são as seguintes:

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

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

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

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

onde $S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico, T é o período de vibração de um sistema linear de um grau de liberdade, a_g é o valor de cálculo da aceleração em rocha (terreno tipo A) $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$, T_B é o limite inferior do período do troço de aceleração constante, T_C é o limite superior do período do troço de aceleração constante T_D é o valor que define o troço de deslocamento constante, S é o factor do solo e η é o factor de correcção do amortecimento (toma-se o valor de $\eta=1$ para um coeficiente de amortecimento de 5%).

Os valores, T_B , T_C , T_D e S dependem do tipo de terreno e da zona do território, enquanto a_g , valor de cálculo da aceleração em rocha (terreno tipo A), depende apenas da zona do território.

▪ Classificação dos Solos

A classificação dos solos é feita com base em parâmetros geotécnicos, como por exemplo a velocidade de propagação das ondas de corte. O valor de S (factor do solo) é estabelecido com base no tipo de solo existente. De acordo com o EC8 (EN 1998, 2004), a classificação dos solos é organizada de acordo com a rigidez e resistência por ordem decrescente (Tabela 3.2).

A classificação dos solos é, igualmente, um parâmetro que sofreu alterações com a existência do EC8 (EN 1998, 2004), uma vez que o RSA (RSA, 1983) define apenas três classificações para os terrenos:

- Tipo I – rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II – solos coerentes muito duros, duros e de consistência média ou solos incoerentes compactos;
- Tipo III – solos coerentes moles e muito moles ou solos incoerentes soltos.

Tabela 3.2 – Classificação dos solos

Tipo de solo	Perfil estratigráfico	Parâmetros	
		$V_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [pancadas/30 cm]
A	Rocha, podendo incluir no máximo 5 metros de material fraco à superfície	> 800	
B	Depósitos de areias densas ou argilas rijas com várias dezenas de metros de espessura, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360 - 800	> 50
C	Depósitos de areias compactas ou medianamente compactas, ou argilas rígidas com espessura de dezenas ou centenas de metros	180 – 360	15 - 50
D	Depósitos de areia soltas a médias (incluindo ou não estratos de argilas moles), ou argilas moles a firmes	< 180	< 15
E	Estrato aluvionar com valores de v_s de solos tipo C ou D com espessura entre 5 e 20 metros sobrejacente a um solo rígido com $v_s > 800$ m/s		
S_1	Depósitos consistindo ou contendo um estrato com pelo menos 10 metros de espessura de argilas e siltes com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor em água	< 100 (indicativo)	
S_2	Depósito de solos com potencial de liquefação, argilas fracas ou outro tipo não incluído nos tipos A a E e S_1		

O valor da velocidade das ondas de corte, $v_{s,30}$ obtêm-se pela expressão:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.5)$$

onde h_i é a espessura (em metros) da formação ou camada i e v_i é a velocidade da onda de corte na formação ou camada i .

Embora a descrição dos tipos de terreno preconizada no RSA (RSA, 1983) seja um pouco sumária, pode ser feita a seguinte analogia com os tipos de solos preconizados no Eurocódigo 8:

Tabela 3.3 – Comparação dos tipos de terreno RSA/EC8

RSA	EC8
Tipo I	A
	B
Tipo II	C
Tipo III	D

Os solos tipo E, S₁ e S₂ do EC8 (EN 1998, 2004) não têm qualquer tipo de correspondência os solos existentes no RSA (RSA, 1983).

O Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004), ao definir 5 tipos de solos ao invés dos 3 do RSA (RSA, 1983), apresenta uma classificação mais precisa, que se vai fazer notar aquando da representação dos espectros de resposta para os diferentes tipos de terreno, pois a cada tipo está inerente uma aceleração espectral diferente e característica.

3.2.2.3 ZONAMENTO DO TERRITÓRIO

O zonamento sísmico de cada país deve ser definido pelas Autoridades Nacionais, tratando-se de um parâmetro a incluir no Anexo Nacional, conforme indicado no EC8 (EN 1998, 2004). Em Portugal, o grupo de trabalho do Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) pretendeu manter o duplo cenário de uma acção sísmica, tal como no RSA (RSA, 1983), estabelecendo assim a acção sísmica próxima e a acção sísmica afastada (Carvalho, 2007).

A primeira trata de um sismo intraplaca, de intensidade moderada e de pequena distância focal, enquanto a acção sísmica afastada define um sismo de maior magnitude e de maior distância focal, referente a um sismo interplacas. A estes dois tipos de sismo correspondem dois zonamentos distintos, definidos com base na perigosidade sísmica, que elimina uma anomalia existente no RSA (RSA, 1983), que contempla apenas um zonamento do território, para os dois cenários de ocorrência sísmica.

De acordo com o zonamento apresentado no Anexo C, a área nacional que, no RSA (RSA, 1983), correspondia a um maior risco sísmico – zona A, diminui relativamente ao EC8 (EN 1998, 2004). Isto não significa, no entanto, que o Anexo Nacional desvalorize

essa zona: procedeu-se, isso sim a um melhor ajustamento do zonamento do território, tendo os valores do espectro de resposta, aumentado significativamente, ou seja, as exigências tornaram-se bastante mais acentuadas.

A cada zona do território e para cada tipo de acção sísmica, corresponde, então, um valor de aceleração máxima de referência referindo-se à aceleração de projecto em rocha para o período de referência – 475 anos:

Tabela 3.4 – Valores de a_{gr} para a acção sísmica tipo 1

Acção sísmica	Zona sísmica	a_{gr} [m/s^2]
Acção sísmica tipo 1	1.1	2,50
	1.2	2,00
	1.3	1,50
	1.4	1,00
	1.5	0,50

Tabela 3.5 – Valores de a_{gr} para a acção sísmica tipo 2

Acção sísmica	Zona sísmica	a_{gr} [m/s^2]
Acção sísmica tipo 2	2.1	2,50
	2.2	2,00
	2.3	1,70
	2.4	1,10
	2.5	0,80

Os valores preconizados para a aceleração máxima de referência no Anexo Nacional para os diferentes zonamentos do território são, deste modo, um pouco mais elevados do que os valores existentes no RSA (RSA, 1983). Esta diferença, no entanto, não deverá ser sobreavaliada, pois existem outros factores a ter em conta na definição da acção sísmica, como por exemplo a majoração indicada pelo RSA (1,5) contrariamente à do Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) que considera o valor 1,0 para os edifícios correntes.

Tabela 3.6 – Valores da aceleração RSA

Zona sísmica	Acção sísmica próxima	Acção sísmica afastada
	a_g [m/s]	a_g [m/s]
A	1,07	1,77
B	0,75	1,24
C	0,54	0,89
D	0,32	0,53

3.2.2.4 CLASSES DE IMPORTÂNCIA

O Eurocódigo 8 (EN 1998-1, 2004) introduz o conceito de classe de importância das construções, de modo a poder diferenciar a fiabilidade do comportamento sísmico, através do factor de importância (γ_I), que vai influenciar o valor da acção sísmica a considerar.

O factor de importância diferencia as construções de grande relevância das menos relevantes, sendo que primeiras devem manter-se operacionais na ocorrência de um sismo, apresentando danos reduzidos e, se possível, inexistentes.

Estão previstas quatro classes de importância, sendo às estruturas de maior importância atribuído um factor maior:

Tabela 3.7 - Classes de Importância e respectivos coeficientes para as várias construções

Classe de importância	Construções	Factor de importância
I	Edifícios de importância reduzida (edifícios agrícolas)	0,8
II	Edifícios correntes	1,0
III	Construções onde a resistência sísmica toma alguma importância (escolas...)	1,2
IV	Edifícios fundamentais para o socorro pós-sismo (Hospitais, Quartéis de Bombeiros...)	1,4

O factor de importância atribuído à estrutura aquando do seu estudo, irá ser utilizado no momento da definição da aceleração de projecto $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$.

3.2.2.5 ACÇÃO SÍMICA – ESPECTRO ELÁSTICO

Definidos os parâmetros necessários para a representação da acção sísmica, apresentam-se, de seguida, os espectros de resposta elásticos do EC8 (EN 1998, 2004) e do RSA (RSA, 1983) para o mesmo tipo de terreno, considerando, respectivamente, um terreno tipo D, zona 1.3 e 2.3 e uma classe de importância III, zona A e terreno III, ambos com um coeficiente de amortecimento igual a 5%.

Para uma melhor analogia entre os espectros dos diferentes regulamentos, a acção sísmica referente ao RSA (RSA, 1983) encontra-se majorada com o coeficiente de majoração igual a 1,5.

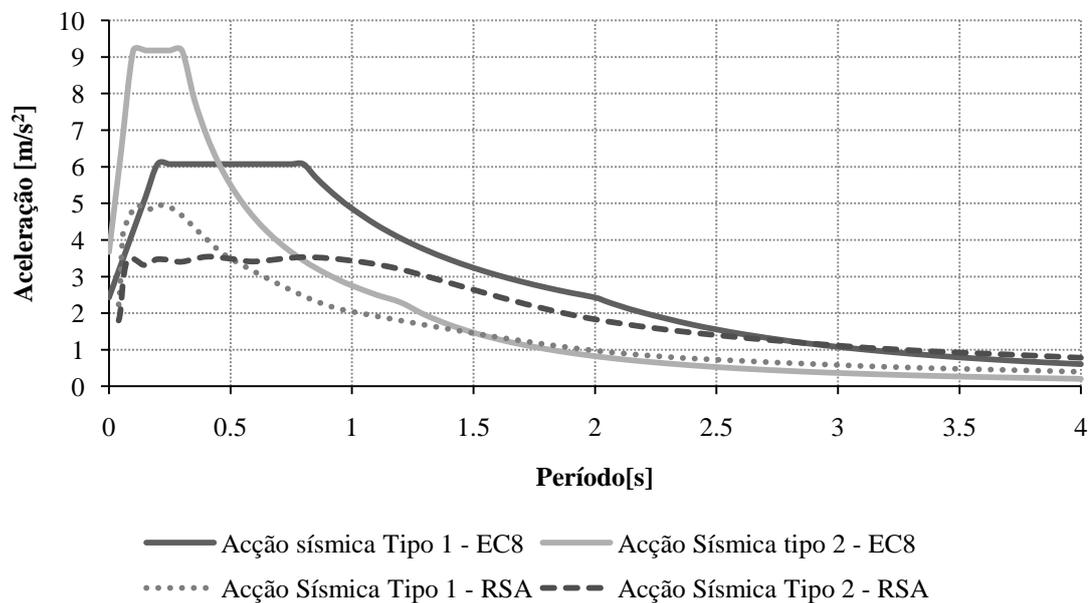


Figura 3.1 – Espectros de resposta EC8/RSA

3.2.2.6 ACÇÃO SÍMICA – ESPECTRO DE PROJECTO

Como já foi referido no ponto 3.2.2.2, o EC8 (EN 1998, 2004) define dois tipos de espectros de resposta, o espectro elástico e o espectro de dimensionamento. Os dois espectros definem as componentes da aceleração horizontal, o que os faz diferir é a inclusão do factor de comportamento na definição do espectro de resposta de projecto.

3.2.2.6.1 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

O coeficiente de comportamento é um parâmetro que tem em consideração o comportamento não linear da estrutura e a sua ductilidade (característica que lhe confere a capacidade de dissipação de esforços por processos histeréticos) sendo dado pela expressão:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.6)$$

onde q_0 representa o valor básico do coeficiente de comportamento, dependente do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura e k_w é o factor que reflecte o modo de colapso prevalecente em sistemas estruturais com paredes.

▪ Sistemas Estruturais e Classes de Ductilidade

Para a definição do coeficiente de comportamento é necessário qualificar os vários tipos de sistemas estruturais existentes, bem como as classes de ductilidade associadas a cada tipo:

- Sistema porticado – sistema estrutural no qual tanto as cargas verticais como laterais são essencialmente suportadas por pórticos cuja resistência ao corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total ao corte de todo o sistema estrutural.
- Sistema de parede – sistema estrutural no qual tanto as acções verticais como horizontais são principalmente suportadas por paredes estruturais, cuja resistência ao corte na base do edifício é superior a 65% da resistência ao corte de todo o sistema estrutural.
- Sistema misto – sistema estrutural no qual o suporte das cargas verticais é feito essencialmente pelo sistema pórtico, e em que a resistência às cargas laterais é partilhada pelo sistema pórtico e pelas paredes estruturais.
- Sistema misto equivalente a pórtico – sistema misto no qual a resistência ao corte do sistema porticado na base do edifício é superior a 50% da resistência total ao corte.

- Sistema misto equivalente a parede - sistema misto no qual a resistência ao corte das paredes na base do edifício é superior a 50% da resistência sísmica total ao corte.

O Eurocódigo 8 (EN 1998:2004) indica três tipos de classes de ductilidade, para os diferentes tipos de sistemas estruturais:

- DCL – *Ductility Class Low* (Classe de Ductilidade Baixa)
- DCM – *Ductility Class Medium* (Classe de Ductilidade Média)
- DCH – *Ductility Class High* (Classe de Ductilidade Alta)

Tabela 3.8 – Valores de q_0 para os diferentes sistemas estruturais

Tipo estrutural	Classes de Ductilidade	
	DCM	DCH
Pórticos, estruturas mistas pórtico-parede e paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Paredes	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Sistemas de rigidez concentrada	2,0	3,0
Sistemas em pêndulo invertido	1,5	2,0

A classe de ductilidade baixa não figura na tabela, devendo adoptar-se o coeficiente de comportamento, $q = 1,5$ para qualquer sistema estrutural. Recomenda-se ainda que esta classe só se utilize em zonas de baixa sismicidade.

Como se verifica na Tabela 3.8, para alguns tipos estruturais o valor de q_0 depende do parâmetro α_u / α_1 , que representam o quociente entre a acção sísmica que corresponde à formação de um mecanismo e acção sísmica que provoca o aparecimento da primeira rótula plástica na estrutura. A razão entre estes dois parâmetros depende do tipo de estrutura e, caso não haja um cálculo específico desta sobre-resistência da estrutura, o EC8 (EN 1998, 2004) propõe determinados valores aproximados para esta razão apresentados de seguida, os quais dizem respeito a estruturas regulares em planta.

- Estruturas em pórtico ou mistas equivalentes a pórtico:
 - edifício de 1 piso: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
 - edifícios de vários pisos e um vão: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
 - edifícios de vários pisos e vários vãos: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

- Estruturas em parede ou mistas equivalentes a parede:
 - estruturas parede com apenas duas paredes não acopladas em cada direcção:
 $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
 - outras estruturas parede sem acoplamento: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
 - estruturas mistas equivalentes a parede ou de paredes acopladas:
 $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

Em estruturas irregulares em planta, o valor do quociente α_u / α_1 deve ser considerado igual à média entre os valores anteriores e a unidade.

O factor k_w tem em consideração o efeito nocivo de elevados esforços transversos na ductilidade e capacidade de dissipação de energia das paredes. Assume, assim, valores entre 0,5 e 1,0. Para estruturas pórtico ou equivalentes, k_w toma o valor de 1,0 e, para os restantes casos assume a expressão $k_w = (1 + \alpha_0) / 3$, onde α_0 é obtido através do quociente entre a altura e a largura das paredes.

Nos regulamentos portugueses, a definição do coeficiente de comportamento encontra-se no Regulamento de Edifícios de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 1983), onde são definidos apenas dois tipos de classes de ductilidade: a ductilidade normal e a ductilidade melhorada para os três tipos estruturais considerados (estruturas em pórtico, mistas e parede, cujos os coeficientes são, respectivamente 2,5; 2,0 e 1,5 no caso de estruturas de ductilidade normal, e 3,5; 2,5 e 2,0 no caso de estruturas de ductilidade melhorada).

Fazendo uma analogia entre as classes de ductilidade previstas no REBAP (REBAP, 21983) e no EC8 (EN 1998, 2004), as classes de ductilidade normal comparam-se às estruturas de ductilidade baixa e as de ductilidade melhorada às de ductilidade média. Para as primeiras, o valor do coeficiente de comportamento é maior no caso do REBAP (REBAP, 1983) que toma o valor de 2,5 face ao valor indicado no EC8 (EN 1998, 2004) que considera 1,5. Por sua vez, para as estruturas de ductilidade média, os valores no EC8 (EN 1998, 2004) são superiores face aos do RSA (RSA, 1983) para estruturas de classe melhorada.

3.2.2.7 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS

O dimensionamento sísmico pressupõe que as estruturas sejam classificadas como regulares ou não regulares. Esta classificação tem implicações nos seguintes aspectos: tipo de modelo estrutural a considerar (plano ou tridimensional), método de análise, e no valor do coeficiente de comportamento.

Tabela 3.9 – Consequências gerais da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico.

Regularidade		Simplificações permitidas		Coeficiente de Comportamento
Planta	Altura	Modelo	Análise	
Sim	Sim	Plano	Estática	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Dinâmica	Valor reduzido de 20%
Não	Sim	Tridimensional	Estática	Valor de referência
Não	Não	Tridimensional	Dinâmica	Valor reduzido de 20%

3.2.2.7.1 CRITÉRIOS DE REGULARIDADE EM PLANTA

De acordo com o EC8 (EN 1998, 2004) uma estrutura deverá satisfazer os seguintes critérios para ser considerada regular:

- a distribuição de massa e rigidez em planta deve ser aproximadamente simétrica em relação aos dois eixos ortogonais;
- a forma dos pisos deve ser compacta, isto é deve ser delimitada por uma linha convexa. Se não for a área das reentrâncias no interior dessa linha não devem exceder 5% da área do piso;
- a rigidez em planta dos pisos deve ser suficientemente superior à dos elementos estruturais verticais, de modo a que a deformação dos pisos tenha pouca influência na distribuição das forças ao longo dos elementos estruturais verticais;
- a esbelteza do edifício não deve ser superior a 4, ou seja $\lambda = L_{\text{máx}}/L_{\text{min}} \leq 4$, onde $L_{\text{máx}}$ e L_{min} são respectivamente a maior e menor dimensão em planta do edifício, medidas em direcções ortogonais;
- em cada piso e para cada direcção ortogonal em análise, x e y , a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem respeitar as duas condições seguintes, que se encontram expressas em relação à direcção y :

$$e_{0x} \leq 0.3 r_x$$

e

$$r_x \geq i_s$$

em que, e_{0x} é distância entre o centro de massa e o centro de rigidez, segundo a direcção x , r_x é o raio de torção = (rigidez de torção/rigidez lateral)^{1/2} e i_s é o raio de giração da massa do piso.

3.2.2.7.2 CRITÉRIOS DE REGULARIDADE EM ALTURA

Os edifícios, para serem considerados regulares em altura devem satisfazer as seguintes condições, de acordo com o EC8 (EN 1998, 2004):

- continuidade dos elementos verticais desde a fundação ao último piso;
- rigidez lateral e distribuição de massas sem descontinuidades significativas;
- a relação entre a resistência real e a resistência necessária não deve variar;

No caso de existirem recuos, devem-se optar os seguintes critérios:

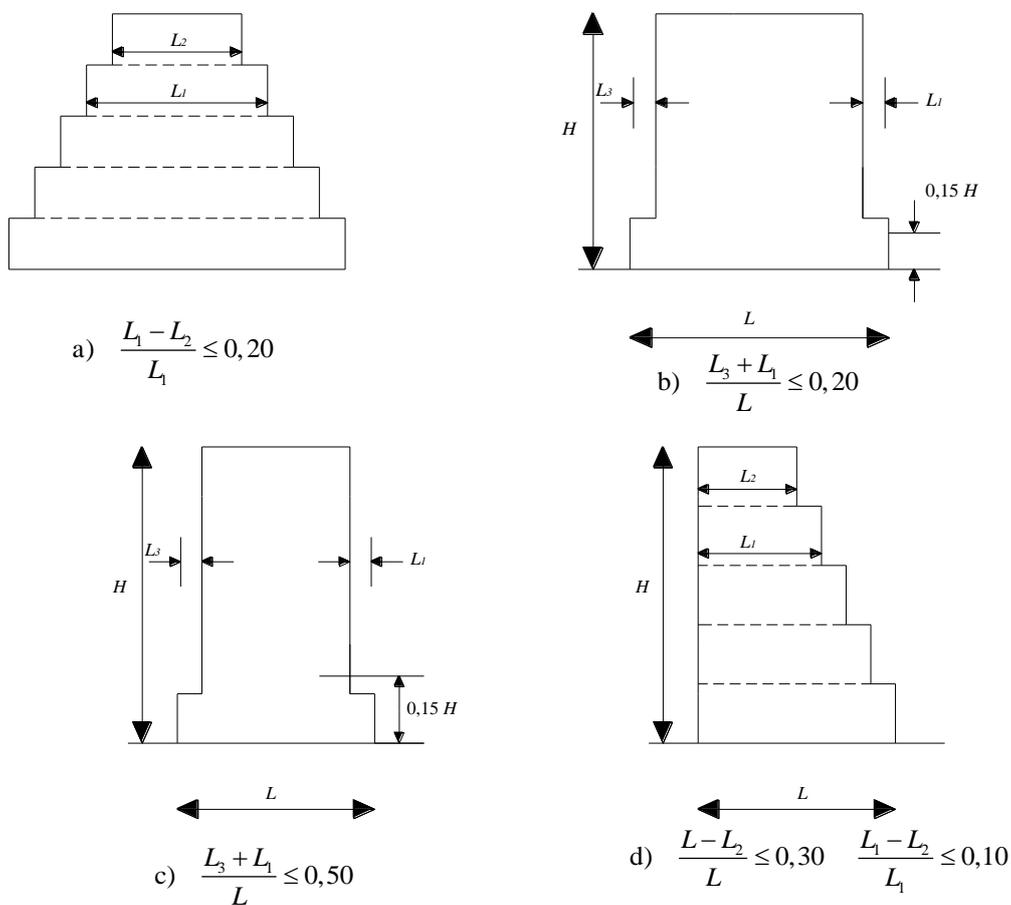


Figura 3.2 – Limites de Recuo (EN 1998, 2004)

- a) em casos de recuos graduais e simétricos a redução de dimensão em cada recuo não pode exceder 20% da dimensão do piso abaixo, como ilustra a Figura 3.2a;
- b) em caso de um recuo único a um nível superior a 15% da altura do edifício a redução de dimensão não pode exceder 20% da mesma dimensão no piso inferior, Figura 3.2b;
- c) em caso de um recuo único a um nível inferior a 15% da altura do edifício a redução de dimensão não pode exceder 50% da mesma dimensão no piso inferior, conforme se ilustra na Figura 3.2c;
- d) em caso de recuos graduais e assimétricos, cada recuo não pode exceder 10% da dimensão no piso inferior e a soma de todos os recuos não pode exceder 30% da dimensão do piso base, como ilustra a Figura 3.2d.

3.2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE

Os efeitos provocados pelos sismos podem ser determinados admitindo que as estruturas têm um comportamento linear ou não linear, existindo duas metodologias diferentes para cada situação.

Tabela 3.10 – Métodos de análise

Análises elásticas lineares	Análises estáticas equivalentes
	Análises dinâmicas (espectro de resposta)
Análises elásticas não lineares	Análises estáticas
	Análises dinâmicas

3.2.3.1 ANÁLISES ELÁSTICAS LINEARES

Os modelos estáticos lineares são utilizados para determinar as características modais da estrutura sendo feita a análise sísmica por espectros de resposta – decomposição modal.

A análise estática equivalente corresponde a simular a acção de um sismo através de um sistema de forças horizontais aplicadas ao longo da estrutura. Este método é utilizado apenas em estruturas regulares e a resposta é condicionada apenas pelos métodos de vibração fundamentais.

Por sua vez a análise dinâmica modal por espectros de resposta é feita através da resolução da equação de equilíbrio dinâmico que relaciona o movimento do solo com a resposta da estrutura. O EC8 (EN 1998, 2004) define dois tipos de espectros de resposta, espectro elástico e espectro de dimensionamento que já foram descritos com algum pormenor nos pontos anteriores.

3.2.3.2 ANÁLISES ELÁSTICAS NÃO LINEARES

No Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) as análises não-lineares estáticas e dinâmicas são apontadas como análises de referência, sendo estas últimas consideradas as que permitem caracterizar com maior rigor o comportamento das estruturas, embora se revelem muito complexas e pouco práticas para o dimensionamento de estruturas correntes. As análises não lineares surgem, então, como métodos alternativos às análises lineares.

Os modelos de análise não-linear dependem, porém, de um elevado número de parâmetros para caracterizar a estrutura e o comportamento dos materiais constituintes.

A análise estática não linear (*pushover*) é um tipo de análise na qual a estrutura é submetida a cargas gravíticas, e à aplicação de uma carga lateral pré-definida, distribuída ao longo da estrutura. A carga lateral, é então, aumentada monotonicamente, até que o deslocamento de controle (por exemplo o deslocamento do topo do edifício) alcance determinado valor. Este método considera o comportamento não-linear da estrutura e permite traçar sequencialmente a cedência e o colapso dos elementos estruturais e da própria estrutura, assim como a evolução da curva de capacidade resistente estrutural.

O método previsto pelo EC8 (EN 1998, 2004), Método N2 consiste na utilização de pelo menos duas distribuições de forças: uma uniforme e outra com distribuição modal. Nesta última, a força a aplicar no piso i é proporcional à massa do piso e à componente i do modo condicionante.

Para realizar uma análise dinâmica não-linear é necessário ter a representação da acção dinâmica através de uma série de acelerações ao longo do tempo. No caso da análise sísmica, estas séries devem ser representativas da acção sísmica de dimensionamento a considerar. As séries de acelerações, acelerogramas, podem ser reais ou geradas artificialmente.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

A actuação de um sismo corresponde à passagem de ondas vibratórias pelos solos. Esta vibração é transmitida às estruturas, a partir do movimento forçado das suas fundações, que são impelidas de vibrar. Assim, durante a actuação do sismo, geram-se forças de inércias que provocam a deformação da estrutura, conduzindo à transformação da parcial da energia associada ao movimento, energia cinética, em energia potencial de deformação. Durante as várias fases de oscilação da estrutura, a energia alterna continuamente de cinética a potencial, e vice-versa, até a soma das duas, a energia mecânica, ser totalmente dissipada por via do amortecimento viscoso e por histeres. O estudo da resposta dinâmica de uma estrutura pode ser facilmente realizado se se analisar o comportamento oscilatório do sistema a partir dos seus modos de vibração (Lopes *et al*, 2008).

A análise dinâmica de estruturas incide sobre um modelo que, simula não só própria estrutura como também as massas associadas que se distribuem ao longo do volume dos elementos constituintes dos edifícios, estruturais e não estruturais, e das sobrecargas presentes na altura do sismo.

Na maioria dos edifícios, a parte significativa das massas encontra-se ao nível dos pisos, pois é onde se situam as lajes e os respectivos revestimentos, e onde se encontram as sobrecargas. É, então, recorrente concentrarem-se as massas ao nível dos pisos, distribuindo a massa das paredes e pisos pelas lajes destes, obtendo-se assim modelos onde a massa se encontra concentrada ao nível dos pisos.

Os graus de liberdade associados a um sistema são definidos de acordo com o número mínimo de deslocamentos e rotações independentes das suas massas.

A análise dinâmica é feita resolvendo a equação (4.1) de equilíbrio dinâmico que relaciona o movimento do solo com a resposta da estrutura.

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = f(t) \quad (4.1)$$

Nesta expressão, m , c e k são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez respectivamente, e \ddot{u} , \dot{u} e u são os vectores das acelerações, velocidades e deslocamentos nodais da estrutura. A equação representa, matematicamente, o equilíbrio dinâmico de um

sistema de múltiplos graus de liberdade, sendo um sistema de n equações lineares de segunda ordem.

Um espectro de resposta pode ser definido como uma função que relaciona o valor máximo da resposta (medida em termos de deslocamento, aceleração, esforços, etc.) de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por uma determinada acção sísmica. Estes valores máximos são representados em função da frequência própria dos osciladores (ou do seu período) e do valor do coeficiente de amortecimento considerado (Lopes *et al*, 2008).

Cada modo comporta-se como um sistema de um grau de liberdade e a resposta máxima ao longo do tempo de actuação do sismo deste modo de vibração específico corresponde ao valor espectral associado à frequência de cada modo. Para projectar as estruturas, interessam os valores máximos de, por exemplo, esforços internos ou deslocamentos, que levam em conta o comportamento dinâmico global da estrutura, pelo que, no caso de sistemas com vários graus de liberdade, os valores máximos são influenciados pelos vários modos de vibração.

Como estes não ocorrem simultaneamente, visto cada grandeza variar ao longo do tempo, é necessário combinar o valor máximo de cada modo de vibração a fim de se obter o valor máximo dessa grandeza se ilustra na Figura 4.1.

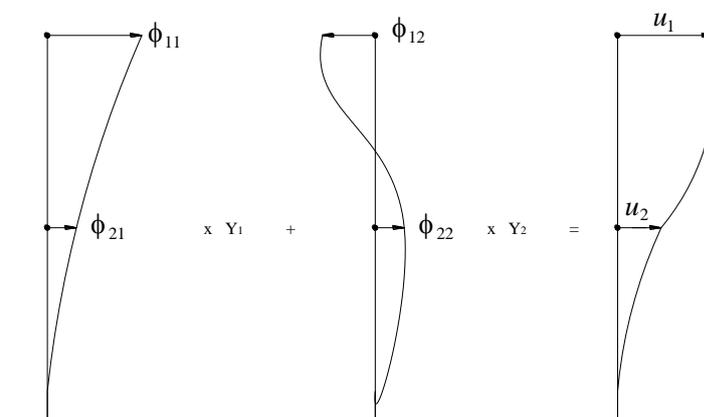


Figura 4.1 – Combinação de duas deformadas de dois modos de vibração

Nesta análise, consideram-se todos os modos superiores ao fundamental para cada direcção. No entanto para se considerar os modos que contribuem para a resposta estrutural da estrutura, deve verificar-se, pelo menos, uma das duas exigências seguintes:

- a soma das massas efectivas dos modos considerados deve contabilizar no mínimo 90% da massa total efectiva da estrutura nos graus de liberdade em questão;
- todos os modos com participação de massa de pelo menos 5% da massa total efectiva no grau de liberdade correspondente devem ser tidos em conta.

O método da raiz quadrada da soma dos quadrados, SRSS, é um dos métodos mais utilizados neste tipo de combinações modais. Neste método considera-se que a resultante é dada pela raiz quadrada da soma dos quadrados das respostas obtidas para cada modo. No entanto, será necessário que os valores das frequências de vibração correspondentes aos vários modos estejam suficientemente afastados, de modo a que este método ofereça bons resultados. Caso isto não aconteça, deve utilizar-se a Combinação Quadrática Completa, CQC, que permite combinar as respostas máximas de cada modo, independentemente da relação de frequências entre si.

A utilização do método da CQC na análise de estruturas de vários graus de liberdade está disponível em vários programas de cálculo automático.

4.1 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

De forma a garantir as duas exigências de desempenho referidas no Capítulo 4 – exigência de não colapso e a exigência da limitação de danos – o EC8 (EN 1998, 2004) refere duas verificações de projecto necessárias: verificação ao “Estado-Limite Último”, e ao “Estado-Limite de Dano”.

Ambos os regulamentos – RSA (RSA, 2006) e Eurocódigos (EC0, 2001 e EC8, 2004) – exigem, no momento do dimensionamento, que a capacidade resistente dos elementos seja superior aos esforços produzidos pelas forças actuantes.

No entanto, a forma como os valores actuantes e os resistentes são obtidos diferem entre regulamentos. A definição da acção sísmica e a combinação de acções em que o sismo é a variável base são exemplos dessas diferenças, traduzindo-se, assim, numa desigualdade nos esforços actuantes resultantes do cálculo estrutural.

O EC8 (EN 1998, 2004) introduz um conjunto de métodos baseados no conceito de Capacidade Resistente (Capacity Design) que se prendem com a concepção e análise de elementos sismo-resistentes.

4.1.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

As verificações de projecto relacionadas com o “Estado Limite Último” consistem na obtenção de uma combinação de resistência e ductilidade dos elementos estruturais.

A esta verificação está associada a exigência de não colapso parcial ou global, acautelando as vidas humanas, admitindo, no entanto, danos estruturais significativos.

$$E_d \leq R_d \quad (4.2)$$

onde E_d é o valor de cálculo do efeito da acção devido à situação de projecto sísmica, incluindo, se necessário, efeitos de 2ª ordem e R_d é o valor de cálculo da força resistente de acordo com as regras específicas de cada material usado e os modelos mecânicos relacionados com o tipo de sistema estrutural.

4.1.1.1 DIMENSIONAMENTO DIRECTO

Existem alguns critérios de dimensionamento para que a exigência anterior seja garantida: o EC8 preconiza o conceito de Capacidade Resistente que tira partido do comportamento não linear da estrutura quando submetida a uma acção sísmica.

O método de cálculo dos esforços actuantes na estrutura quando submetida a uma acção sísmica existente, no RSA (RSA, 1983), consiste numa análise linear da estrutura e em que, depois de obtidos os esforços, estes sejam divididos pelo coeficiente de comportamento da estrutura, para assim considerar o comportamento não linear da estrutura e verificar a segurança da estrutura.

O EC8 (EN 1998, 2004) indica uma análise semelhante, uma vez que a acção sísmica é simulada através do espectro de resposta de dimensionamento, que já inclui o coeficiente de comportamento da estrutura.

A análise das estruturas por estes métodos não controla, porém, o modo de rotura da estrutura, pois a cedência ou rotura pode acontecer em qualquer secção de qualquer elemento da estrutura, e pode ocorrer quer por flexão, quer por corte ou esforço axial.

4.1.1.2 DIMENSIONAMENTO POR CAPACIDADE RESISTENTE

O dimensionamento por capacidade resistente tem por base garantir na estrutura um comportamento não linear. O regime não linear não se deve dar simultaneamente em toda a estrutura, mas apenas nas zonas definidas antecipadamente. Essas zonas devem apresentar uma ductilidade adequada e capacidade de dissipação de energia, enquanto as restantes zonas da estrutura devem permanecer em regime elástico.

As zonas que estiverem em regime elástico devem ser dimensionadas com um excesso de resistência, enquanto as zonas a plastificar devem apresentar uma ductilidade adequada, isto para que, enquanto as zonas em regime não linear sofrem deformações plásticas, as restantes possuam a capacidade para resistir aos esforços que possam surgir, possibilitando, assim, um comportamento não linear.

Contrariamente ao modelo apresentado no ponto 4.1.1.1, este método tem como base que os esforços actuantes nas zonas em regime elástico dependam dos esforços resistentes das zonas plásticas.

É necessário decidir o comportamento não linear mais desejável, isto porque a entrada em regime não linear pode ser desencadeada em função dos vários tipos de esforços, como, por exemplo, flexão, esforço transversal ou esforço axial. De acordo com o tipo de esforço, obtém-se um tipo de rotura, a que estão associados diferentes níveis de fragilidade e dissipação de energia.

O comportamento não linear mais desejável é o comportamento associado à flexão, pois permite uma maior dissipação de energia, após a entrada em regime não linear. Com a cedência das armaduras, dá-se a deformação destas: no entanto a secção onde ocorre não perde capacidade resistente até à altura em que se dá a rotura do betão por compressão.

No caso da entrada em regime não linear se associar a esforços axiais ou esforço transversal, tem-se uma situação diferente da anterior, uma vez que com estes tipos de esforços existe uma redução significativa de ductilidade, implicando uma rotura frágil associada a uma dissipação de energia reduzida.

Tratando-se da flexão o esforço mais adequado, é, então, necessário que se forme o maior número de rótulas plásticas na estrutura, sem que a estrutura se torne num mecanismo, maximizando, assim, a capacidade de dissipação de energia.

Para isso, em pórticos que resistem à maioria das cargas horizontais, é necessário que as rótulas plásticas se formem nas extremidades das vigas e não dos pilares, pois no caso das rótulas plásticas se formarem nos pilares, o número necessário de rótulas para tornar a estrutura num mecanismo é claramente menor, face à formação das mesmas na extremidade das vigas.

Para as rótulas se formarem nas vigas é, necessário que os momentos actuantes atinjam os valores dos momentos resistentes em primeiro lugar nas vigas do que nos pilares. Para tal, o EC8 (EN 1998, 2004) designa, para estruturas do tipo pórtico ou mistas equivalentes a pórtico, que todas as ligações entre vigas e pilares devam cumprir a seguinte verificação:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (4.3)$$

onde M_{Rc} são os momentos resistentes dos pilares e M_{Rb} são os momentos resistentes das vigas.

A expressão (4.3) deverá ser verificada segundo os dois planos ortogonais de flexão.

O cumprimento da exigência de não colapso para além do dimensionamento por capacidade resistente passa também pela verificação das condições seguintes de acordo com o EC8 (EN 1998, 2004): condição de resistência, condição de equilíbrio, resistência de diafragmas horizontais, resistência de fundações e condição de junta sísmica.

4.1.2 ESTADO LIMITE DE DANO

As verificações de projecto relacionadas com o “Estado Limite de Dano” visam limitar as deformações laterais da estrutura, assegurando a integridade dos elementos estruturais e não estruturais, incluindo alvenarias de enchimento. Esta verificação não é definida na regulamentação Portuguesa, sendo, portanto, um parâmetro novo na verificação na segurança de estruturas.

Tratando-se dos deslocamentos relativos entre pisos a variável da análise estrutural que melhor se relaciona com os danos não estruturais em edifícios, impõem-se as seguintes condições:

- para edifícios com elementos não estruturais frágeis ligados à estrutura:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (4.4)$$

- para edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad (4.5)$$

- para edifícios com elementos não estruturais fixados de forma a não interferir com a deformação da estrutura, ou sem elementos não estruturais:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h \quad (4.6)$$

em que v é o factor de redução da acção sísmica usado no cálculo da acção sísmica associado à verificação do “Estado Limite de Dano”, h é a distância entre pisos e d_r é a diferença entre as médias dos deslocamentos de pisos adjacentes.

Os valores dos deslocamentos calculados através do espectro de resposta de dimensionamento virão afectados pelo coeficiente de comportamento da estrutura. Os deslocamentos devidos à acção sísmica (d_s) deverão ser multiplicados pelo coeficiente de comportamento:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (4.7)$$

em que q_d é o coeficiente de comportamento, que se assume igual a q excepto onde especificado o contrário e d_e é o deslocamento do mesmo ponto obtido numa análise linear baseada no espectro de resposta de projecto.

Os valores de redução da acção sísmica (v) são definidos em função da acção sísmica e pelo Anexo Nacional de cada país. No entanto, o EC8 (EN 1998, 2004) recomenda que se adopte o valor de 0,4 para estruturas de classe de importância III ou IV, e o valor de 0,5 para estruturas cuja classe de importância seja I ou II.

CAPÍTULO 5

MODELAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS SOB ACÇÃO DE FORÇAS HORIZONTAIS

No estudo de edifícios sujeitos a acções horizontais, é por vezes vantajoso começar com um modelo simplificado antes de preparar o modelo tridimensional definitivo. Assim, ficam facilitadas as tarefas associadas ao pré-dimensionamento, nomeadamente nos casos em que o comportamento dinâmico é preponderante.

A modelação e conseqüente análise de estruturas às acções horizontais podem ser efectuadas de vários modos: modelos espaciais – 3D – das estruturas, modelos simplificados de 3 graus de liberdade por piso e por associações planas.

5.1 MODELO DE TRÊS GRAUS DE LIBERDADE POR PISO

O modelo de 3 graus de liberdade por piso é um modelo simplificado da estrutura real, que consiste na associação de sub-estruturas planas de contraventamento (pórticos e/ou paredes) em qualquer direcção e na compatibilização pelo piso rígido, segundo 3 deslocamentos generalizados – dois deslocamentos horizontais perpendiculares entre si (u_i e v_i) e uma rotação (θ_i).

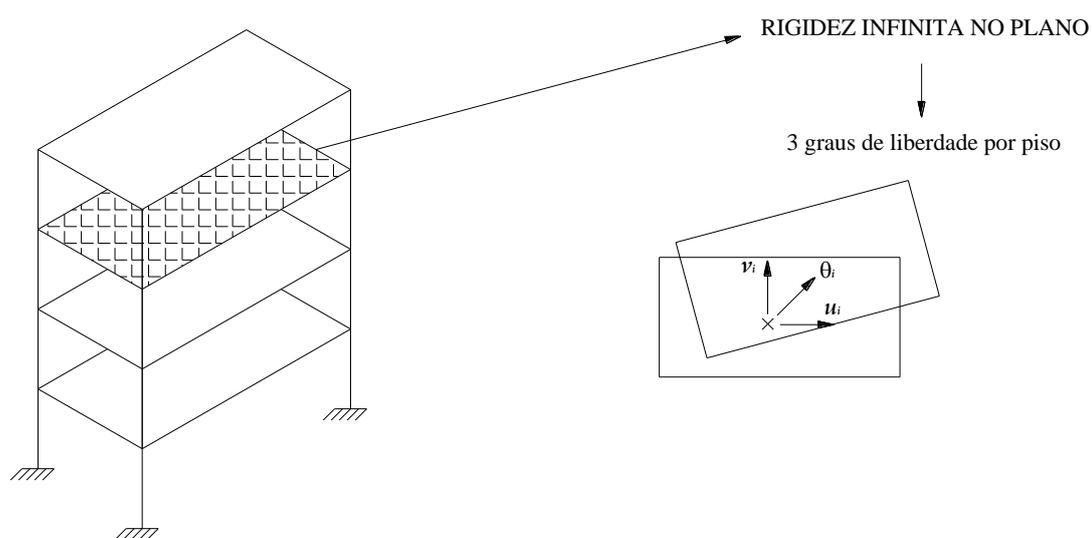


Figura 5.1 – Modelo de 3 graus de liberdade por piso (adaptado de Delgado & Arêde, 2000)

No caso de uma estrutura de um edifício constituída por uma associação de pórticos, paredes e lajes, o estudo do seu comportamento poderá basear-se num modelo simplificado, desde que as seguintes hipóteses sejam verificadas:

- a laje de cada piso constitui um diafragma rígido;
- o contraventamento é realizado por estruturas planas situadas em planos verticais – pórticos, paredes ou associações pórtico/parede;
- admite-se que os elementos verticais de contraventamento apresentem uma rigidez considerável quando são solicitados paralelamente ao seu plano médio e uma rigidez nula segundo a normal a esse plano.

Este modelo apresenta um número razoável de graus de liberdade $-3 \times$ número de pisos. Proporciona a análise e sistematização de resultados por pórtico, considerando, no entanto, o comportamento 3D.

5.1.1 MATRIZ RIGIDEZ DE UM PÓRTICO/PAREDE OU ASSOCIAÇÃO PÓRTICO/PAREDE

As forças horizontais provocam deslocamentos, que se obtêm a partir da equação de equilíbrio:

$$\underline{K} \cdot \underline{d} = \underline{f} \quad (5.1)$$

onde d são os deslocamentos, f as forças horizontais e K é a matriz de rigidez, em que cada coeficiente de rigidez - k_{ij} representa a força de restituição elástica desenvolvida na direcção i devida a um deslocamento na direcção j .

A matriz de rigidez da estrutura global é devida: aos pórticos e paredes que só tem rigidez no seu plano e às caixas de escadas, que têm nos 2 planos e rigidez à torção.

- **Contribuição da rigidez dos pórticos e paredes nos seus planos**

A matriz de rigidez referida a cada pórtico, parede deve ser calculada considerando os graus de liberdade representados na Figura 5.2.

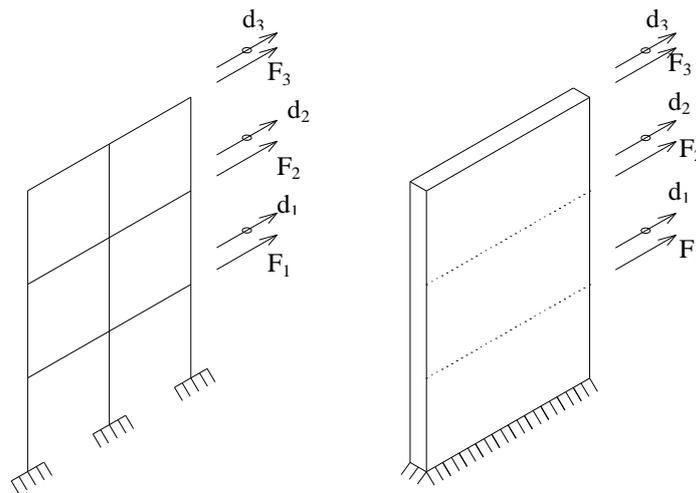


Figura 5.2 – Graus de liberdade num caso de um pórtico ou parede

O cálculo da matriz rigidez de cada pórtico, parede ou associação pórtico/parede, K_p , pode ser efectuado através de dois processos:

- Método directo – consiste na aplicação ao pórtico um conjunto de deslocamentos prescritos em que um dele é unitário e os restantes nulos. Determinando, de seguida, as reacções em cada um dos apoios.
- Matriz flexibilidade – subsiste na imposição de forças unitárias sucessivamente em cada andar, de modo a calcular-se os deslocamentos horizontais ao nível de cada piso. Sabe-se que a matriz flexibilidade é a inversa da matriz rigidez.

A matriz de rigidez de cada pórtico, parede ou associação pórtico/parede que constituem a estrutura envolve apenas os graus de liberdade representados na Figura 5.2 sendo então necessário relacionar os graus de liberdade da estrutura com os de cada pórtico para que a contribuição de cada pórtico, parede ou associação pórtico/parede seja considerado na matriz rigidez global do edifício.

É necessário definir uma matriz de transformação, T , constituída por sub-matrizes, t_i , correspondentes às transformações por andar e que são obtidas por considerações geométricas que consiste na definição da distância da origem do referencial geral ao plano médio de cada pórtico, parede ou associação pórtico/parede.

Considerando uma força f na direcção do pórtico em que OXY é o referencial global da estrutura (Figura 5.3), obtêm-se, por trigonometria, forças equivalentes: $f \cos \alpha$

na direcção x , $f \operatorname{sen} \alpha$ na direcção y e sendo $f \cdot \rho$ o momento em relação à origem do referencial.

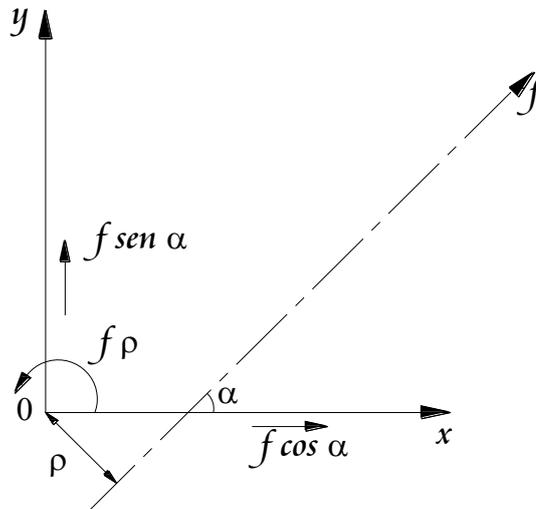


Figura 5.3 – Força generalizada que actua na direcção do pórtico (adaptado de Delgado & Arêde, 2000)

Matricialmente, a força pode ser escrita da seguinte forma: $f \cdot \begin{bmatrix} \cos \alpha \\ \operatorname{sen} \alpha \\ \rho \end{bmatrix} \rightarrow f \cdot \underline{t}$

Considerando agora, os deslocamentos ao nível dos pisos, e de acordo com o mesmo referencial (Figura 5.4), obtêm-se a expressão $d_i = u_i \cdot \cos \alpha + v_i \cdot \operatorname{sen} \alpha + \rho \cdot \theta_i$ para os deslocamentos ao nível do piso i .

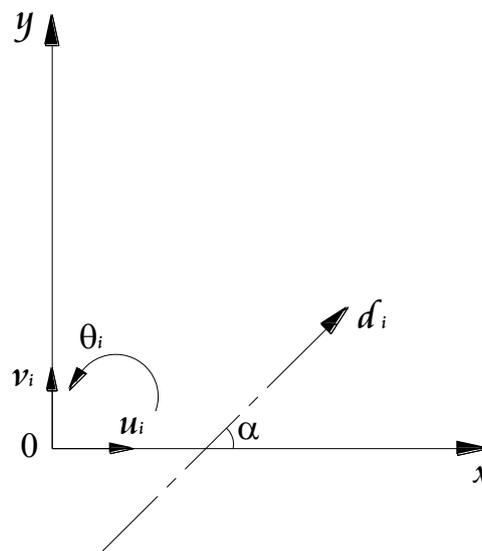


Figura 5.4 – Deslocamento no piso i de um pórtico (adaptado de Delgado & Arêde, 2000)

Da expressão referente ao deslocamento ao nível dos pisos, pode definir-se o seguinte sub-vector: $\underset{\sim}{a}_i^T = [u_i \ v_i \ \theta_i]$, e de forma simplificada escrever-se o vector deslocamento de cada piso como: $\underset{\sim}{d}_i = \underset{\sim}{t}_i^T \cdot \underset{\sim}{a}_i$. Simplificando o vector deslocamento relativo a todos os pisos tem-se: $\underset{\sim}{d} = \underset{\sim}{T}^T \cdot \underset{\sim}{a}$, sendo a matriz T (matriz de transformação utilizada com o objectivo de converter os deslocamentos no sistema local nos deslocamentos no

sistema geral) constituída por sub-matrizes t de cada andar: $T^T = \begin{bmatrix} \underset{\sim}{t}^T & 0 \\ & \underset{\sim}{t}^T \\ 0 & \underset{\sim}{t}^T \end{bmatrix}$, a matriz a

é composta pelas matrizes correspondentes aos deslocamentos de cada piso:

$$\underset{\sim}{a}^T = \begin{bmatrix} \underset{\sim}{a}_1 & \underset{\sim}{a}_2 & \cdots & \underset{\sim}{a}_n \end{bmatrix}$$

De acordo com as forças e deslocamentos de cada elemento é possível estabelecer uma relação entre eles e as forças e deslocamentos envolvendo todos os graus de liberdade de todos os pisos, de onde se conclui que:

$$\underset{\sim}{K}_p^G \cdot \underset{\sim}{a} = \underset{\sim}{F}_p \tag{5.2}$$

onde $\underset{\sim}{K}_p^G$ é a contribuição da rigidez do pórtico p para a matriz de rigidez global e $\underset{\sim}{F}_p$ é a contribuição da solicitação no pórtico p para a solicitação global (Delgado e Arêde, 2000).

Relativamente à rigidez de translação, as paredes dos núcleos de caixa de escada e/ou elevadores também podem (geralmente, devem) entrar no cálculo da rigidez, especialmente quando se encontram ligadas a outros elementos verticais através de vigas com rigidez à flexão significativa (Delgado & Arêde, 2000).

▪ **Contribuição da rigidez à torção dos núcleos**

Havendo núcleos abertos a rigidez à torção dos núcleos de betão armado é praticamente desprezável. No caso de núcleos fechados ou ligados por padieiras com

rigidez elevada poderá utilizar-se a teoria de Sain-Venant de modo a estimar a rigidez de torção. O ângulo de torção por unidade de comprimento de uma peça sujeita a um momento M_t aplicado nas extremidades é dado por:

$$\theta = \frac{M_t}{GI_t} \quad (5.3)$$

sendo E o módulo de elasticidade, I_t a inércia de torção e G o módulo de distorção dado por $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ para materiais isotrópicos.

No caso de núcleos abertos, procura-se substituir a zona da abertura por uma parede mais delgada devidamente calibrada para ter uma espessura que garanta ao conjunto uma rigidez equivalente à do núcleo com a abertura.

A espessura da parede fictícia pode ser estimada pela expressão:

$$s = \frac{l}{Gh \left(\frac{l^2}{12EI} \cdot \frac{2lI_N + hI}{2I_N} + \frac{l}{GA_c} \right)} \quad (5.4)$$

onde l é o vão da viga padieira, h é a distância entre meios pisos vizinhos, A_c é a área reduzida de corte da viga padieira e I_N é o momento de inércia da parcela da parede vertical do núcleo que está ligada à padieira.

Assim é possível calcular o momento de inércia de torção I_t e a respectiva rigidez de torção GI_t . Estes termos de rigidez de torção são adicionados aos termos da diagonal principal da matriz global correspondente a cada piso da estrutura.

As vantagens associadas ao modelo simplificado de 3 graus de liberdade por piso correspondem a uma diminuição do tempo de preparação dos dados, a uma economia de recursos informáticos na fase de cálculo numérico intensivo e uma mais fácil interpretação dos resultados obtidos.

5.2 ANÁLISE PLANA DE ESTRUTURAS

A associação plana, estrutura comboio, consiste na associação de sub-estruturas planas de contraventamento (pórticos ou paredes) numa só direcção, interligados em cada piso, por bielas axialmente rígidas.

Este tipo de análise subdivide-se em três casos de estudo: estruturas simétricas com solicitação simétrica, estruturas simétricas com solicitação não simétrica e estruturas não simétricas com uma solicitação qualquer, simétrica ou não. São adoptados os seguintes princípios: a associação dos pórticos/paredes da direcção analisada deve ser efectuada sequencialmente num plano, interligando-os em cada piso por bielas rígidas como ilustra a Figura 5.5, a distribuição das forças e dos esforços deve ser proporcional à rigidez dos pórticos.

No caso de estruturas simétricas com solicitação simétrica admite-se que não existe torção global, no entanto se a estrutura for simétrica com solicitação anti-simétrica ou uma estrutura não simétrica, deverá ser efectuada a correcção de efeitos devido à torção global resultante da excentricidade entre a força actuante por piso e o centro de rigidez no eixo de simetria. Deverá ainda considerar-se os pisos rígidos no próprio plano, ou seja, deslocamentos horizontais iguais nos pórticos e nas paredes.

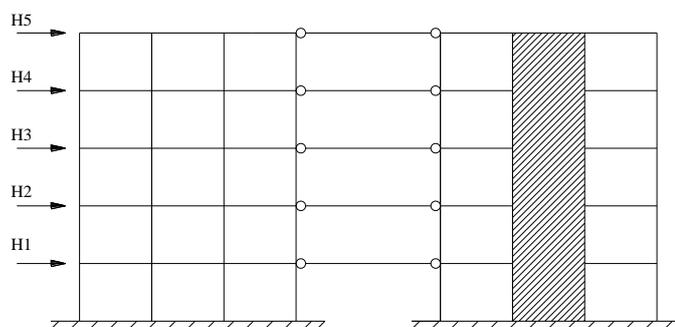


Figura 5.5 – Modelo de associação plana (adaptado de Delgado e Arêde, 2000)

As bielas, bem como as vigas, deverão ser introduzidas no modelo com uma elevada área de secção transversal para que não ocorra deformação axial das mesmas, pois a deformabilidade das vigas poderá introduzir erros, como por exemplo, deslocamentos diferentes ao longo de uma linha horizontal da associação dos pórticos contrariando a hipótese de diafragma rígido nas lajes.

No caso de estruturas não simétricas com qualquer solicitação (Figura 5.6) será necessário calcular a posição do centro de rigidez do edifício para depois se efectuar a correcção de efeitos devido à torção global.

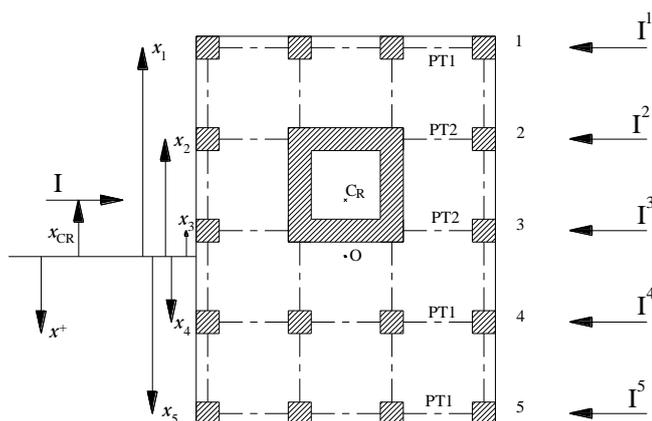


Figura 5.6 – Planta de uma estrutura não simétrica (adaptado de Delgado e Arêde, 2000)

Considerando que só existe translação, a obtenção dos esforços de corte, I_i^p entre os pisos e na base, nos pórticos tipo e a repartição pelos pórticos de cada grupo é efectuada como no caso das estruturas simétricas. Ou seja para o grupo de pórticos PT1 tem-se $I_1^1 = I_1^4 = I_1^5 = R_i^1/3$ e para o grupo de pórticos PT2: $I_1^2 = I_1^3 = R_i^2/2$ (Figura 5.7)

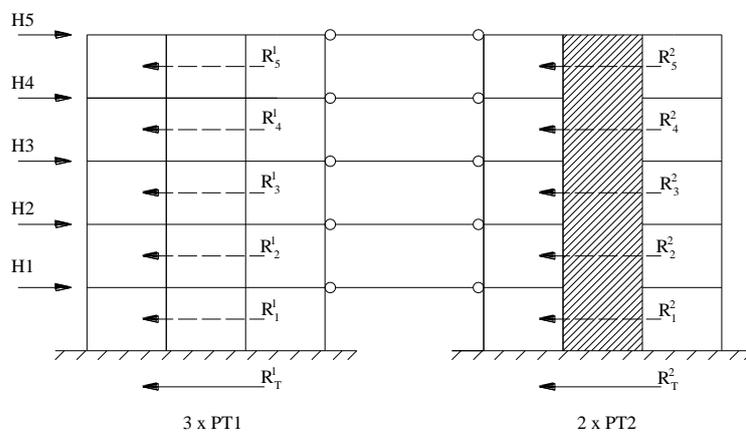


Figura 5.7 – Modelo de associação plana (adaptado de Delgado e Arêde, 2000)

A obtenção da posição do centro de rigidez é efectuada tendo como base as forças de corte I_i^p , pois estas são uma medida da rigidez do pórtico p sob o piso i . Então o centro de rigidez irá posicionar-se na linha de acção da resultante destas forças.

A posição do centro de rigidez pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$x_{CR} = \frac{\sum_p I^p \cdot x_p}{\sum_p I^p} \quad (5.5)$$

▪ **Obtenção dos esforços sob o piso i atendendo ao efeito de torção**

Obtidas as forças I_i^p , considerando apenas translação, estas podem ser utilizadas como rigidez para quantificar o efeito de rotação. As forças de corte como são obtidas por imposição de iguais deslocamentos de piso, e representam a rigidez do pórtico p ao nível do piso i .

Tendo em conta a rotação provocada pelo momento, e admitindo por simplicidade que a rigidez é uniforme em altura e que se trabalha ao nível da base.

A expressão que permite obter as forças de corte por pórtico deriva de equilíbrio entre o momento provocado pela força horizontal aplicada e o momento devido às forças de corte I^p . Sabendo que a força total em cada pórtico é dada por $F^p = I^p + \Delta I^p$, resulta em:

$$F^p = I^p \times \left[1 + \left(\frac{e \cdot \sum_p I^p}{\sum_p I^p \cdot d_p^2} \right) \cdot d_p \right] \quad (5.6)$$

em que, d_p é a coordenada de cada pórtico em relação ao centro de rigidez: $d_p = x_p - x_{CR}$ e e é a excentricidade dos pontos de aplicação das forças horizontais H :

$$e = x_H - x_{CR}$$

5.3 MODELOS ESPACIAIS

O modelo espacial da estrutura trata-se de um modelo bastante aproximado de representação da mesma, em que os pilares e vigas são modelados com elementos finitos de barra com 6 graus de liberdade por nó e as lajes e paredes através de elementos finitos de laje e casca.

A cada nó de um elemento finito barra estão associados 6 graus de liberdade: 3 translações, U_i e 3 rotações, R_i , como indica a Figura 5.8.

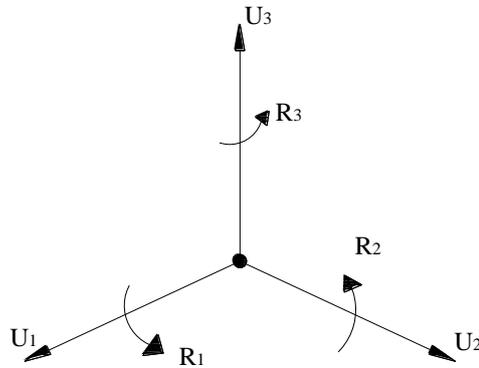


Figura 5.8 – Graus de liberdade em cada nó (adaptado de Computers and Structures, Inc., 2006)

Os modelos tridimensionais têm no limite, seis graus de liberdade por nó, que representam um número muito elevado de variáveis e uma sobrecarga do volume de operações de cálculo automático, com conseqüentes limitações de dimensões devidas à capacidade de memória dos computadores.

CAPÍTULO 6

DEFINIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

O edifício do Departamento de Engenharia Mecânica e Engenharia Industrial é um exemplo da construção existente no *campus* de Caparica, concelho de Almada e trata-se de um edifício escolar. É uma estrutura em betão armado com 4 pisos (3 deles acima do solo). O edifício encontra-se dividido em 5 módulos de estruturas independentes, separados entre si por juntas de dilatação.

Estudou-se apenas o módulo A onde se podem situar alguns laboratórios e salas de aula. O módulo apresenta uma forma rectangular em planta, e uma estrutura semelhante ao longo dos vários pisos.

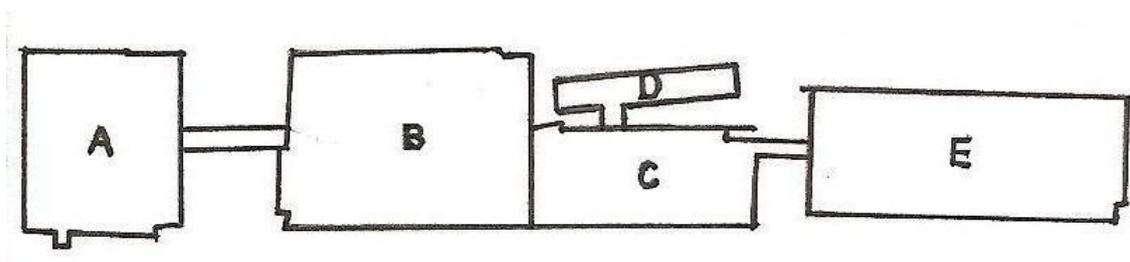


Figura 6.1 – Representação dos módulos do edifício



Figura 6.2 – Vistas do edifício

6.1 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

6.1.1 GENERALIDADES

Segundo a memória descritiva (Memória Descritiva, 1996) referente ao projecto de execução de estruturas, o edifício em estudo é uma estrutura de betão armado com lajes fungiformes nervuradas, existindo vigas de bordadura em todos os pisos. Possui em planta as dimensões de 17,95 por 20,32 m.

6.1.2 LAJES

As lajes fungiformes nervuradas possuem uma espessura constante de 0,375 m, são armadas nas duas direcções, nervuradas nas zonas entre pilares e maciças nas regiões de apoio dos pilares.

6.1.3 VIGAS

Foram consideradas vigas como travamento em zonas de caixa-de-ar condicionado, vigas como apoio de lajes maciças e vigas para resistir ao punçoamento em zonas onde a espessura da laje fungiforme não é suficiente.

As vigas de bordadura, V1 e V2 possuem as dimensões em secção de 0,75 x 0,26m² e 0,90 x 0,41 m² respectivamente. Na zona da caixa de ar-condicionado as vigas (V3) tem uma secção de 0,6 x 0,2 m². Estas vigas são comuns aos quatro pisos, no entanto existem outras vigas que diferem de piso para piso.

Tabela 6.1 – Secção transversal das vigas

Viga	Piso	b [m]	h [m]
V1	1, 2, 3 e 4	0,75	0,26
V2	1, 2, 3 e 4	0,901	0,41
V3	1, 2, 3 e 4	0,60	0,20
V4	1, 2 e 3	0,60	0,26
V5	1	0,935	0,26
V6	1	2,72	0,26
V7	2 e 3	1,635	0,245
V8	2, 3 e 4	3,01	1,00
V9	2, 3 e 4	0,51	0,545

6.1.4 PILARES

Os pilares e paredes resistentes foram dimensionados de modo a suportar directamente as acções provenientes das lajes estando ligados a estas monoliticamente, com excepção da zona das escadas, em que os pilares formam estruturas em pórtico e estão ligados monoliticamente às vigas que os solicitam. A solução adoptada mantém-se pelos 4 pisos. No Anexo D são apresentadas as plantas do edifício onde é visível a distribuição dos pilares pelos diversos pisos.

Tabela 6.2 – Secção transversal dos pilares

Pilar	b [m]	h [m]
P2, P3, P6 e P7	0,45	0,45
P1, P4, P5, P8, P9, P12, P13 e P16	0,26	0,60
P10 e P11	0,45	0,60
P14 e P15	0,45	0,735

6.1.5 MURO DE SUPORTE E FUNDAÇÕES

Existem também muros de suporte em consequência das variações das cotas de implantação do edifício e da existência de uma cave, tendo sido dimensionados para resistirem aos impulsos de terra neles actuantes. Possui uma espessura de 0,15 m e a largura total do edifício, 17,685 m.

As fundações são directas, por intermédio de sapatas isoladas de betão armado.

6.2 MATERIAIS

O betão utilizado é a classe B30.1. Para a modelação da estrutura foi adoptado o betão da classe C25/30. Considerou-se um módulo de elasticidade médio aos 28 dias de 30,5 GPa.

O aço utilizado foi o A400 NR, em varão.

6.3 ACÇÕES

6.3.1 ACÇÕES PERMANENTES

As cargas permanentes existentes no edifício e utilizadas na modelação do mesmo são as seguintes:

▪ Peso próprio dos elementos estruturais	25 kN/m ³
▪ Peso próprio das lajes fungiforme (e = 0,375 m)	6 kN/m ²
▪ Revestimentos dos pavimentos	0,8 kN/m ²
▪ Revestimentos em escadas	1,08 kN/m ²
▪ Paredes interiores (e = 0,15 m)	8,2 kN/m
▪ Paredes interiores (e = 0,20 m)	10,9 kN/m
▪ Paredes exteriores	13,8 kN/m
▪ Murete de cobertura	5,7 kN/m
▪ Regularização, impermeabilização, isolamento e acabamento de cobertura	1,7 kN/m

6.3.2 ACÇÕES VARIÁVEIS

As acções variáveis a considerar para o tipo de ocupação do edifício e utilizadas na modelação do mesmo são as seguintes:

▪ Sobrecarga em geral	3 kN/m ²
▪ Sobrecarga em coberturas não acessíveis	1 kN/m ²

6.4 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

6.4.1 INTRODUÇÃO

Foi efectuada uma descritização da estrutura realizando um modelo tridimensional, de modo a calcular os esforços na estrutura tanto numa análise estática como numa análise modal, tendo se recorrido para tal ao programa de cálculo automático SAP2000[®] v11.

Na modelação considerou-se apenas os pilares, as vigas e as lajes, desprezando assim a presença de escadas e paredes. Pretendeu-se que cada componente do edifício

fosse modelado de acordo com o elemento que melhor se adequava ao seu comportamento, utilizou-se para isso o elemento *frame* para vigas e pilares e o elemento *shell* para as lajes.

Todos os pisos apresentam as mesmas dimensões em planta e em altura, à excepção do piso 1 que possui uma consola quadrada, e uma altura de 3,965 m enquanto nos restantes esta é 4 m.

Tabela 6.3 – Altura dos pisos

	H [m]
Piso 1	3,965
Piso 2	7,965
Piso 3	11,965
Piso 4	15,965

6.4.2 PILARES E VIGAS

Os pilares e vigas foram modelados com o elemento *frame* que se trata de um elemento de barra com seis graus de liberdade. Este elemento simula um comportamento tridimensional de viga-coluna e inclui os efeitos de flexão biaxial, torção, deformação axial e deformações devidas ao esforço transversal segundo as duas direcções (Computers and Structures, Inc., 2006).

6.4.3 MURO DE SUPORTE

Estando parte do primeiro piso enterrado, existe um muro de suporte numa das extremidades do edifício. O muro foi modelado, recorrendo a pilares ligados por vigas rígidas simulando assim a elevada rigidez associada a este tipo de estrutura.

Na Figura 6.3 encontra-se a vista do edifício no plano XZ, onde é visível o muro:

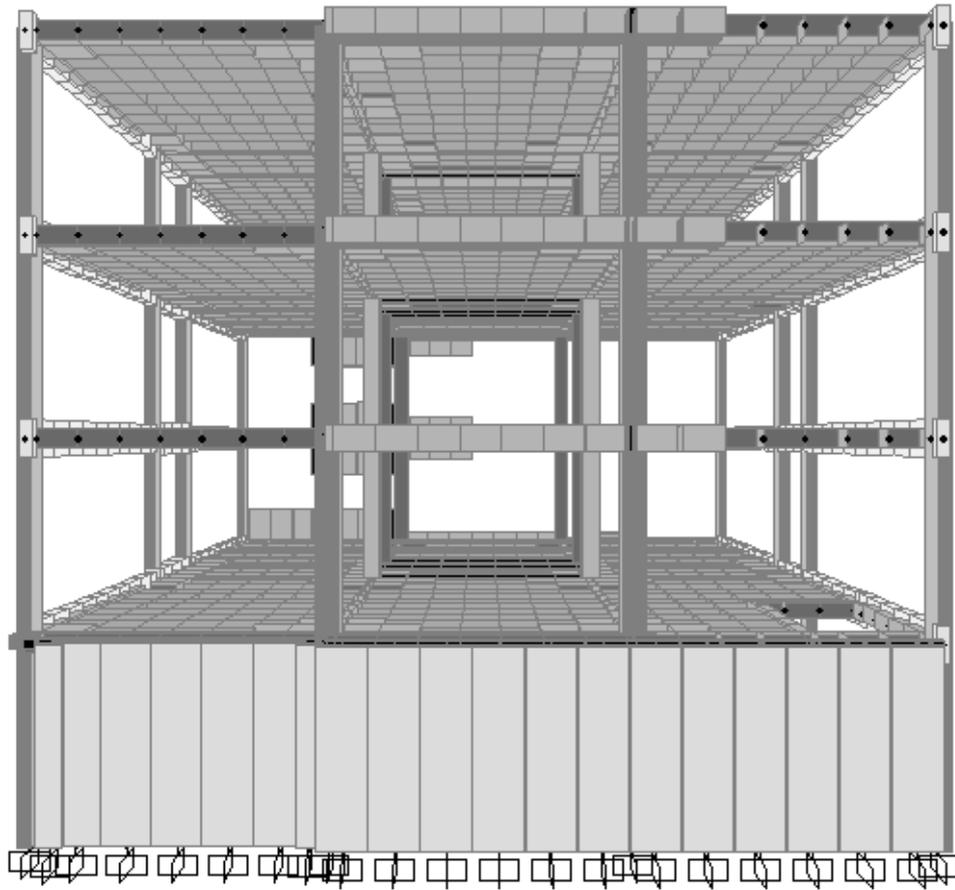


Figura 6.3 – Vista XZ da estrutura

Na tabela 6.4 encontram-se as dimensões dos elementos usados na modelação do muro de suporte:

Tabela 6.4 – Dimensões dos elementos usados para modelar o muro

	b [m]	h [m]
Muro tipo 1	1	0,15
Muro tipo 2	0,9825	0,15
Muro tipo 3	0,4913	0,15

Na Figura 6.4 estão representados em pormenor os pilares com as vigas rígidas, que simulam a elevada rigidez do muro de suporte.

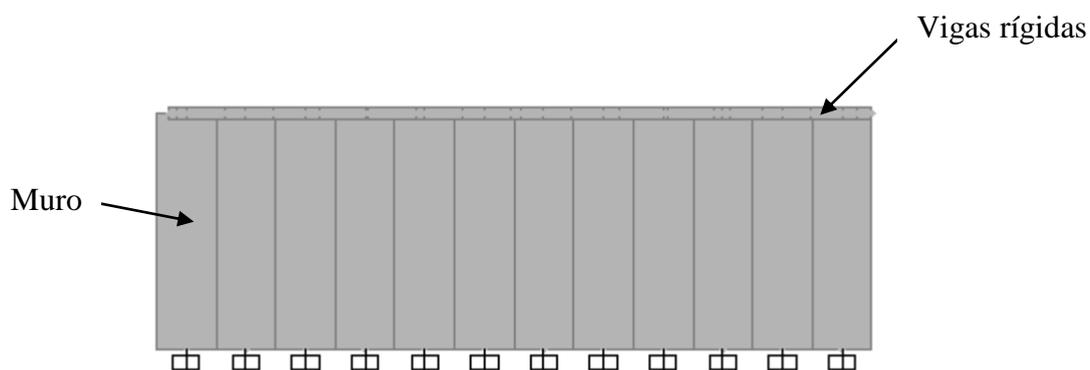


Figura 6.4 – Pormenor muro

6.4.4 LAJES

As lajes existentes em todos os pisos são lajes fungiformes nervuradas com blocos de 30 cm x 80 cm (Figura 6.5). As zonas maciças possuem a espessura de 0,375 m e as zonas aligeiradas 0,27 m. Recorrendo à inércia de cada bloco simulou-se um uma zona maciça rectangular com a mesma inércia, e o mesmo comprimento, definindo assim uma zona com uma espessura equivalente de 0,27 m.

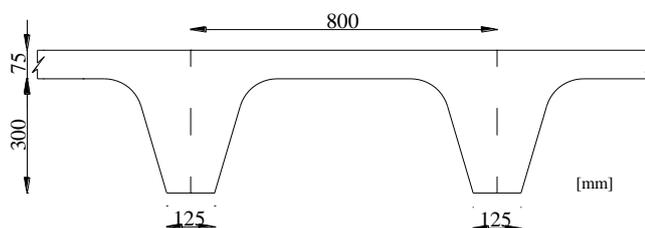


Figura 6.5 – Blocos aligeiramento

Na Figura 6.6 pode-se observar as zonas maciças a cinzento-escuro e as zonas aligeiradas, a cinzento claro.

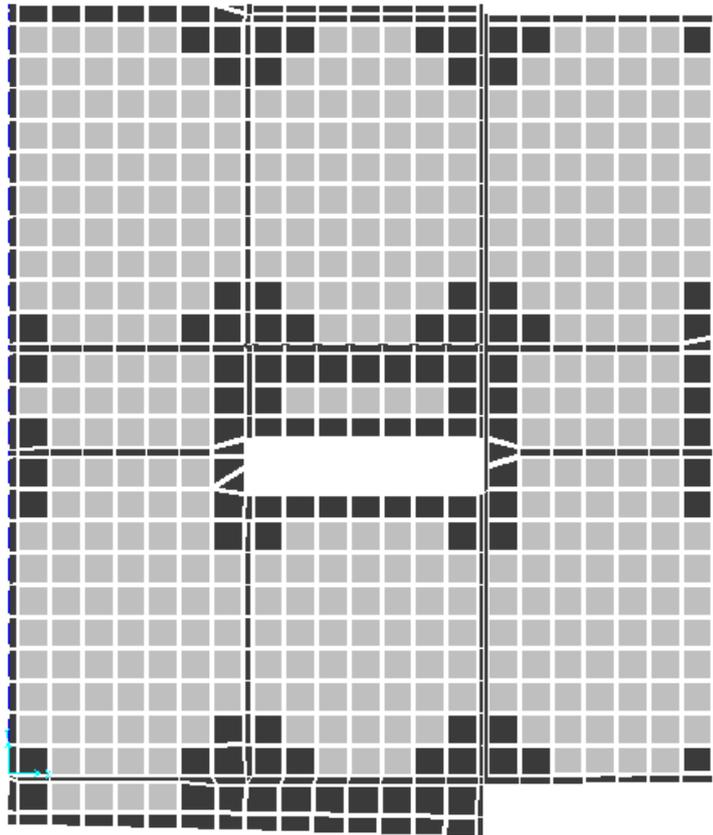


Figura 6.6 – Laje do piso 2 e 3

As lajes foram modeladas com elementos shell-thick, e com um material semelhante ao dos pilares e vigas, com a exceção do peso volúmico, adoptando o peso volúmico preconizado na memória descritiva existente.

O elemento shell – elemento finito de casca é um elemento plano de três ou quatro nós que combinam o comportamento de membrana e de placa. Utilizando um elemento de shell-thick (formulação Midlin-Reissner), é possível contabilizar a deformação por esforço de corte do elemento finito de área, sendo que este tipo de elemento tende a ser mais preciso, em termos de convergência.

Foram adicionados às lajes diafragmas, de modo a que todos os pisos funcionem como pisos rígidos.

Um piso com as características de diafragma possui a capacidade de manter a sua forma em planta, não sofrendo variações de dimensões ou distorções para acções horizontais.

Considerou-se que as massas adicionais relativas aos pesos das paredes, revestimentos, estavam uniformemente distribuídas pelas lajes, assim como a sobrecarga.

6.4.5 COMPATIBILIZAÇÃO DOS ELEMENTOS

Estando a modelar o edifício com dois elementos finitos de tipos diferentes, teve que se ter particular cuidado na compatibilização dos dois elementos. Começou-se por definir o refinamento da malha de elementos finitos na zona das lajes, optando quando possível, por elementos quadrados de 80 cm, de modo a facilitar a distinção entre a zona maciça e a aligeirada, não esquecendo a existência de pilares, isto é, intersectando cada pilar num nó do elemento finito de laje. As vigas foram modeladas de acordo com a malha das lajes, de modo a que os deslocamentos dos dois elementos sejam compatíveis.

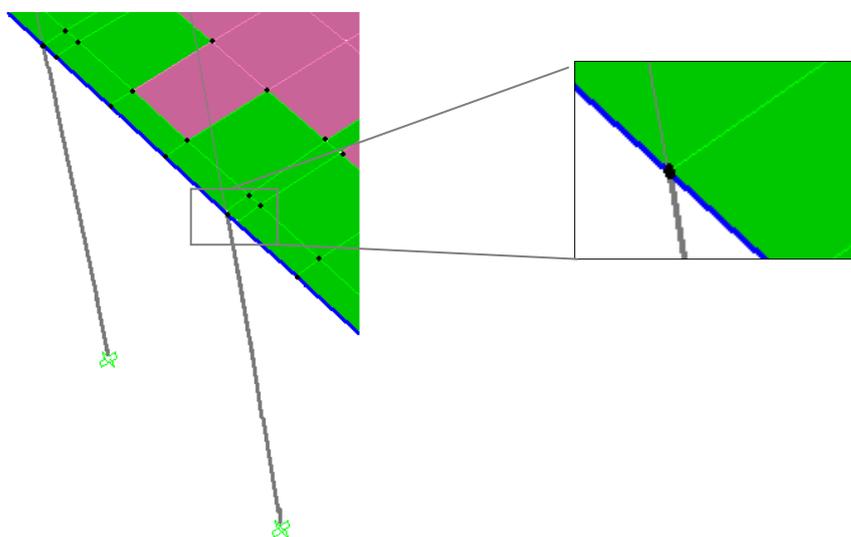


Figura 6.7 - Compatibilização dos elementos

As fundações do edifício foram simuladas recorrendo a encastramentos, que restringem as três translações e as três rotações. Assim os pilares encontram-se encastrados na base e ligados às vigas no topo.

6.4.6 APLICAÇÃO DAS CARGAS

O peso próprio dos vários elementos que constituem a estrutura foi calculado com base nas dimensões dos elementos e no tipo de material que os constitui. As sobrecargas e as restantes cargas permanentes foram introduzidas na estrutura através de cargas distribuídas ao nível da laje de cada piso. A acção sísmica a considerar na análise da estrutura é apresentada no Capítulo 7.

Finda a modelação da estrutura, chegou-se ao modelo apresentado na Figura 6.8:

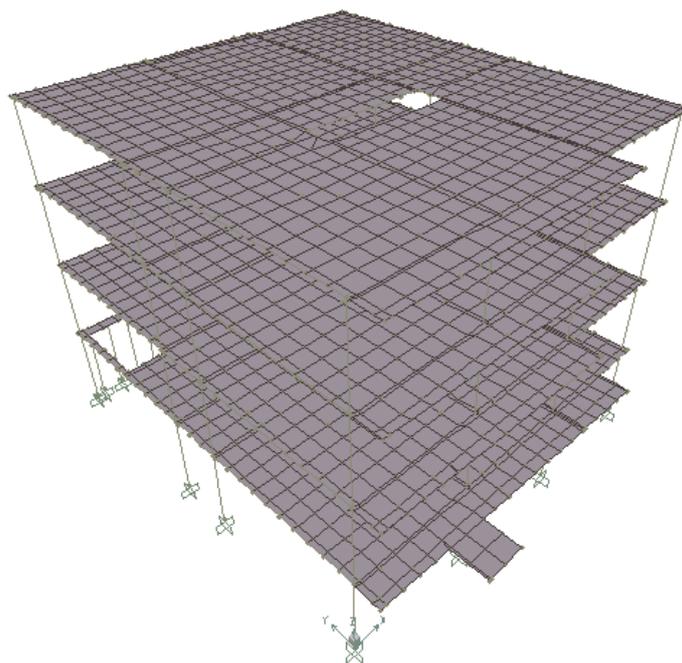


Figura 6.8 – Imagem do modelo do edifício

6.5 VERIFICAÇÃO DO MODELO

A fim de verificar a introdução dos dados no programa, quer das propriedades dos materiais como as acções, recorreu-se a uma análise estática simples. Contabilizando todas as componentes verticais introduzidas calculou-se a soma das reacções verticais no edifício através da combinação fundamental indicada no Eurocódigo 0 (EN 1990, 2001), $E_d = 1,35 \cdot CP + 1,5 \cdot SC$ e comparou-se com os resultados obtidos pelo programa de cálculo automático SAP2000®.

Tabela 6.5 – Valores das acções obtidos manualmente

	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4
CP [kN]	3010,85	2967,19	2967,19	2895,88
SC [kN]	1046,35	1046,35	1046,35	348,78
E_d [kN]	21217,24			

O somatório das reacções verticais obtidas pelo programa foi de 21244,76 kN.

CAPÍTULO 7

ANÁLISE DINÂMICA

O edifício em estudo é uma estrutura que foi construída na década de 90 e em conformidade com a regulamentação em vigor na altura, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983) e o Regulamento de Edifícios em Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 1983). Neste momento procede-se a uma transição de regulamentos, deixando os projectos de serem executados de acordo com o RSA (RSA, 1983) e REBAP (REBAP, 1983), para se passar a utilizar os regulamentos Europeus.

Neste capítulo pretende-se efectuar uma análise comparativa entre a situação existente, e os requisitos propostos pelo EC8 (EN 1998, 2004) e EC2 (EN 1992, 2004). A comparação entre normas terá que incidir em vários parâmetros que envolvem a definição da acção sísmica como o zonamento do território, a classificação dos terrenos, e as acelerações de projecto. Também no que diz respeito ao dimensionamento de estruturas de betão armado, é necessária uma abordagem a aspectos como o coeficiente de comportamento, classes de ductilidade como a várias exigências aquando do dimensionamento dos elementos estruturais.

A verificação considerando as diferentes normas, efectuada neste capítulo teve como base o edifício apresentado no Capítulo 6, e incidiu principalmente nas características necessárias ao seu dimensionamento.

As acções consideradas na análise do edifício foram o peso próprio da estrutura, que inclui o peso próprio dos pilares, vigas e lajes, as restantes cargas permanentes, a sobrecarga e a acção sísmica. A acção sísmica foi definida através de espectros de resposta, em função da zona sísmica, do tipo de solo e da fonte sismogénica.

7.1 ANÁLISE MODAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA

A análise elástica por espectro de resposta é o método padrão para avaliar os efeitos da acção sísmica nas estruturas. Baseia-se no comportamento linear da estrutura, procurando incluir o seu comportamento pós-cedência implicitamente através do espectro de cálculo, que inclui o efeito do coeficiente de comportamento. Pode ser usado para avaliar a resposta

sísmica de qualquer tipo de edifícios, e em termos de análise sísmica linear, é dentro dos métodos presentes tanto no regulamento Português (RSA, 1983) como no Europeu (EN 1998, 2004) o mais completo e o que traduz de melhor forma a resposta dinâmica da estrutura.

O estudo da resposta dinâmica de uma estrutura pode ser efectuado analisando o comportamento oscilatório do sistema a partir dos seus modos de vibração. Estes correspondem a uma forma de decomposição da vibração das estruturas e são características próprias de cada estrutura, obtidas a partir da equação do movimento. A análise dinâmica da estrutura incide sobre um modelo que simula não só a própria estrutura como também as suas massas (Lopes, 2008).

O cálculo das massas totais utilizadas para a acção sísmica difere quer se esteja a considerar o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983) ou o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004). Assim de acordo com o RSA (RSA, 1983), deverá considerar-se as massas correspondentes ao valor médio das cargas permanentes e ao valor quase permanente das cargas variáveis que actuam na estrutura:

$$\sum CP + \sum \psi_2 \cdot SC \quad (7.1)$$

Para compartimentos destinados a utilização de carácter colectivo, como são o caso das salas de aula, o coeficiente ψ_2 toma o valor de 0,4.

O Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) estabelece que as forças de inércia utilizadas na definição da acção sísmica devem ser avaliadas tendo em conta a presença de massas associada de acordo com a seguinte combinação:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.2)$$

em que, $G_{k,j}$ é o valor característico da acção permanente j , $Q_{k,i}$ é o valor característico da acção variável i e $\psi_{E,i}$ é o coeficiente de combinação para a acção variável i .

O coeficiente $\psi_{E,i}$ (EN 1998, 2004) tem em consideração a possibilidade das cargas correspondentes à acção variável não estarem presentes em toda a estrutura na ocorrência de um sismo e obtêm-se de acordo com a seguinte expressão:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (7.3)$$

O valor de redução φ difere da categoria da estrutura bem como a ocupação dos pisos (Tabela 7.1).

De acordo com o Eurocódigo 1 (EN 1991, 2001) a estrutura em estudo pertence à categoria C – áreas com concentração de pessoas, correspondendo assim um valor de 0,6 para o factor quase - permanente da acção variável, Ψ_2 dado no Eurocódigo 0 (EN 1990, 2001).

Tabela 7.1 – Factor de redução e coeficientes de combinação

Ocupação do piso	φ	$\Psi_{E,i}$
Pisos com ocupações correlacionadas	0,8	0,48
Cobertura	1,0	0,6

As restantes cargas permanentes utilizadas na modelação do edifício correspondem aos pesos das paredes interiores e exteriores, dos revestimentos dos pisos e cobertura e do murete de cobertura.

Tabela 7.2 – Massas associadas às restantes cargas permanentes

Pisos	Massa [ton]
Piso 1	160
Piso 2	160
Piso 3	167
Piso 4	167

Visto que os coeficientes de redução associados à sobrecarga diferem nas expressões utilizadas nos dois regulamentos, realizaram-se duas análises modais, no entanto os valores obtidos para as frequências e participações de massa modais são semelhantes, pois o coeficiente de redução associado à sobrecarga é também próximo.

Apresenta-se na Tabela 7.3, os valores obtidos na análise modal efectuada no programa de cálculo automático, SAP2000[®]. Consideram-se apenas os primeiros 12 modos, já que são os mais relevantes na resposta dinâmica global do edifício, tanto na análise com base na combinação de massas preconizada no RSA (RSA, 1983), como na análise efectuada de acordo com o EC8 (EN 1998, 2004).

Tabela 7.3 – Períodos, frequências e participação modal das massas

Modos	Período [s]	Frequência [Hz]	Participação modal das massas			
			Massa mobilizada		Massa mobilizada acumulada	
			U _x [%]	U _y [%]	∑U _x [%]	∑U _y [%]
1	1,00	1,00	73,17	0,02	73,17	0,02
2	0,78	1,29	0,01	83,58	73,18	83,59
3	0,68	1,48	4,33	0,01	77,52	83,61
4	0,33	3,01	9,76	0,00	87,27	83,61
5	0,26	3,87	0,00	10,53	87,27	94,14
6	0,24	4,17	0,13	0,03	87,41	94,16
7	0,19	5,13	3,25	0,00	90,66	94,16
8	0,17	5,93	1,15	0,03	91,81	94,20
9	0,16	6,29	0,04	4,02	91,84	98,21
10	0,13	7,64	1,16	0,02	93,00	98,23
12	0,12	8,20	0,02	1,30	93,02	99,56

A participação modal da massa é uma indicação da participação da massa da estrutura no modo n na resposta da mesma e depende da forma com que os modos são normalizados.

Consideraram-se apenas os primeiros 12 modos de vibração, visto que o somatório da participação de massa modal é superior a 90% na totalidade dos modos, satisfazendo assim o especificado no EC8 (EN 1998, 2004).

Das duas análises retira-se que a frequência fundamental da estrutura associada ao primeiro modo de vibração é 1.00 Hz, e verifica-se através do somatório de participação de massas modais (ponderação do peso da força de corte basal associada aos diferentes modos) que a resposta obtida é aceitável.

Os factores de participação das massas são um indicativo da importância de cada modo de vibração no comportamento dinâmico estrutural. Estes factores traduzem a influência de cada modo na resposta da estrutura, na direcção de cada grau de liberdade ao qual está associada a respectiva massa.

Analisando os modos de vibração da estrutura, verifica-se que esta apresenta um comportamento regular: o primeiro e segundo modos de vibrações ocorrem segundo as duas direcções principais (translação) e o terceiro modo de vibração associado à rotação/torção.

Tabela 7.4 – Movimento condicionante associado aos primeiros modos

Modo	Frequência [Hz]	Movimento condicionante
1	1,00	Translação na direcção x
2	1,30	Translação na direcção y
3	1,49	Rotação

Os dois primeiros modos de vibração estão associados aos movimentos de translação segundo os dois eixos principais como ilustra a Figura 7.1. O primeiro modo surge associado à translação segundo o eixo x , sendo o modo mais influente na resposta global do edifício nessa direcção, visível pela maior participação de massa modal na direcção x . Acontecendo o mesmo no segundo modo de vibração, mas para a direcção y . É neste modo que surgem os movimentos segundo y mais elevados, uma vez que a estrutura apresenta maior rigidez segundo a direcção y .

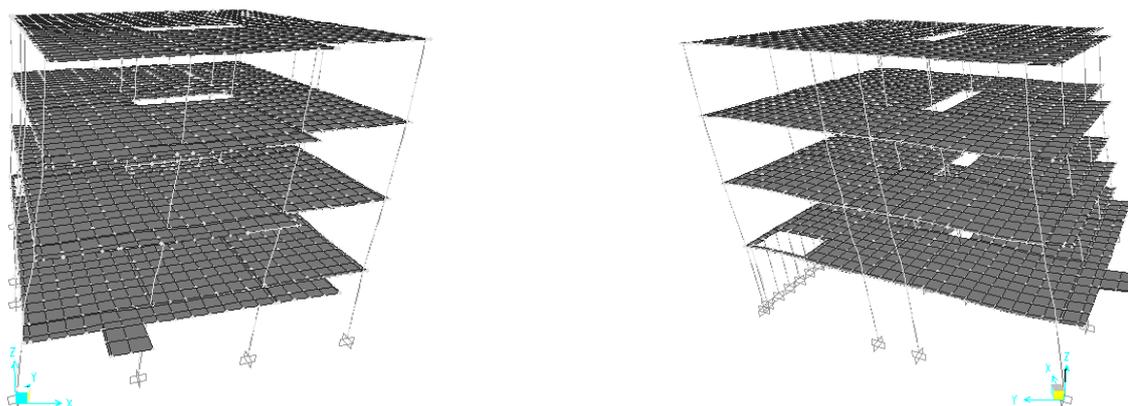


Figura 7.1 – Representação gráfica do primeiro (esquerda) e segundo (direita) modo de vibração

No terceiro modo de vibração está associado à torção da estrutura (Figura 7.2). O movimento predominante é a rotação em torno do eixo vertical z , e a rotação surge também associada a translações segundo o eixo x . De acordo com a deformada correspondente a este modo, verifica-se que não existem pontos de inflexão na mesma, podendo afirmar-se que os pisos movem-se e rodam para o mesmo lado.

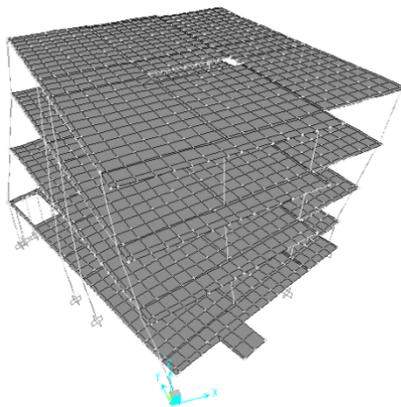


Figura 7.2 – Representação gráfica do terceiro modo de vibração

7.2 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE RSA E EC8

7.2.1 ANÁLISE DO EDIFÍCIO DE ACORDO COM O RSA

A análise do edifício incidu sobretudo nos elementos mais críticos da estrutura, abordando os esforços actuantes obtidos e necessários ao seu dimensionamento de acordo com os regulamentos portugueses.

De forma a analisar o comportamento dinâmico da estrutura, introduziu-se no programa de cálculo automático, SAP2000[®], o espectro de resposta proposto no RSA (RSA, 1983). Adoptou-se para a combinação de respostas de cada modo o método combinação quadrática completa (CQC) que tem em conta a auto-correlação existente entre as diversas frequências próprias de cada modo.

No modelo de cálculo não se teve em conta a acção vertical do sismo e considerou-se que o sismo actuava de igual modo segundo a direcção x e y .

Segundo a memória descritiva (Memória Descritiva, 1996) relativa ao edifício em estudo, sabe-se que o tipo de terreno de fundação onde se encontra situado é do tipo III, e sabe-se também que a zona sísmica corresponde à zona A e que o coeficiente de amortecimento considerado é de 5%.

O espectro de resposta utilizado na definição da acção sísmica foi o espectro de acelerações recomendado pelo RSA (RSA, 1983) em que as acelerações espectrais são dadas em função do período natural da estrutura.

Para um coeficiente de amortecimento de 5%, terreno tipo III, tem-se os seguintes espectros, para a acção tipo 1 e tipo 2:

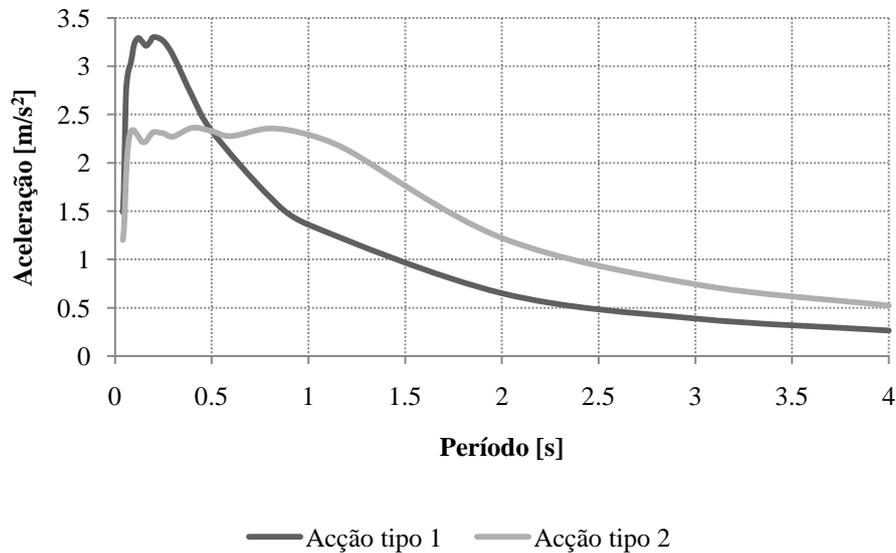


Figura 7.3 – Espectros de resposta de acordo com o RSA (RSA, 1983)

De acordo com o RSA (RSA, 1983) a combinação cuja acção de base é o sismo é dada por:

$$S_d = S_{Gk} + 1,5 S_{Ek} + 0,4 S_{Qk} \quad (7.4)$$

onde S_{Gk} é o valor característico da carga permanente, S_{Ek} é o valor característico da acção variável que neste caso é a acção sísmica e S_{Qk} é o valor característico da acção variável distinta da acção base: a sobrecarga.

Atendendo que os esforços considerados correspondem a uma análise elástica linear da estrutura, foi necessário dividir os esforços obtidos pelo coeficiente de comportamento para estruturas de ductilidade melhorada, $\eta=2,5$, considerando assim o comportamento não linear da estrutura.

De acordo com os resultados obtidos, os pilares mais críticos são os pilares P14 e P15, situados no primeiro piso junto ao muro de suporte como ilustra a Figura 7.4. Os pilares possuem as dimensões, em secção transversal, de 0,45 por 0,735 m.

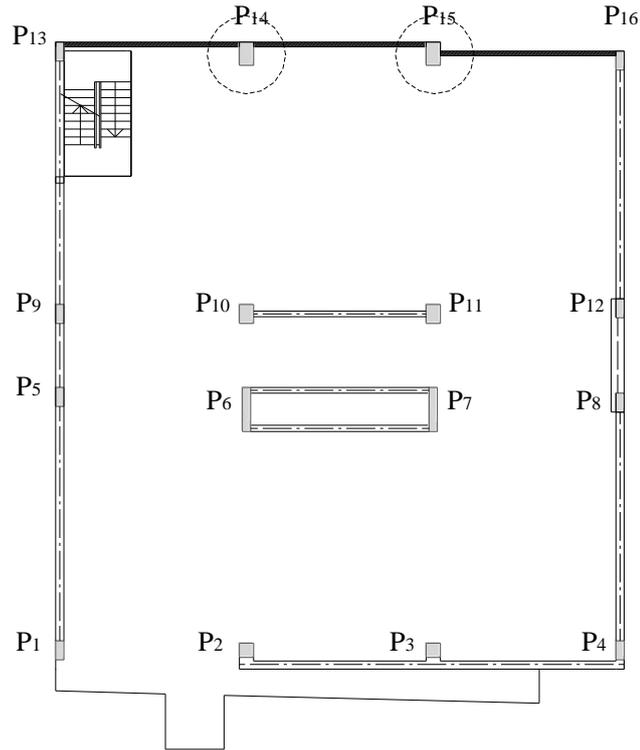


Figura 7.4 – Localização dos pilares críticos

Apresentam-se nas Tabelas 7.5 e 7.6 os valores dos esforços para os dois pilares mais esforçados:

Tabela 7.5 – Esforços pilares para combinação de acção de base sismo – Acção sísmica tipo 1 (RSA)

Pilar	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]
P14	63,36	-8,473	275,93	629,91	-24,55
P15	-45,22	20,74	261,15	614,84	41,79

Tabela 7.6 – Esforços pilares para combinação de acção de base sismo – Acção sísmica tipo 2 (RSA)

Pilar	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]
P14	301,13	-10,72	368,49	873,01	-35,59
P15	103,97	31,82	352,33	857,88	63,56

7.2.2 ANÁLISE DO EDIFÍCIO DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8

Como no ponto anterior, a análise do edifício de acordo com o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) foca-se essencialmente nos elementos críticos. Para tal é necessário definir-se todos os parâmetros inerentes à acção sísmica a fim de se obterem os esforços necessários.

Como o edifício em estudo se situa no concelho de Almada, trata-se da zona 1.3 no caso do cenário de uma acção sísmica afastada/Tipo 1, e da zona 2.3 no caso de um sismo próximo/Tipo 2. Estando as zonas definidas, pode-se então obter a aceleração máxima de projecto de referência, podendo assim definir o espectro de resposta a utilizar na definição da acção sísmica. Os valores da aceleração máxima de referência referem-se à aceleração de projecto em rocha para o período de referência de 475 anos.

Tabela 7.7 – Aceleração máxima de referência

Acção sísmica	Zona	a_{gR} [m/s^2]
Acção sísmica Tipo 1	1.3	1,50
Acção sísmica Tipo 2	2.3	1,70

De acordo a informação existente na memória descritiva, o edifício situa-se num terreno do tipo III - solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos. Transpondo para o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004), de acordo com a Tabela 3.2, a classe que se mais se aproximará do terreno sob o edifício em análise, será um solo do tipo D (depósitos de areia soltas a médias, incluindo ou não estratos de argilas moles, ou argilas moles a firmes). Deve ter-se em consideração que esta assumpção se baseia apenas nos dados constantes da memória descritiva (Memória Descritiva, 1996).

Tabela 7.8 – Valores característicos solo tipo D (Anexo Nacional do EC8, 2008)

Acção sísmica	S	T_B	T_C	T_D
Acção sísmica tipo 1	1,8	0,1	0,8	2,0
Acção sísmica tipo 2	1,8	0,1	0,3	2,0

Neste estudo para se efectuar análise dinâmica modal de acordo com o EC8 (EN 1998), o espectro de resposta utilizado foi o espectro de dimensionamento que é definido pelas equações abaixo indicadas:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (7.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (7.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (7.7)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (7.8)$$

onde $S_d(T)$ é o espectro de resposta de dimensionamento, T é o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade, a_g é o aceleração de projecto em rocha (terreno tipo A), T_B é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante, T_C é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante, T_D é o valor definidor do início do ramo de deslocamento constante, S é o factor do tipo de terreno de fundação, q é o coeficiente de comportamento, β é o limite inferior do espectro (EC8 recomenda $\beta = 0,2$).

O valor da aceleração de projecto, a_g , é dado pela multiplicação do coeficiente de importância pela aceleração máxima de referência, e toma os seguintes valores, para as diferentes acções sísmicas:

Tabela 7.9 – Aceleração de projecto

Acção sísmica	a_g [m/s^2]
Acção sísmica Tipo 1	1,80
Acção sísmica Tipo 2	2,04

O factor de importância a considerar no caso de um edifício escolar, classe de importância III, é igual a 1.2.

O cálculo coeficiente de comportamento, q , necessário na definição do espectro de dimensionamento segue os procedimentos prescritos no Capítulo 3.

Para a completa definição do coeficiente de comportamento é necessário definir alguns parâmetros característicos da estrutura em estudo, como o seu sistema estrutural, a regularidade em planta e altura e a classe de ductilidade associada.

▪ **Sistema estrutural**

O Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) define cinco tipos de sistemas estruturais definidos de acordo com o comportamento da estrutura face às acções horizontais.

É então necessário aplicar a acção sísmica ao modelo estrutural, de modo a analisar a distribuição das forças de corte basais pelos elementos verticais. Para tal, analisaram-se os esforços basais obtidos com a aplicação da acção sísmica baseada no espectro elástico do tipo 1 a actuar segundo as direcções x e y separadamente.

Procedeu-se à determinação das percentagens de forças laterais absorvidas pelas paredes para ambas as direcções, tendo se chegado a 44% de forças laterais absorvidas pelas paredes na direcção x , e 4% na direcção y . Com estes resultados chega-se à conclusão que a estrutura pode ser considerada um sistema misto equivalente a pórtico segundo a direcção x e um sistema porticado segundo a direcção y .

▪ **Regularidade em altura e em planta**

Atendendo às condições necessárias para se considerar uma estrutura regular em altura (EC8, 4.2.3.3) pode-se considerar que a estrutura em estudo é regular, pois:

- não existem pisos recuados;
- os sistemas estruturais resistentes para carregamentos laterais não apresentam interrupções entre a fundação e o topo do edifício;
- a rigidez lateral e massa de cada piso não sendo constantes, também não apresentam variações bruscas. O edifício em estudo embora apresente um muro de suporte, este encontra-se enterrado e com movimentos limitados não contribuindo de forma significativa para a resposta sísmica da estrutura. Considerando assim que a variação de rigidez existente entre o piso 1 e os restantes não é significativa para considerar a estrutura como não regular.

De acordo com as condições necessárias para considerar uma estrutura regular em planta, todas são satisfeitas para o edifício em estudo.

▪ Classe de ductilidade

O Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) atribui três tipos de classes de ductilidade aos sistemas estruturais: alta, média e baixa, sendo que esta última apenas deve ser considerada em estruturas situadas em zonas baixa sismicidade. Tratando-se a zona em que situa o edifício uma zona de sismicidade moderada, considerou-se que este pertencia à classe de ductilidade média, DCM.

As estruturas de ductilidade média correspondem a estruturas projectadas, dimensionadas e pormenorizadas de acordo com as disposições anti-sísmicas específicas, que permitem que a resposta da estrutura se desenvolva em regime não elástico, sem que se verifiquem roturas frágeis.

▪ Cálculo do coeficiente de comportamento

Tem-se então, para o valor de q_0 a relação $3,0\alpha_u/\alpha_l$ para estruturas porticadas e mistas equivalentes a pórticos, com mais que um piso e com as condições acima indicadas, α_u/α_l toma o valor de 1,3. O factor k_w toma o valor 1,00 para estruturas em pórtico. Logo, o valor do coeficiente de comportamento é 3,9.

Obtido o coeficiente de comportamento, definem-se os espectros de resposta de dimensionamento representado assim a acção sísmica a utilizar. Tem-se então para um solo do tipo D os espectros apresentados na Figura 7.5:

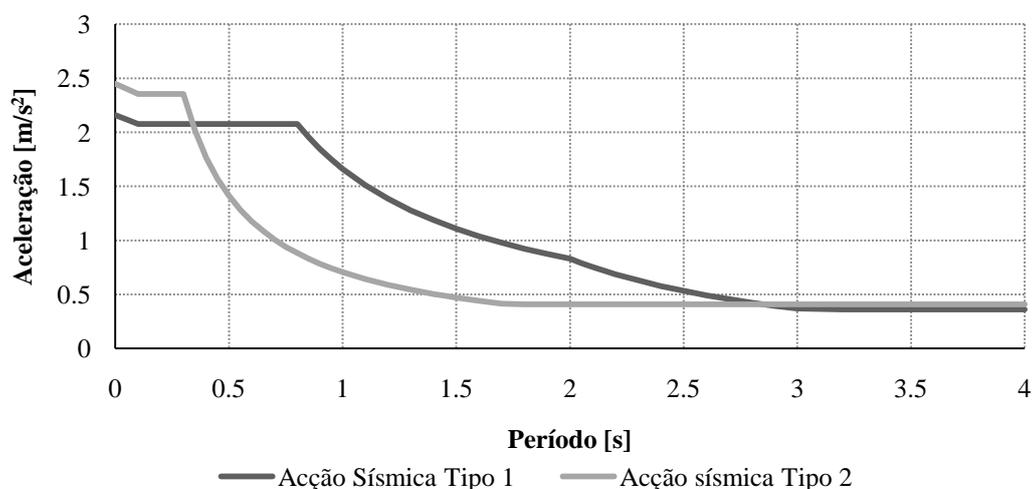


Figura 7.5 – Espectro de resposta de dimensionamento para o terreno tipo D

Estando a acção sísmica definida através do espectro de resposta, a combinação sísmica de acordo com o Eurocódigo 0 (EN 1990, 2001) é dada pela seguinte expressão:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7.9)$$

onde $G_{k,j}$ é o valor característico da acção permanente j , $Q_{k,i}$ é o valor característico da acção variável i , A_{Ed} é o valor de dimensionamento da acção sísmica dado por: $A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek}$ e $\psi_{2,i}$ é o factor para o valor quase permanente da acção variável.

O valor do factor $\psi_{2,i}$, encontra-se definido na tabela A.1.1 do Eurocódigo 0 (EN 1990, 2001), e apresenta o valor de 0.6 para este edifício (edifício escolar, com grande concentração de pessoas).

A obtenção dos esforços na estrutura devidos à acção sísmica preconizada no EC8 (EN 1998, 2004) e consequente combinação sísmica, EC0 (EN 1990, 2001) foi efectuada de modo análogo ao feito para o RSA (RSA, 1983). Introduziu-se o espectro de resposta correspondente à acção sísmica condicionante no programa de cálculo automático, SAP2000[®], para depois se poderem analisar os esforços obtidos.

Podem verificar-se nas Tabelas 7.10 e 7.11 os esforços de dimensionamento nos pilares mais esforçados, P14 e P15, de acordo com a expressão 7.9.

Tabela 7.10 – Esforços pilares para combinação de acção sísmica tipo 1 (EC8)

Pilar	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]
P14	640,44	-13,06	511,61	1243,60	-43,19
P15	305,37	39,24	493,39	1226,77	-78,30

Tabela 7.11 – Esforços pilares para combinação de acção sísmica tipo 2 (EC8)

Pilar	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]
P14	-16,73	8,69	260,99	583,31	-23,57
P15	-100,94	19,05	246,02	567,81	38,58

7.3 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE RSA E EC8

Analisando as duas normas no que diz respeito à definição da acção sísmica, verifica-se existirem diferenças significativas incluindo a definição do tipo de terreno, do zonamento do território, das acelerações de referência e períodos de retorno. No entanto tal como no RSA (RSA, 1983), o EC8 (EN 1998, 2004) contempla dois tipos de acção sísmica diferentes.

Sabe-se que à acção sísmica tipo 1 do RSA (RSA, 1983) corresponde a designação espectro tipo 2 no EC8 (EN 1998, 2004) e vice-versa (Carvalho, 2007). Pretende-se então comparar os espectros de resposta de cada acção e os esforços resultantes da combinação correspondente.

Um aspecto importante na avaliação dos esforços de dimensionamento é o facto da acção sísmica ser majorada, com um coeficiente de segurança parcial de 1.5, de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983), e de no Eurocódigo 0 (EN 1990, 2001) não o ser, existindo apenas a influência do coeficiente de importância no valor da acção sísmica.

Quanto aos espectros de resposta existem diferenças evidentes na sua estruturação:

- Diferentes coeficientes de comportamento nas duas normas;
- Diferentes valores de aceleração de referência (maiores no EC8).

Tabela 7.12 – Diferentes parâmetros do RSA/REBAP e EC8

	RSA/REBAP	EC8
Zona	A	1.3 e 2.3
Terreno	III	D
Coefficiente de comportamento	2,5	3,9
Majoração da acção sísmica	1,5	1,0

Nas Figuras 7.6 e 7.7 pode-se verificar essas diferenças, nos espectros de dimensionamento referentes ao RSA (RSA, 1983) já se encontram incluídos o coeficiente de comportamento e a majoração da acção.

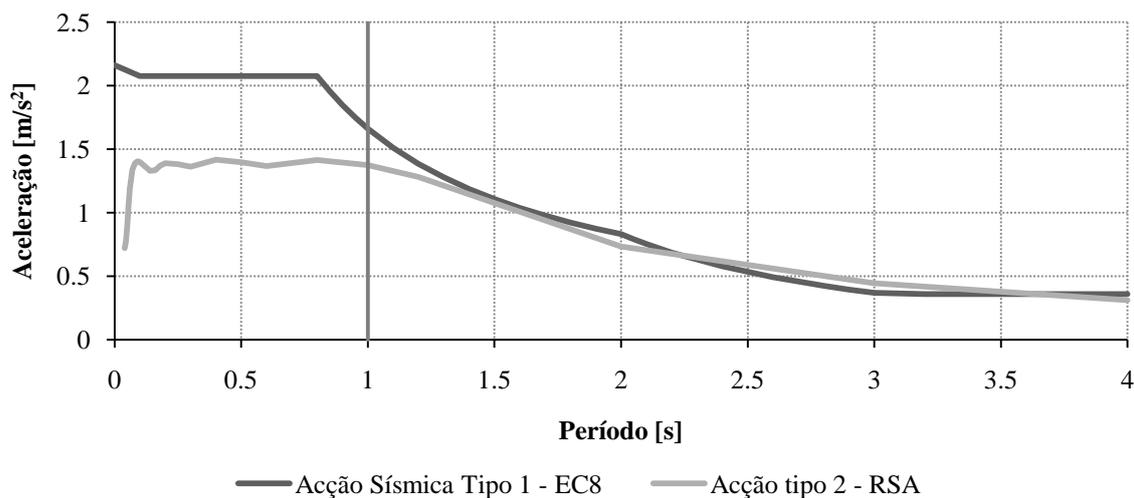


Figura 7.6 – Comparação entre espectros de resposta utilizados no dimensionamento

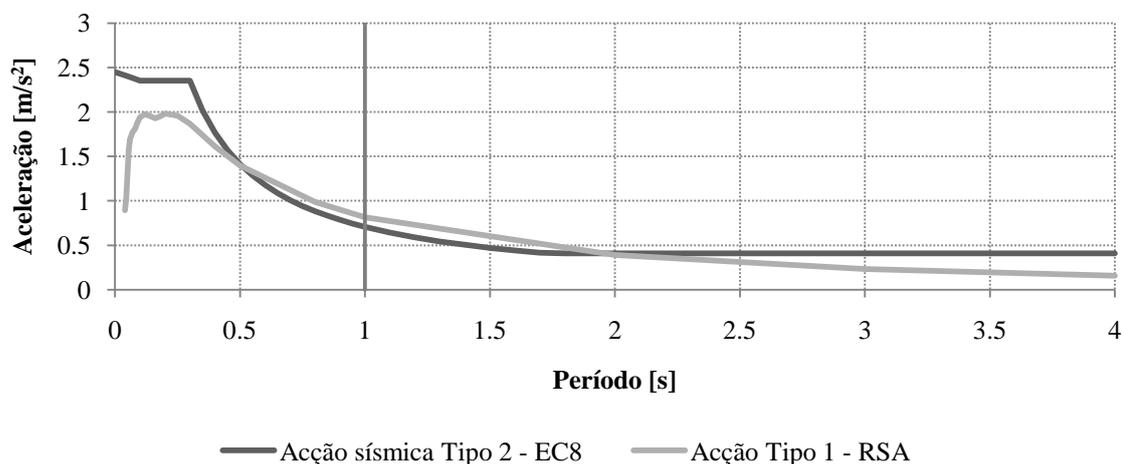


Figura 7.7 – Comparação entre espectros de resposta EC8 e RSA

Os espectros acima representados nas Figuras 7.6 e 7.7 correspondem aos valores das acelerações nas direcções horizontais, visto ser nesta direcção que os movimentos dos solos são mais intensos e que produzem maiores esforços na maioria das estruturas.

Como se observa, para um período de 1s, que é o período correspondente ao primeiro modo da estrutura, as acelerações espectrais são ligeiramente maiores para as acções sísmicas definidas pelo Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983).

Os esforços obtidos através da análise do modelo de cálculo são aproximados quer para a combinação sísmica preconizada pelo RSA (RSA, 1983) como para a acção sísmica recomendada pelo Eurocódigo 0 (EN 1990, 2001) estando de acordo com as acelerações preconizadas em cada espectro de resposta (Figuras 7.6 e 7.7). Tal facto poderá ser

traduzido por um maior coeficiente de comportamento e maiores acelerações de projecto associadas ao EC8 (EN 1998, 2004) serem equiparadas à majoração da acção sísmica, um menor coeficiente de comportamento e menores acelerações de projecto.

Apresentam-se, de um modo simplificado, os esforços no seu valor absoluto relativos ao pilar mais crítico, P14 para as diferentes combinações e acções sísmicas:

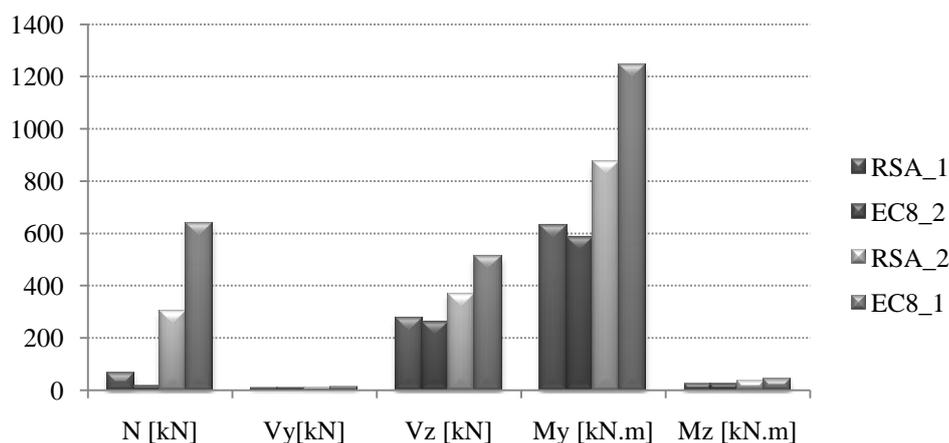


Figura 7.8 – Esforços obtidos para as diferentes acções e combinações sísmicas para o pilar P14

7.4 ANÁLISE DE ESFORÇOS

7.4.1 PILARES

Os diagramas de esforços nos pilares apresentam um comportamento linear, ou seja os diagramas de momento M_y e M_z registam uma inversão de sinal entre os pisos, aproximadamente a meia altura do elemento pilar. Os diagramas de esforço transverso V_z e V_y são constantes e mantêm o mesmo sinal ao longo do pilar, sendo este o comportamento típico de um sistema porticado quando solicitado a acções sísmicas.

De acordo com os diagramas de momentos flectores, consta-se que os maiores valores de momentos flectores surgem no patamar inferior, pois os pilares encontram-se encastrados na base. À medida que a altura aumenta, os diagramas de momento flector M_y e M_z vão diminuindo progressivamente.

O estudo dos pilares do edifício irá focar-se nos pilares mais críticos, já apresentados no ponto 7.2.1.

Os pilares apresentam uma geometria rectangular com as dimensões em secção transversal de 0,45 por 0,735 metros, possuindo então uma maior rigidez em torno do eixo local 2 – direcção y , e absorvendo os maiores esforços segundo este eixo – V_z e M_y .

7.4.2 VIGAS

Os diagramas de esforços resultantes da análise sísmica apresentam um comportamento adequado a uma estrutura em pórtico, isto é, momentos negativos nas zonas de apoio, e momentos positivos a meio vão.

As vigas mais esforçadas encontram-se no primeiro piso, possuindo uma secção rectangular de 0,26 por 0,75 metros.

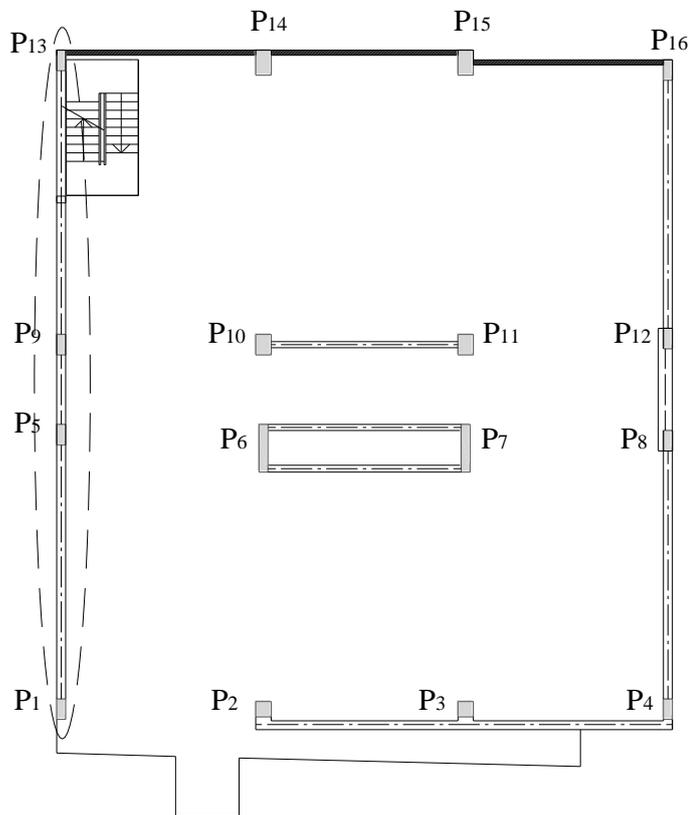


Figura 7.9 – Localização da viga em estudo

7.5 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

A avaliação da segurança dos elementos estruturais prende-se com a verificação dos mesmos ao Estado Limite Último e ao Estado de Limitação de Dano satisfazendo assim às exigências de desempenho referidas no Capítulo 5.

A verificação de segurança relativamente ao estado Limite Último consiste em assegurar que a resistência dos elementos é superior às forças que neles actuam. Os esforços resistentes devem ser calculados de acordo com o EC2 (EN 1992, 2004), no entanto existem alguns parâmetros que o EC8 (EN 1998, 2004) altera nomeadamente para as classes de ductilidade média e alta.

Dado que a combinação sísmica é a combinação condicionante para o dimensionamento dos elementos, foi através desta combinação que se calcularam os esforços máximos necessários ao dimensionamento de pilares e vigas. Para o dimensionamento de acordo com o RSA (RSA, 1983) a acção sísmica condicionante é a combinação sísmica do tipo 2 e no caso do dimensionamento segundo o EC8 (EN 1998, 2004) e EC0 (EN 1990, 2001) a acção sísmica condicionante é a acção do tipo 1.

O dimensionamento dos pilares e vigas será efectuado de acordo com o regulamento português REBAP (REBAP, 1983) utilizado aquando da execução do edifício, e os regulamentos europeus: Eurocódigo 2 (EN 1992, 2004) e Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) a fim de verificar a segurança do edifício através das novas normas.

7.5.1 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA – RSA E REPAB

▪ PILARES

Existindo esforços segundo as duas direcções, ou seja, flexão composta desviada é necessário recorrer aos ábacos da flexão desviada a fim de calcular a armadura de flexão para os pilares. O cálculo área de armadura necessária tem em conta a percentagem mecânica de armadura – ω_{tot} , o esforço normal reduzido – ν os momentos flectores reduzidos – μ em cada direcção, as dimensões da secção transversal do pilar e as propriedades dos materiais que constituem o pilar.

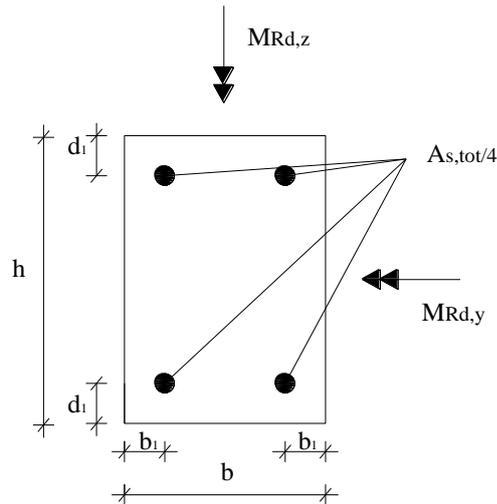


Figura 7.10 – Pilar sujeito à flexão composta desviada

- **Esforço Normal reduzido:**
$$v = \frac{N_{Rd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (7.10)$$

- **Momentos flectores reduzidos:**
$$\mu_y = \frac{|M_{Rd,y}|}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (7.11)$$

$$\mu_z = \frac{|M_{Rd,z}|}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (7.12)$$

- **Área de armadura:**
$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.13)$$

O valor da percentagem mecânica de armadura - ω_{tot} é obtido através dos ábacos apropriados para a flexão composta desviada e em função do esforço normal reduzido e dos momentos flectores reduzidos.

Considerando:

- $d_1/h = 0,10$ e $b_1/b = 0,10$
- $f_{cd} = 16,7$ MPa (C25/30)
- $f_{syd} = 348$ MPa (A400)

Tabela 7.13 – Dimensões e esforços actuantes no pilar P14

Pilar	b [m]	h [m]	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P14	0,45	0,735	301,13	873,01	35,59

Tabela 7.14 – Esforços reduzidos e armadura de flexão do pilar obtidos pelo RSA/REBAP

v	μ_y	μ_z	ω_{tot}	As,tot [cm ²]	As existente [cm ²]
- 0,05	0,22	0,01	0,45	71,42	98,18

Para o pilar P15 procedeu-se ao cálculo da área de armadura do mesmo modo que no pilar anterior. Os esforços são apresentados na Tabela 7.15 e a armadura de flexão calculada com base nos ábacos da flexão composta desviada na Tabela 7.16.

Tabela 7.15 – Dimensões e esforços actuantes no pilar P15

Pilar	b [m]	h [m]	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P15	0,45	0,735	103,97	857,88	63,56

Tabela 7.16 – Esforços reduzidos e armadura de flexão do pilar obtidos pelo RSA/REBAP

v	μ_y	μ_z	ω_{tot}	As,tot [cm ²]	As, existente[cm ²]
-0,02	0,21	0,03	0,42	66,66	98,18

De acordo com o REBAP (REBAP, 1983) a secção total da armadura longitudinal dos pilares não deve ser inferior – para um aço A400 – a 0,6% da secção do pilar e superior a 8% da secção do pilar. Verifica-se que para os dois pilares estudados a secção total de armadura longitudinal encontra-se dentro dos limites estabelecidos.

A resistência à flexão está verificada para os dois pilares críticos, pois a armadura existente é suficiente para resistir aos esforços máximos provocados pela acção sísmica condicionante – acção tipo 2 preconizada no RSA (RSA, 1983).

A armadura referente ao esforço transversal foi calculada de acordo com o artigo 53º presente no REBAP (REBAP, 1983), ou seja considerando a contribuição das armaduras e do betão para o cálculo do esforço transversal resistente, V_{Rd} .

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad (7.14)$$

onde V_{cd} é a parcela correspondente à contribuição do betão na resistência ao corte, e V_{wd} é a parcela correspondente à contribuição das armaduras na resistência ao corte.

A contribuição do betão na resistência ao corte é calculada pela expressão:

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot b_w \cdot d \quad (7.15)$$

em que τ_1 é a tensão de acordo com a classe do betão. No caso do betão do edifício em estudo B30 ou seja C25/30 corresponde uma tensão de 0,75 MPa, b_w é a largura da alma da secção e d é a altura útil da secção.

A contribuição das armaduras na resistência ao corte é dada pela expressão

$$V_{wd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{syd} \cdot (1 + \cotg \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (7.16)$$

onde A_{sw} é a área da secção da armadura de esforço transversal, s é o espaçamento das armaduras de esforço transversal, f_{syd} é a tensão de cedência de dimensionamento de armaduras, que para um aço A400 toma o valor de 348 MPa e α é o ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal com o eixo do elemento ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$).

O valor do esforço transversal resistente deve ser ainda respeitar a seguinte condição:

$$V_{Rd} = \tau_2 \cdot b_w \cdot d \quad (7.17)$$

onde τ_2 é a tensão de acordo com a classe do betão. No caso do betão do edifício em estudo B30 ou seja C25/30 corresponde uma tensão de 5,0 MPa.

O valor de esforço transverso actuante e os parâmetros necessários ao cálculo das armaduras para os dois pilares em análise são apresentados na Tabela 7.17.

Tabela 7.17 – Esforços do pilar P14 e P15 obtidos pelo RSA e REBAP

Pilar	V_{Ed} [kN]	b [m]	d [m]	V_{ed} [kN]	V_{wd} [kN]	$V_{rd\ máx}$ [kN]
P14	368,49	0,45	0,685	231,19	137,31	1541,25
P15	352,33	0,45	0,685	231,19	121,15	1541,25

Tabela 7.18 – Armaduras de esforço transverso do pilar obtida pelo REBAP

Pilar	A_{sw}/s [cm ² /m]	A_{sw}/s por ramo [cm ² /m]	Armadura adoptada	Área armadura existente/ramo [cm ² /m]	Armadura existente
P14	6,40	3,20	φ 10 // 0,20	2,51	φ 8 // 0,20
P15	5,65	2,82	φ 10 // 0,20	2,51	φ 8 // 0,20

Através da análise da Tabela 7.18 verifica-se que a área de armadura de esforço transverso existente não é suficiente para garantir a resistência ao corte dos pilares considerando os esforços obtidos utilizando o RSA (RSA, 1983).

O espaçamento das armaduras de esforço transverso no pilar não deve exceder o menor dos seguintes valores: 12 vezes o menor diâmetro dos varões da armadura longitudinal, a menor dimensão da secção e 300 mm.

- $12 d_{bL} = 12 \times 25 = 300$ mm
- $\min (h_c ; b_c) = 450$ mm

Portanto o espaçamento máximo das armaduras de esforço transverso deverá ser 300 mm, estando portanto de acordo com a armadura adoptada.

▪ VIGAS

Na obtenção dos esforços de corte e flexão referentes ao dimensionamento das vigas, foi necessário recorrer-se à envolvente de esforços resultante das duas combinações

de esforços: combinação fundamental com a sobrecarga como acção variável e a combinação sísmica.

Apresentam-se no Tabela 7.19 os momentos flectores nas zonas de apoio e de meio vão da viga para os três troços.

Tabela 7.19 – Esforços máximos na viga nos apoios e a ½ vão pelo RSA

Troço	Secção	M_{Ed}^- [kN.m]	M_{Ed}^+ [kN.m]
P1 – P5	Apoio A	-361,88	225,48
	½ vão	-	95,25
	Apoio B	-333,13	203,66
P5 – P9	Apoio C	-330,50	237,20
	½ vão	-78,95	-
	Apoio D	-358,27	328,41
P9 – P13	Apoio E	-295,32	154,67
	½ vão	-	94,98
	Apoio F	-325,81	255,18

Consequentemente, através dos esforços obtidos dimensionaram-se as respectivas armaduras de flexão.

O dimensionamento dos varões longitudinais foi executado através do cálculo dos momentos reduzidos (μ), cujo cálculo é idêntico ao executado nos pilares, que depois serve para obter as taxas mecânicas de armadura (ω) para cada respectivo momento reduzido (μ).

- **Momento flector reduzido:**
$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (7.18)$$

- **Taxa mecânica de armadura:**
$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (7.19)$$

- **Área de armadura:**
$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.20)$$

Tabela 7.20 – Armadura de flexão na viga nos apoios e a ½ vão

Secção		M_{Ed} [kN.m]	μ	ω	As [cm ²]	As existente [cm ²]	Armadura existente
Apoio A	M ⁻	-361,88	0,17	0,19	16,39	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	225,48	0,11	0,11	9,81	14,73	3 ϕ 25
½ Vão	M ⁻	-	-	-	-	9,82	2 ϕ 25
	M ⁺	94,82	0,04	0,05	3,98	14,73	3 ϕ 25
Apoio B	M ⁻	-333,13	0,16	0,17	14,96	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	203,66	0,10	0,10	8,80	14,73	3 ϕ 25
Apoio C	M ⁻	-330,50	0,16	0,17	14,83	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	237,20	0,11	0,12	10,35	14,73	3 ϕ 25
½ Vão	M ⁻	-78,95	0,04	0,04	3,30	9,82	2 ϕ 25
	M ⁺	-	-	-	-	14,73	3 ϕ 25
Apoio D	M ⁻	-358,27	0,16	0,17	16,21	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	328,41	0,11	0,12	14,72	14,73	3 ϕ 25
Apoio E	M ⁻	-295,32	0,14	0,15	13,11	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	154,67	0,07	0,08	6,60	14,73	3 ϕ 25
½ Vão	M ⁻	-	-	-	-	9,82	2 ϕ 25
	M ⁺	95,25	0,04	0,05	4,00	14,73	3 ϕ 25
Apoio F	M ⁻	-325,81	0,15	0,17	14,59	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	255,18	0,12	0,13	11,19	14,73	3 ϕ 25

A área de armadura existente é suficiente para cumprir a segurança da viga aos momentos flectores existentes (Tabela 7.20) de acordo com o dimensionamento segundo a combinação de acções existente na regulamentação Portuguesa.

O REBAP (REBAP, 1983) recomenda que a percentagem de armadura longitudinal de tracção nas vigas, ρ para um aço A400 não deve ser inferior a 0,15%.

A percentagem mínima de armadura existente é de 0,54% satisfazendo assim a regulamentação.

Relativamente à armadura transversal, esta foi calculada após o registo dos valores máximos do esforço transversal na viga em estudo e de modo análogo ao efectuado para os pilares:

Tabela 7.21 – Esforços na viga obtidos pelo RSA e REBAP

V_{Ed} [kN]	b [m]	d [m]	V_{cd} [kN]	V_{wd} [kN]	$V_{rd\ máx}$ [kN]
170,98	0,26	0,70	136,50	34,48	910,00

Tabela 7.22 – Armaduras de esforço transverso da viga obtidas pelo REBAP

A_{sw}/s [cm ² /m]	A_{sw}/s por ramo [cm ² /m]	Armadura adoptada	Área armadura existente/ramo [cm ² /m]	Armadura existente
1,57	0,79	ϕ 6 // 25	3,35	ϕ 8 // 15

Analisando a Tabela 7.22, verifica-se que a armadura existente é suficiente para garantir a segurança ao esforço transverso actuante na viga.

A percentagem de estribos, ρ_w não deverá ser inferior a 0,10 no caso de armaduras de aço A400.

A percentagem de armadura existente é de 0,85%, satisfazendo a percentagem mínima exigida. O espaçamento dos estribos deverá respeitar as condições prescritas no artigo 94.3 do REBAP (REBAP, 1983) e dado que se verifica a condição:

$$\frac{1}{6} \cdot \tau_2 \cdot b_w \cdot d \leq V_{sd} \leq \frac{2}{3} \cdot \tau_2 \cdot b_w \cdot d \Leftrightarrow 151,67 \leq 233,77 \leq 606,67$$

O valor de τ_2 para a classe de betão C25/30 toma o valor de 5000 kPa, então, de acordo com a condição acima, o espaçamento deverá ser no mínimo $0,25d \approx 0,175$ m e um máximo de 0,25 m.

7.5.2 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA – EC8 E EC2

De acordo com o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) o dimensionamento dos vários elementos pode ser efectuado através do dimensionamento directo ou através do dimensionamento por capacidade resistente apresentados no Capítulo 4.

O dimensionamento por capacidade resistente pressupõe que o momento resistente dos pilares seja superior ao das vigas. Portanto para dimensionar o pilar através do método da capacidade resistente é necessário que este conflua numa viga; os pilares em estudo não confluem em nenhuma viga então o dimensionamento dos mesmos é efectuado através do dimensionamento directo, ou seja, com os esforços provenientes do programa de cálculo automático. O dimensionamento é efectuado de modo análogo ao dimensionamento pelo RSA (RSA, 1983) recorrendo aos ábacos referentes à flexão composta desviada.

▪ PILARES

▫ Flexão

Os esforços e dimensões presentes no Tabela 7.23 referem-se aos dois pilares em estudo e serão utilizados no cálculo da armadura de flexão necessária ao cumprimento do estado limite último. O esforço normal reduzido nos pilares – ν para as estruturas de ductilidade média deve ser inferior a 0,65, sendo este requisito verificado.

Tabela 7.23 – Dimensões e esforços actuantes nos pilares P14 e P15

Pilar	b [m]	h [m]	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P14	0,45	0,735	640,44	1243,60	43,19
P15	0,45	0,735	305,57	1226,77	78,30

Tabela 7.24 – Esforços reduzidos e armadura de flexão dos pilares P14 e P15 obtidos pelo EC8/EC2

Pilar	ν	μ_y	μ_z	ω_{tot}	As,tot [cm ²]	As, existente[cm ²]
P14	0,12	0,31	0,02	0,60	95,23	98,18
P15	0,06	0,30	0,03	0,62	97,61	98,18

A armadura longitudinal dos pilares deve se situar entre 1% e 4% da área de secção transversal de betão e no caso de secções simétricas a armadura deverá ser disposta também simetricamente. Em cada face do pilar deve haver pelo menos um varão vertical intermédio entre os varões de canto.

Para a secção transversal dos pilares em estudo, deverá existir no mínimo 33,08 cm² e um máximo de 132,30 cm² de área de armadura longitudinal, estando portanto a armadura existente e necessária em conformidade com o regulamento europeu.

▫ Esforço Transverso

Para as estruturas de classe de ductilidade média, o cálculo do esforço transverso resistente segue a formulação proposta pelo Eurocódigo 2 (EN 1992, 2004), e embora se baseie no mecanismo de treliça, tal como o REBAP (REBAP, 1983), a formulação

proposta pelo regulamento europeu para os elementos com armadura de esforço transverso consistindo de estribos perpendiculares ao eixo da viga é matematicamente diferente.

O EC2 (EN 1992, 2004) propõe as expressões (7.21) para o cálculo da resistência das cintas e (7.22) para a resistência ao esmagamento do betão, no caso de os estribos estarem dispostos perpendicularmente ao eixo da peça, sendo o valor máximo do esforço transverso o menor dos dois valores.

- Resistência à rotura dos estribos/cintas:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (7.21)$$

- Resistência ao esmagamento do betão:

$$V_{Rd,máx} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot z \cdot b_w \cdot \alpha_{cw}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.22)$$

onde f_{ywd} é a tensão de cedência de dimensionamento das armaduras que para um aço A400 toma o valor de 348 MPa, f_{cd} é a tensão de cedência de dimensionamento do betão à compressão que para um betão C25/30 toma o valor de 16,7 MPa, z é dado por $z \approx 0,9d$, θ é o ângulo admitido para as bielas inclinadas no cálculo e deverá estar compreendido numa gama de valores tal que $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$, α_{cw} é o coeficiente que tem em conta o estado da tensão da zona comprimida e para estruturas sem pré-esforço toma o valor 1,0 e v_1 é o parâmetro que reflecte a perda de resistência do betão fendilhado ao corte e é dado pela expressão: $v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$.

A parcela referente à contribuição do betão na resistência ao corte não é explicitamente calculada, contudo é contabilizada pelo ângulo θ que se escolhe para a inclinação das escoras no modelo de escoras e tirantes, o ângulo deverá ser compreendido entre $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$.

Ao escolher-se o limite superior do ângulo θ , $\cot \theta = 2,5$, está a limitar-se a armadura de esforço transverso que se coloca na secção, no entanto ao adoptar-se o valor máximo minimiza-se o valor da resistência ao esmagamento do betão, que no caso de valores elevados de forças de corte é conveniente.

Tabela 7.25 - Dimensões e esforços actuantes nos pilares P14 e P15

Pilar	V _{sa} [kN]	b [m]	d [m]	cotg θ	f _{ywd} [MPa]	V _{rd,máx} [kN]
P14	511,61	0,45	0,685	2,5	348	862,70
P15	493,39	0,45	0,685	2,5	348	862,70

Tabela 7.26 - Armaduras de esforço transverso do pilar obtida pelo EC8/EC2

Pilar	A _{sw} /s [cm ² /m]	A _{sw} /s por ramo [cm ² /m]	Armadura adoptada	Área armadura existente/ramo [cm ² /m]	Armadura existente
P14	9,54	4,77	φ 8 // 0,10	2,51	φ 8 // 0,20
P15	9,20	4,60	φ 8 // 0,10	2,51	φ 8 // 0,20

Como se verifica pela Tabela 7.26 a armadura existente não é suficiente para assegurar a resistência ao esforço transverso dos pilares em estudo.

O Eurocódigo recomenda que nas zonas críticas dos pilares devem respeitar-se as seguintes condições:

- O diâmetro mínimo da armadura transversal deverá ser 6 mm;
- O afastamento máximo entre cintas na direcção do eixo das peças deverá ser o menor dos seguintes valores:

$$s \leq \min \{ b_0/2 ; 175 \text{ mm} ; 8d_{bL} \} \quad (7.23)$$

Sendo b_0 a menor dimensão do núcleo cintado, entre eixos das cintas, e d_{bL} o diâmetro mínimo das armaduras longitudinais.

Para a secção transversal dos pilares em estudo, o espaçamento máximo a adoptar será então de 175 mm, sendo que a armadura existente não cumpre também este requisito proposto pelo Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) para as zonas críticas.

▪ VIGAS

O dimensionamento das armaduras de flexão nas vigas pelo EC2 (EN 1992, 2004) efectuou-se de modo análogo ao efectuado ao descrito e realizado para os esforços obtidos

pelo RSA (RSA, 1983). Os esforços máximos da viga em estudo são apresentados na Tabela 7.27. Os esforços máximos foram obtidos através da envolvente de esforços entre a combinação fundamental com a sobrecarga como acção de base a acção sísmica. Contrariamente ao dimensionamento dos pilares, a combinação fundamental é a combinação que produz maiores momentos positivos a meio vão.

A combinação fundamental base de acordo com o EC0 (EN 1990, 2001) é dada pela seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \cdot \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.24)$$

onde $\gamma_{G,j}$ é o factor parcial para as acções permanentes e toma o valor de 1,35, $G_{k,j}$ é o valor característico da carga permanente, $\gamma_{Q,1}$ é o factor parcial para a acção de variável base e toma o valor de 1,5, $Q_{k,1}$ é o valor característico da variável base, $\gamma_{Q,i}$ é o factor parcial para as restantes cargas variáveis e toma o valor de 1,5, $\psi_{0,i}$ é o factor de combinação da acção variável e $Q_{k,i}$ é o valor característico das restantes variáveis base.

▫ Flexão

Tabela 7.27 – Esforços máximos na viga nos apoios e a 1/2 vão obtidos pelo envolvente

Troço	Secção	M_{Ed}^- [kN.m]	M_{Ed}^+ [kN.m]
P1 – P5	Apoio A	-492,33	347,05
	1/2 vão	-	88,37
	Apoio B	-455,24	317,22
P5 – P9	Apoio C	-454,36	355,11
	1/2 vão	-72,26	-
	Apoio D	-465,70	380,25
P9 – P13	Apoio E	-395,76	246,72
	1/2 vão	-	92,81
	Apoio F	-452,28	377,31

Tabela 7.28 – Armadura de flexão na viga nos apoios e a ½ vão

Secção		M_{Ed} [kN.m]	μ	ω	As [cm ²]	As existente [cm ²]	Armadura existente
Apoio A	M ⁻	-492,33	0,23	0,27	23,33	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	347,05	0,16	0,18	15,65	14,73	3 ϕ 25
½ Vão	M ⁻	-	-	-	-	9,82	2 ϕ 25
	M ⁺	88,37	0,04	0,04	3,71	14,73	3 ϕ 25
Apoio B	M ⁻	-455,24	0,21	0,24	21,28	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	317,22	0,15	0,16	14,17	14,73	3 ϕ 25
Apoio C	M ⁻	-454,36	0,21	0,24	21,23	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	355,11	0,17	0,18	16,05	14,73	3 ϕ 25
½ Vão	M ⁻	-72,26	0,03	0,03	3,02	9,82	2 ϕ 25
	M ⁺	-	-	-	-	14,73	3 ϕ 25
Apoio D	M ⁻	-465,70	0,22	0,25	21,85	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	380,25	0,18	0,20	17,33	14,73	3 ϕ 25
Apoio E	M ⁻	-395,76	0,19	0,21	18,13	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	246,72	0,12	0,12	10,80	14,73	3 ϕ 25
½ Vão	M ⁻	-	-	-	-	9,82	2 ϕ 25
	M ⁺	92,81	0,04	0,04	3,90	14,73	3 ϕ 25
Apoio F	M ⁻	-452,28	0,21	0,24	21,12	19,63	4 ϕ 25
	M ⁺	377,31	0,18	0,20	17,18	14,73	3 ϕ 25

Através da análise da Tabela 7.28 constata-se que a área de armadura longitudinal existente não é suficiente para garantir a resistência à flexão das vigas na zona dos apoios, considerando os esforços obtidos utilizando o EC8 (EN 1998, 2004). Embora o modo de cálculo das armaduras longitudinais permanecer igual ao preconizado no REBAP (REBAP, 1983), os esforços devidos à combinação sísmica proposta no Eurocódigo 0 (EN 1990, 2001) são mais elevados. Os esforços a meio vão, são idênticos aos esforços obtidos para o regulamento português, pois a combinação condicionante para os momentos positivos é a combinação cuja acção de base é a sobrecarga, idêntica em ambos os regulamentos.

O Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) impõe que a percentagem mínima de armadura longitudinal ao longo do comprimento da viga respeite a condição (7. 25):

$$\rho_{\min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (7.25)$$

em que o valor de f_{ctm} corresponde ao valor médio da tensão de rotura do betão à compressão que no caso de um betão C25/30 toma o valor de 2,9 MPa, e o f_{yk} é o valor de característico da tensão de cedência do aço que para um aço A400 corresponde um valor de 400 MPa. Tem-se então uma percentagem mínima de armadura longitudinal de 0,325%, verificada para a viga em estudo.

□ Esforço Transverso

Na Tabela 7.29 são apresentados os esforços de dimensionamento da viga ao esforço transverso, e na Tabela 7.30 as armaduras necessárias para garantir a resistência.

Tabela 7.29 - Dimensões e esforços actuantes na viga

V_{sd} [kN]	b [m]	d [m]	$\cotg \theta$	f_{ywd} [MPa]	$V_{rd,m\acute{a}x}$ [kN]
233,77	0,26	0,70	2,5	348	639,46

Tabela 7.30 - Armadura de esforço transverso da viga obtida pelo EC8/EC2

A_{sw}/s [cm ² /m]	A_{sw}/s por ramo [cm ² /m]	Armadura adoptada	Área armadura existente/ramo [cm ² /m]	Armadura existente
4,26	2,13	ϕ 8 // 17,5	3,35	ϕ 8 // 15

O Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) indica um conjunto de regras de pormenorização das armaduras transversais de modo a garantir os níveis mínimos de confinamento nas zonas críticas, nomeadamente:

- O diâmetro dos estribos – d_{bw} – deve ser igual ou superior a 6mm;
- O primeiro estribo não deverá estar afastado mais do que 50 mm da extremidade livre da viga;
- O espaçamento dos estribos, na direcção do eixo da viga, s , não deverá exceder o menor dos valores seguintes:

$$s = \min \left\{ h_w / 4 ; 24 d_{bw} ; 225 \text{ mm} ; 8 d_{bL} \right\} \quad (7.26)$$

em que h_w é a altura da viga, d_{bw} é o diâmetro da armadura transversal e d_{bL} é o diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

A armadura de esforço transversal existente garante a resistência necessária ao esforço actuante na viga, bem como espaçamento entre estribos que cumpre os requisitos máximos – espaçamento máximo de 0,175 m.

7.6 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

A análise e dimensionamento da estrutura foram efectuados segundo duas normas distintas: as normas portuguesas RSA (RSA, 1983) e REBAP (REBAP, 1983) e as normas europeias Eurocódigo 2 (EN 1992, 2004) e Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004). É então necessário proceder-se à análise e comparação dos resultados obtidos pelos dois procedimentos.

Os resultados obtidos apresentam diferenças significativas, justificáveis pelos diferentes espectros de resposta, coeficientes de comportamento, e combinações de acções propostos em cada regulamento.

Verifica-se que para o caso em estudo, o espectro de resposta prescrito no Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) apresenta acelerações maiores, fazendo com que os esforços obtidos através deste sejam maiores que os obtidos através da acção sísmica descrita no RSA (RSA, 1983). Sendo o coeficiente de comportamento obtido pelo EC8 para a estrutura em estudo (EN 1998, 2004) maior do que o indicado no regulamento português, previa-se que as acelerações e os esforços obtidos fossem menores para a combinação de acções do Eurocódigo. No entanto tal não se verifica, as acelerações preconizadas no Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) são maiores do que as do RSA (RSA, 1983) para os solos brandos.

▪ PILARES

Os pilares em estudo apresentam esforços de dimensionamento à flexão diferentes de acordo com ambos os regulamentos, sendo maiores os esforços obtidos pelo regulamento europeu.

Tabela 7.31 – Comparação dos esforços momentos flectores e armadura dos pilares pelos dois regulamentos

	Pilar P14			Pilar P15		
	RSA	EC8	Diferença	RSA	EC8	Diferença
N [kN]	301,13	640,44	113%	103,97	305,57	194%
My [kN.m]	873,01	1243,60	42%	857,88	1226,77	43%
Mz [kN.m]	35,59	43,19	21%	63,56	78,30	23%
Área de armadura [cm ²]	71,42	95,23	33%	66,66	97,61	46%

Verifica-se que os esforços obtidos para o EC8 (EN 1998, 2004) são superiores, com valores superiores entre os 21% e os 194%, devido ao diferente procedimento de cálculo dos esforços actuantes.

O cálculo dos esforços resistentes no EC8 (EN 1998, 2004) relativamente à flexão composta, realiza-se da mesma forma e usando as mesmas relações constitutivas do aço e do betão prescritas no REBAP (REBAP, 1983), permitindo assim a utilização dos mesmos ábacos.

Como para o regulamento europeu, os esforços actuantes são maiores e o procedimento de cálculo das armaduras longitudinais é igual para os dois regulamentos, obtêm-se então áreas de armadura maiores, que no entanto a armadura existente é suficiente para garantir a resistência dos pilares à flexão.

No que respeita à armadura longitudinal máxima e mínima para a secção do pilar, o EC8 (EN 1998, 2004) é mais conservador do que o regulamento português REBAP (REBAP, 1983). Neste estudo considerou-se a estrutura de ductilidade normal, para o regulamento português, e de ductilidade média para o regulamento europeu, que consideram uma taxa de armadura entre 0,06% e 8%, e 1% e 4% respectivamente. Em ambos as normas, a armaduras longitudinais mínimas são respeitadas.

Relativamente ao esforço transversal actuante chegou-se também a um valor maior quer para o esforço quer para a área de armadura necessária de acordo com o regulamento europeu. Para além da diferente obtenção dos esforços de dimensionamento, o procedimento de cálculo dos esforços resistentes e respectivas armaduras de esforço transversal difere do preconizado no REBAP (REBAP, 1983), originando maiores valores de área de armadura necessária para resistir ao esforço de corte.

Tabela 7.32 – Comparação dos esforços de corte e armadura dos pilares pelos dois regulamentos

	Pilar P14			Pilar P15		
	RSA	EC8	Diferença	RSA	EC8	Diferença
V [kN]	368,49	511,61	39%	352,33	493,39	40%
Área de armadura/ramo [cm ² /m]	3,20	4,77	49%	2,82	4,60	63%

Para além da diferente obtenção dos esforços resistentes ao esforço transversal, de acordo com o Eurocódigo 2 (EN 1992, 2004) e Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) as disposições construtivas também são divergentes. Os eurocódigos definem ainda a existência de zonas críticas nos pilares, em que o espaçamento máximo nessas zonas deve ser menor do que o máximo recomendado pelo REBAP (REBAP, 1983).

▪ VIGAS

Contrariamente aos pilares, o dimensionamento das vigas é efectuado de acordo com as duas combinações vigentes: a combinação sísmica, e a combinação fundamental com a sobrecarga como acção base. Para os esforços de flexão, obtêm-se maiores momentos positivos para a combinação fundamental em que a sobrecarga é acção de base, e maiores momentos negativos nos apoios para a combinação sísmica.

De forma simplificada, irá apenas comparar-se os maiores momentos positivos e negativos para cada regulamento, pois acontecem na mesma secção da viga.

Tabela 7.33 – Comparação dos esforços momentos flectores e armadura da viga pelos dois regulamentos

	M_{sd} apoio			M_{sd} 1/2 vão		
	RSA	EC8	Diferença	RSA	EC8	Diferença
M [kN.m]	-361,88	-492,33	36%	95,25	92,81	2,6%
Área de armadura [cm ²]	16,39	23,33	42%	4,00	3,90	2,6%

Pela Tabela 7.33 constata-se que os valores dos momentos a meio vão são semelhantes, já que a combinação considerada (variável base sobrecarga) é idêntica em ambos os regulamentos.

Relativamente aos momentos nos apoios, como a combinação condicionante é a combinação sísmica observam-se maiores momentos para o regulamento europeu, onde a acção sísmica é mais gravosa.

No que diz respeito às forças de corte, apresentam-se na Tabela 7.34 os valores máximos de corte obtidos para a viga e a área de armadura necessária.

Tabela 7.34 – Comparação dos esforços de corte e armadura da viga pelos dois regulamentos

	RSA	EC8	Diferença
V [kN.m]	170,98	233,77	37%
Área de armadura/ramo [cm²/m]	0,79	2,13	170%

Para além do acréscimo de esforço actuante para o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) verifica-se que o aumento de armadura necessário é bastante significativo face à diferença entre os esforços. Enquanto no regulamento português a contribuição do betão no cálculo do esforço transversal resistente é tido em consideração, no Eurocódigo 2 (EN 1992, 2004) essa contribuição é substituída pela escolha do ângulo para a inclinação das escoras de forma a considerar a essa contribuição. No entanto, mesmo com o menor valor possível a considerar para o ângulo obtêm-se maiores valores para a área de armadura do que se obteria com o REBAP (REBAP, 1983).

Constata-se também que ao nível de exigência respeitante ao espaçamento máximo entre estribos, tal como para os pilares, os dois regulamentos possuem recomendações distintas originando assim valores máximos de espaçamento diferentes.

7.7 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA – ESTADO LIMITE DE DANO

7.7.1 DESLOCAMENTOS ENTRE PISOS

A verificação dos deslocamentos entre pisos trata-se de um novo controlo que o EC8 (EN 1998, 2004) impôs, estando relacionada com os Estados Limite de Serviço e estabelece limitações às deformações laterais da estrutura que assegurem a integridade dos elementos estruturais e não estruturais.

Para edifícios que possuem elementos não estruturais, como paredes de alvenaria, ligados à estrutura o limite que dever ser verificado de acordo com a seguinte expressão também apresentada no capítulo 4:

$$d_r v \leq 0,005 h \quad (7.27)$$

Para o edifício em estudo o deslocamento máximo, $d_r^{\text{máx}}$ será de 0,05 metros em todos os pisos. Considerou-se uma altura constante de 4 metros por piso, e um factor de redução sísmica de 0,4 visto a estrutura ter uma classe de importância de III.

Os deslocamentos relativos entre pisos podem ser obtidos através da diferença entre os deslocamentos absolutos entre pisos adjacentes. Estes deslocamentos foram obtidos através do espectro de resposta elástico para a acção sísmica tipo 1 visto ser a mais gravosa.

Através do programa de cálculo automático SAP2000[®] calcularam-se os deslocamentos absolutos de cada pilar ao nível de cada piso e os deslocamentos relativos entre pisos são apresentados no Anexo E.

Após análise da tabela referente aos deslocamentos entre pisos, verifica-se que os deslocamentos na direcção x são superiores ao limite admissível nos alinhamentos de pilares 1 e 2 entre o piso 1 e o piso 2 (Figura 7.11). Os alinhamentos dos pilares encontram-se representados na planta referente ao primeiro piso, no Anexo D.

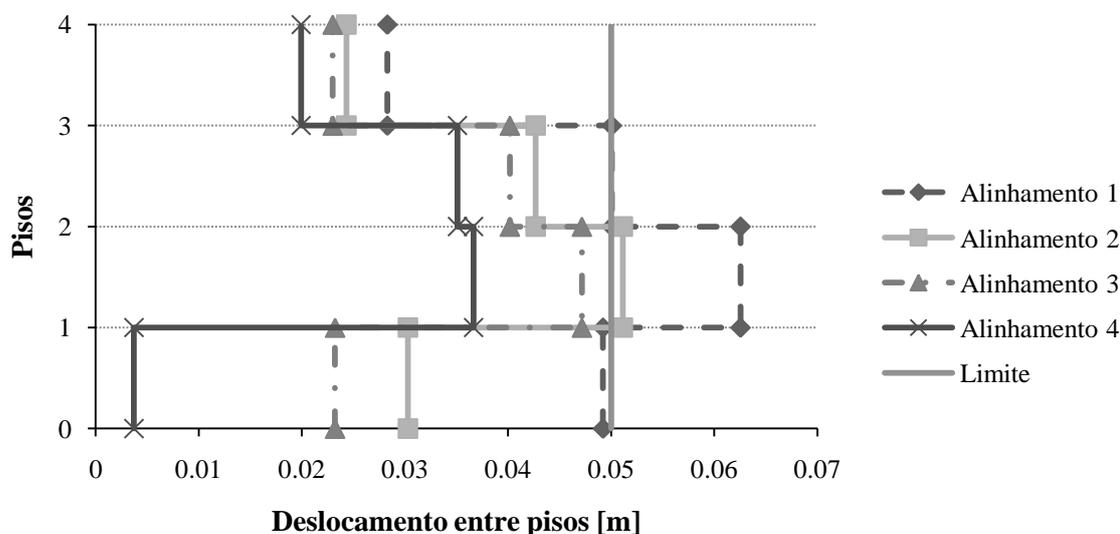


Figura 7.11 – Deslocamentos entre pisos segundo a direcção x

Na direcção y os deslocamentos entre pisos referidos a cada alinhamento já se encontram dentro do limite admissível, como mostra a Figura 7.12:

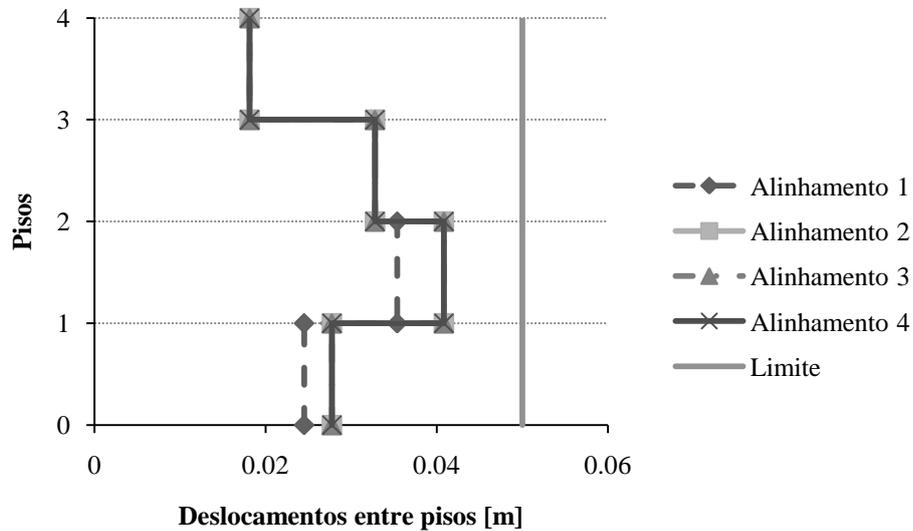


Figura 7.12 – Deslocamentos entre pisos segundo a direcção y

- Os maiores deslocamentos entre pisos acontecem entre o piso 1 e o piso 2 para as duas direcções.
- A partir do segundo piso os deslocamentos entre pisos vão diminuindo em ambas as direcções, característica das estruturas em pórtico.
- Maiores deslocamentos segundo a direcção x do que a direcção y , explicados pela maior rigidez do edifício segundo a direcção y .

CAPÍTULO 8

ROBUSTEZ

Através da observação dos danos sofridos em edifícios após sismos intensos, verifica-se que a vulnerabilidade sísmica dos edifícios se encontra intimamente relacionada com as características dos sistemas estruturais e tipologias construtivas. O tipo de elementos resistentes, a configuração dos sistemas estruturais, as disposições de dimensionamento de projecto, a qualidade de construção e dos materiais são alguns dos principais factores de vulnerabilidade das construções.

Assim, a avaliação da vulnerabilidade de uma estrutura passa pela avaliação dos factores descritos em cima.

Neste capítulo pretende-se avaliar a vulnerabilidade da estrutura simulando cenários de dano em alguns elementos importantes, associando-se assim o estudo da robustez da estrutura.

A robustez é entendida como a capacidade da estrutura em resistir a eventos não intencionais sem que seja danificada numa extensão desproporcional à causa original, ou seja, define-se como a capacidade de assegurar danos localizados, em que as consequências causadas por esse dano estrutural são muito mais graves que o próprio dano (Sørensen e Christensen, 2005).

O colapso progressivo é o exemplo que melhor se adequa quando se fala de consequências desproporcionadas, na medida em que um dano localizado num elemento ao estender-se pela estrutura origina o seu colapso.

A consciencialização da importância da robustez nas estruturas surgiu após o colapso do edifício Ronan Point em 1968, que sofreu um colapso parcial provocado pela explosão de uma conduta de gás. A Figura 8.1 mostra o estado do edifício após a explosão que se deu no 18º andar, seguindo-se do colapso dos andares de cima. A queda de entulho proveniente dos andares superiores provoca o colapso progressivo dos 17 andares abaixo (Menchel, 2009).



Figura 8.1 – Edifício Ronan Point após colapso (Menchel, 2009)

Existem outros exemplos de colapso de edifícios, nomeadamente, o edifício Alfred P. Murrah construído entre 1970 e 1976 na cidade de Oklahoma. No dia 19 de Abril de 1995, foi objectivo de um ataque, quando uma bomba de caminhão detonou junto à fachada norte. Três pilares foram destruídos com a explosão levando ao colapso de todos os andares superiores como é visível na Figura 8.2. Este evento é considerado como um exemplo de colapso progressivo devido à incapacidade do sistema estrutural em redistribuir os esforços de modo a resistir ao aumento de momentos provocados pelo colapso dos pilares. Embora possa ser discutido se o fracasso simultâneo de três pilares possa conduzir apenas ao colapso parcial do edifício, a equipa de investigação concluiu que o fracasso de apenas um pilar também levaria ao colapso de uma parte principal da estrutura (Menchel, 2009).



Figura 8.2 – Edifício Alfred P. Murrah após colapso (Menchel, 2009)

O edifício Bankers Trust, construído em 1970 e situado em Nova York é um exemplo de uma estrutura que sobreviveu ao colapso progressivo, conseguindo suportar o depósito de entulho provocado pelo colapso do World Trade Centre, no 11 de Setembro de 2001. Embora tenham ficado destruídos alguns sistemas estruturais em alguns pisos, os danos associados não provocaram mais nenhum dano subsequente na estrutura.

O colapso do World Trade Centre, em 2001, causou um significativo interesse na questão de robustez. Trata-se do caso mais mediático de um colapso progressivo, em que o elevado número de mortes, associado ao simbolismo dos edifícios e a razão dos ataques faz com que volte a existir um interesse renovado nas questões de robustez e colapso progressivo (Menchel, 2009).

8.1 PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO

Embora o conceito de robustez esteja presente na maioria dos regulamentos estruturais mais recentes, subsiste ainda algum desconhecimento quanto à sua quantificação e na definição de um estado aceitável de robustez.

Os métodos actualmente utilizados no dimensionamento de sistemas estruturais robustos tiveram origem no Reino Unido e têm sido adoptados por vários países e regulamentos estruturais como os Eurocódigos.

O Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) propõe o dimensionamento de estruturas pelo método de Capacidade Resistente, que tem por base garantir na estrutura um comportamento não linear, conferindo-lhe assim a ductilidade adequada para a estrutura.

Uma estrutura robusta pode ser conseguida através de escolhas convenientes dos materiais (dúcteis), do sistema estrutural, e pelo adequado dimensionamento dos elementos preponderantes na segurança da estrutura, também designados por elementos chave.

Um elemento chave é definido como uma parte limitada da estrutura, que possui grande importância na robustez da estrutura, pois o fracasso de um elemento chave pode conduzir ao colapso da estrutura ou de partes significantes.

Após alguns estudos, apuraram-se algumas das causas que podem levar ao colapso estrutural, entre elas (Sørensen e Christensen, 2005):

- cargas inesperadas, como sejam as situações de mudança de carga;
- sistema estrutural errado;
- erros de projecto, que podem incluir os erros de cálculo e de transferência de resultados para as plantas de pormenor;
- materiais de qualidade inferior e dimensões erradas;
- erros na execução;
- falta de manutenção.

Deve, ainda, salientar-se que a robustez não pode ser confundida com a resistência que as estruturas possuem a cargas acidentais. Embora alguns procedimentos de dimensionamento possam ser semelhantes em algumas situações, as estruturas devem ser robustas independentemente da probabilidade de cargas acidentais (Sørensen e Christensen, 2005).

As estratégias para projectar um sistema estrutural robusto podem incluir (Starossek e Wolff, 2005):

1. redução das acções acidentais que actuam na estrutura;

2. dimensionamento dos elementos chave para que consigam suportar acréscimos de carga ou eventuais diminuições de resistência (como por exemplo, dimensionar os elementos chave com um factor acrescido de segurança na ordem de 1,2);
3. dimensionamento da estrutura para um nível mínimo de robustez, proporcionando caminhos alternativos de redistribuição de cargas no interior do sistema estrutural;
4. dimensionamento da estrutura recorrendo à introdução de libertações em locais estratégicos previamente definidos, fazendo com que o colapsos de elementos localizados resultem em pequenos colapsos parciais. Apesar de diminuírem a estadia da estrutura, limitam o colapso progressivo.

A criação de caminhos alternativos para a redistribuição de cargas no interior da estrutura deverá ser estudado de acordo com o tipo de estrutura em questão, pois no caso de ligações muito fortes, estas podem levar a danos estruturais desproporcionados, ou seja, colapsos parciais podem ser transformados em colapsos progressivos e totais.

8.2 MÉTODOS DE QUANTIFICAÇÃO DA ROBUSTEZ

A robustez de uma estrutura pode ser demonstrada através de métodos determinísticos e/ou métodos probabilísticos. De acordo com os métodos determinísticos, uma estrutura pode ser considerada robusta se cumprir um dos seguintes critérios (Sørensen e Christensen, 2005):

- demonstrando que partes essenciais da estrutura apenas são sensíveis a cargas não intencionais ou defeitos;
- demonstrando que ao se retirar uma parte essencial da estrutura (elemento chave), ou se esta falhar, não causa o fracasso da estrutura para qualquer tipo de carga;
- demonstrando que os elementos chave possuem segurança suficiente, para assegurar que a segurança da estrutura com os elementos chave é equivalente à segurança da estrutura caso exista dano num elemento chave.

Assim, a verificação da robustez pode ser efectuada através de um método bastante simples, em que é removido um elemento estrutural e assim verificar a resistência da estrutura aos Estados Limites Últimos. No caso da estrutura, com a ausência do elemento, resistir com uma margem de segurança admissível, durante um período de tempo suficiente

que permita a sua recuperação, poderá afirmar-se que a estrutura é robusta. Para além deste método expedito, a robustez poderá ser avaliada através de métodos de fiabilidade (métodos probabilísticos), onde as variáveis são tratadas probabilisticamente e será medida através de um índice.

Os índices propostos para quantificar a robustez tentam quantificar a variedade de carregamento possíveis nas estruturas, bem como a probabilidade associada à ocorrência dos cenários de carga, à quantificação da incerteza das propriedades estruturais e da resposta estrutural.

Frangopol e Culey (1987) consideravam que a redundância dos sistemas estruturais estava estritamente relacionado com o conceito de robustez, então a sua proposta para quantificar a robustez consistia na determinação do seguinte factor de redundância (Canisius *et al.*, 2007):

$$\beta_r = \frac{\beta_i}{\beta_i - \beta_d} \quad (8.1)$$

onde β_i é o índice de fiabilidade do sistema intacto e β_d é o índice de fiabilidade do sistema estrutural danificado. O factor de redundância, β_r , pode variar de zero a infinito, ou seja, de um sistema estrutural que não possui robustez a um sistema de grande robustez estrutural.

Outra forma de quantificação de robustez foi apresentada por Lind (Canisius *et al.*, 2007) que propôs um factor que traduz a perda de fiabilidade estrutural devido aos danos estruturais, designado por índice de vulnerabilidade (V):

$$V = \frac{P(r_d, S)}{P(r_0, S)} \quad (8.2)$$

em que r_d é a resistência da estrutura danificada, r_0 é a resistência da estrutura intacta e S será a carga que se espera que actue na estrutura e $P(,)$ representa a probabilidade de rotura do sistema obtida em função da carga e da resistência da estrutura.

Baker e Faber (2006) propuseram a quantificação da robustez através de um índice de robustez, I_R , que varia entre os valores zero e um, sendo que a unidade corresponde ao máximo valor de robustez, e pode ser calculado através do quociente entre o risco directo e o risco total:

$$I_R = \frac{R_{Dir}}{R_{Dir} + R_{Ind}} \quad (8.3)$$

onde R_{Dir} é o risco directo e R_{Ind} é o risco indirecto. O risco é para ser entendido como as consequências esperadas que estão associadas com uma dada actividade. Considerando uma actividade com apenas um evento com potenciais consequências (C), o risco (R) é a probabilidade do evento ocorrer (P), multiplicado pelas consequências associadas à ocorrência do evento (Faber, 2007):

$$R=P \cdot C \quad (8.4)$$

Entende-se por ocorrência de um evento, qualquer acontecimento capaz de provocar danos no sistema estrutural, desde um impacto accidental, eventos climatéricos, ou a deterioração de alguns elementos estruturais. As consequências directas estão associadas a danos localizados nos elementos afectados, e as consequências indirectas relacionam-se com os danos causados pelas consequências directas.

O índice de robustez é apontado como uma das formas mais correctas na quantificação da robustez, visto considerar as consequências do dano que são factores essenciais numa análise de robustez, a redundância, ductilidade, redistribuição de cargas e detecção de danos do sistema estrutural.

A quantificação da robustez através deste índice pode ser útil em situações de inspecções de manutenção, para rápidas estratégias de reparação na ocorrência de eventos accidentais (Canisius *et al.*, 2007).

De referir também, que o desenvolvimento de métodos probabilísticos irá permitir decisões mais adequadas na procura de um sistema estrutural robusto.

8.3 ANÁLISE DE ROBUSTEZ DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

O estudo de robustez poderá ser efectuado através de métodos determinísticos e probabilísticos, como apresentado anteriormente. Devido à complexidade do edifício, consideraram-se apenas neste estudo os métodos determinísticos, estudando-se, assim, a robustez da estrutura considerando a remoção de elementos chave: pilares. Pressupõe-se que a resistência à flexão dos pilares se encontra reduzida durante a ocorrência de um sismo (considerando simplificadamente, na modelação, a inércia segundo os dois eixos igual a zero) e que os mesmos apresentam uma elevada capacidade de deformação, não rompendo à compressão.

Os pilares escolhidos para esta simulação apresentam os maiores momentos flectores considerando as duas direcções, possuem uma secção de 0,45 m por 0,60 m (P26 e P27) e 0,45 m por 0,45 m (P22 e P23) e situam-se entre o piso um e o piso dois (Figura 8.1).

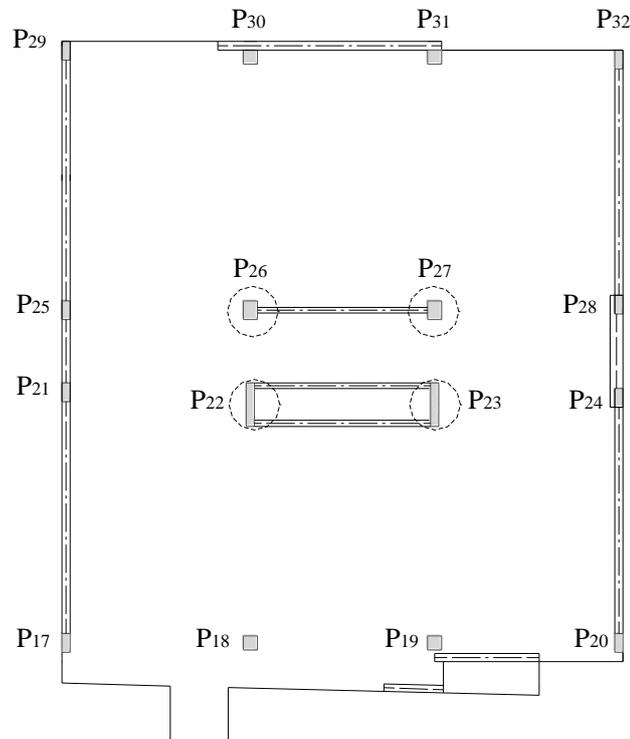


Figura 8.3 – Localização dos pilares com maior momento flector no segundo piso

As frequências próprias e os correspondentes modos de vibração são características importantes no estudo dinâmico, sendo características intrínsecas no sistema vibratório, e que dependem apenas das propriedades de massa e rigidez da estrutura.

Ao simularem-se cenários de dano em alguns elementos, faz com que a rigidez da estrutura se altere, modificando assim também a frequência da estrutura.

Foram simulados diferentes cenários, definidos por redução da rigidez à flexão de pilares do piso dois, individualmente e em conjunto. Analisou-se o efeito destes defeitos nas frequências dos três primeiros modos de vibração da estrutura, como se apresenta na Tabela 8.1 e nos esforços actuantes na estrutura.

Sendo a frequência referente aos três primeiros modos para a estrutura intacta, 1,00Hz, 1,30Hz e 1,49Hz, respectivamente, e de acordo com a Tabela 8.1, constata-se que

após a introdução de pilares que não resistem à flexão, a frequência da estrutura diminui nos três primeiros modos de vibração.

Considerando defeitos nos pilares, o primeiro e segundo modos de vibração ocorrem segundo as duas direções principais (translação) e o terceiro modo de vibração está associado à rotação/torção, apresentando assim o mesmo tipo de movimentos que a estrutura original.

Tabela 8.1 – Frequências do edifício após a remoção dos pilares

Pilares removidos	Frequências [Hz]		
	1º modo	2º modo	3º modo
Intacto	1,00	1,30	1,49
P22	0,98	1,23	1,45
P23	0,98	1,23	1,45
P26	0,97	1,23	1,44
P27	0,97	1,23	1,44
P22 + P23	0,96	1,21	1,45
P26 + P27	0,95	1,21	1,42
P22 + P23 + P26	0,94	1,19	1,43
P22 + P26 + P27	0,93	1,19	1,42
P22 + P23 + P26 + P27	0,91	1,17	1,41

De acordo com a Tabela 8.1 e a Figura 8.4 observa-se que as diferenças nas frequências dos três primeiros modos são pequenas quando se remove apenas um pilar. Verificando-se, depois, uma diminuição progressiva da frequência no caso da remoção de um conjunto de três e quatro pilares.

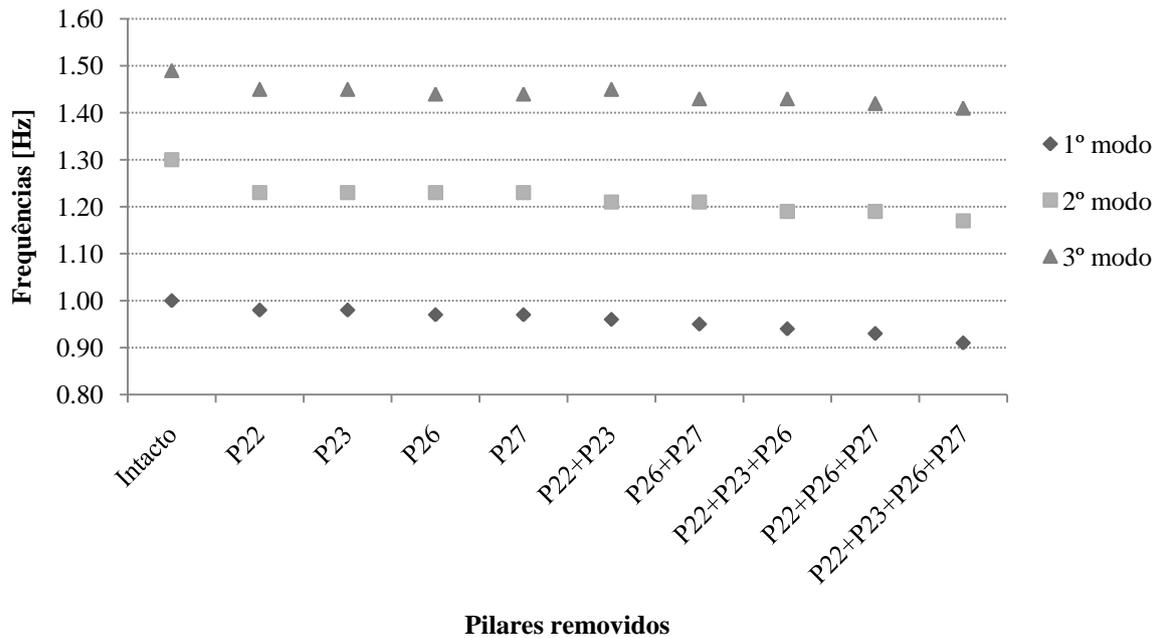


Figura 8.4 – Frequências dos três primeiros modos de vibração após a remoção dos pilares

Estudaram-se, então, os cenários mais condicionantes: inicialmente analisou-se o comportamento da estrutura considerando defeitos em pilares individualmente, e depois combinando-os.

8.3.1 CENÁRIO 1: REMOÇÃO DE PILARES INDIVIDUALMENTE

Consideraram-se, neste cenário, que os pilares P22, P23, P26 e P27, individualmente, tem rigidez reduzida, visto serem aqueles que apresentam maior valor de momentos flectores e consequentemente maior impacto no comportamento estrutural.

Estudou-se o comportamento do edifício, analisando-se as alterações na frequência própria do edifício, e nos esforços actuantes de acordo com a nova situação, verificando-se a segurança da estrutura.

Verifica-se que a frequência própria diminui face à situação original, sendo que nos pilares P26 e P27 se verifica um decréscimo desta um pouco maior do que nos pilares P22 e P23, para o primeiro e terceiro modo. Neste cenário existem diferenças na frequência entre de 2 e 6% para os primeiros três modos.

Os resultados obtidos para este cenário representam uma redistribuição dos esforços ao longo dos pilares da estrutura, verificando-se um aumento dos momentos flectores nos

pilares do segundo piso, bem como nos pilares dos restantes pisos que confluem nos pilares removidos.

As Figuras 8.5 a 8.8 ilustram a variação nos momentos flectores, considerando a estrutura originalmente, e o cenário de dano para o pilar P22.

Após a análise dos esforços resultantes para o piso 1 (Figura 8.5), verifica-se uma ligeira diminuição dos valores do momento flector, com a excepção do pilar P6 onde se observa um ligeiro aumento, visto ser o pilar convergente com o P22.

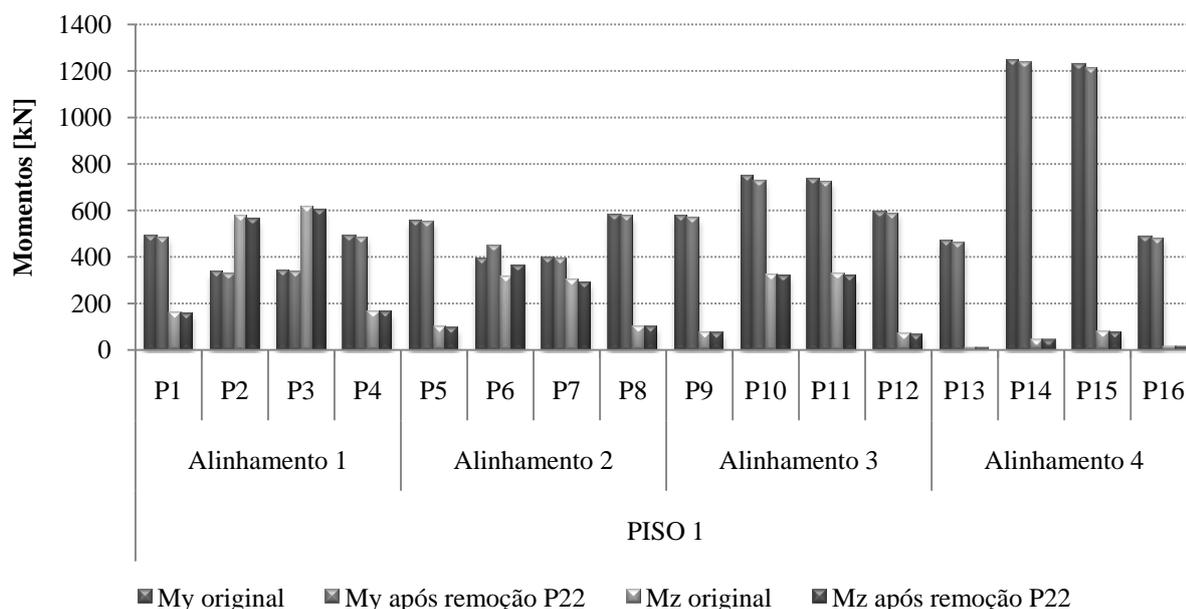


Figura 8.5 – Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P22 nos pilares do piso 1

No piso 2 apresenta um acréscimo considerável em alguns pilares, nomeadamente os pilares P21 e P23, que se encontram no mesmo alinhamento (direcção x) que o pilar removido. Ao diminuir a frequência própria do edifício, a força sísmica também diminui, no entanto sendo esta força distribuída por menos pilares, obtêm-se um pequeno aumento nos esforços.

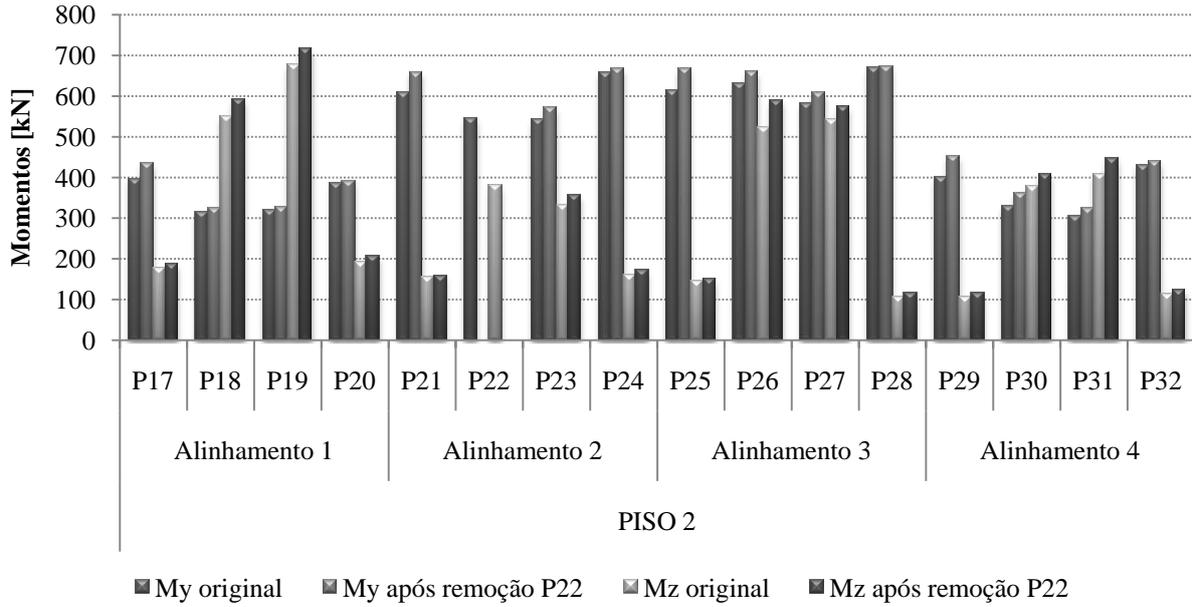


Figura 8.6 – Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P22 nos pilares do piso 2

No piso 3 (ver Figura 8.7) observa-se uma diminuição generalizada dos momentos flectores actuantes face à estrutura original. Verifica-se ainda que no caso do pilar P38, situado na confluência do pilar removido no piso 2, existe um acréscimo do valor do esforço de flexão.

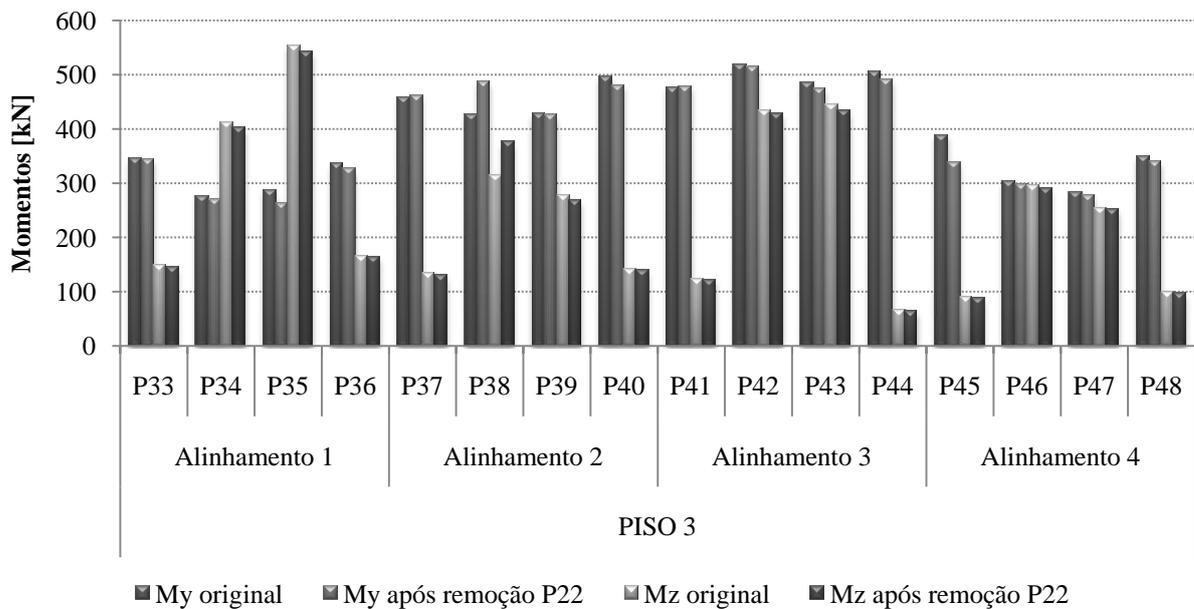


Figura 8.7 – Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P22 nos pilares do piso 3

Na Figura 8.8 observa-se a redistribuição dos momentos flectores no piso 4, verificando-se uma diminuição do esforço de flexão segundo as duas direcções, embora pouco significativa.

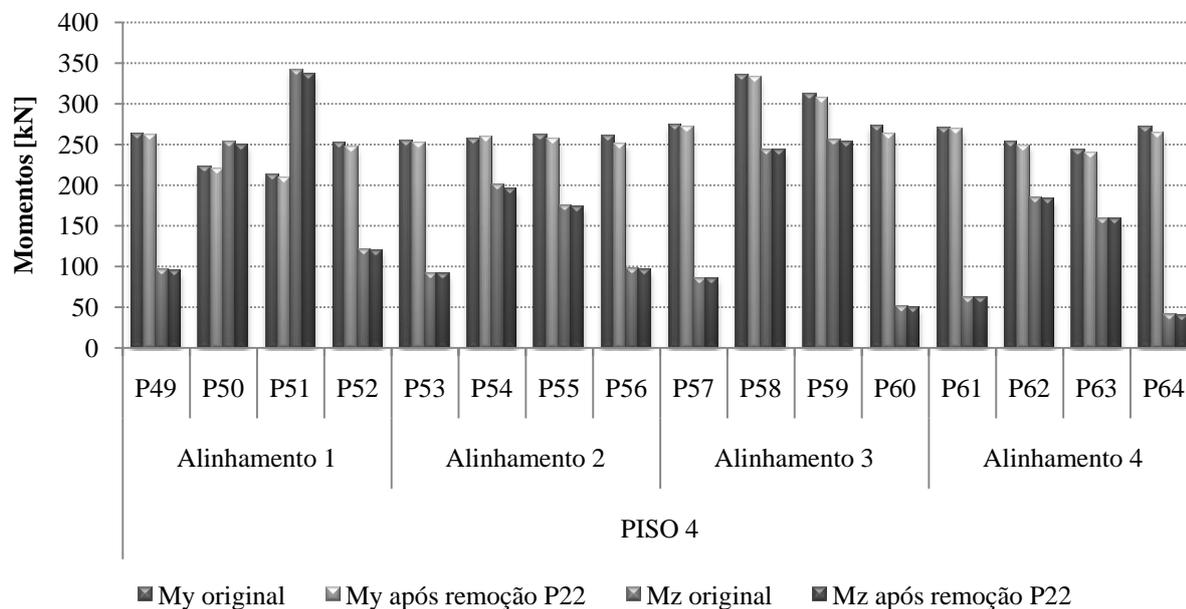


Figura 8.8 – Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P22 nos pilares do piso 4

A fim de compreender melhor a distribuição de esforços após a remoção dos pilares, analisou-se o corte basal da estrutura original e após a remoção (Tabela 8.2), em todos os pisos. Verificou-se que a força de corte total diminuiu para ambas as direcções em todos os pisos. Como resultado apenas no piso onde foi removido um pilar, se observa um aumento de esforços generalizado.

Tabela 8.2 – Corte basal original e após pilares com defeitos

Pisos	Corte segundo y [kN]	Corte segundo y com defeitos [kN]	Corte segundo z [kN]	Corte segundo z com defeitos [kN]
1	1487,33	1480,26	4056,36	4108,07
2	2401,47	2388,00	3829,93	3446,37
3	1906,90	1887,58	3005,33	3024,49
4	1128,20	1119,35	1886,43	1860,20
ΣV	6923,89	6875,19	12778,05	12439,12
$\Sigma/n.^{\circ}$ pilares	108,19	109,13	199,66	197,45

Analisando as Figuras 8.5 a 8.8 constata-se que a redistribuição dos esforços é concordante nos vários pisos. O piso 2 é aquele que apresenta uma maior variação do esforço de flexão actuante, sendo então importante verificar a resistência à flexão do pilar que apresenta um maior acréscimo do momento flector (pilar P30).

O cálculo da armadura de flexão necessária (Tabela 8.4) foi efectuado utilizando os ábacos relativos à flexão desviada composta e com base nos esforços actuantes (Tabela 8.3).

Tabela 8.3 – Dimensões e esforços actuantes no pilar P30

Pilar	b [m]	h [m]	N [kN]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P30	0,45	0,45	-489,61	360,61	407,39

Tabela 8.4 – Esforços reduzidos e armadura de flexão do pilar obtidos P30

Pilar	ν	μ_y	μ_z	ω_{tot}	As,tot [cm ²]	As, existente[cm ²]
P30	0,14	0,24	0,27	1,00	97,18	78,54

De acordo com a Tabela 8.4 a área de armadura longitudinal existente no pilar P30 não é suficiente para garantir a resistência à flexão dos mesmos face ao cenário da remoção de dois pilares no segundo piso. Os esforços actuantes foram obtidos considerando a acção sísmica preconizada no Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004).

Comparativamente à área de armadura longitudinal necessária originalmente, 77,75 cm² para o pilar P30, a remoção dos pilares faz com que exista um agravamento na área de armadura necessária para resistir à nova situação, como mostra a Figura 8.9.

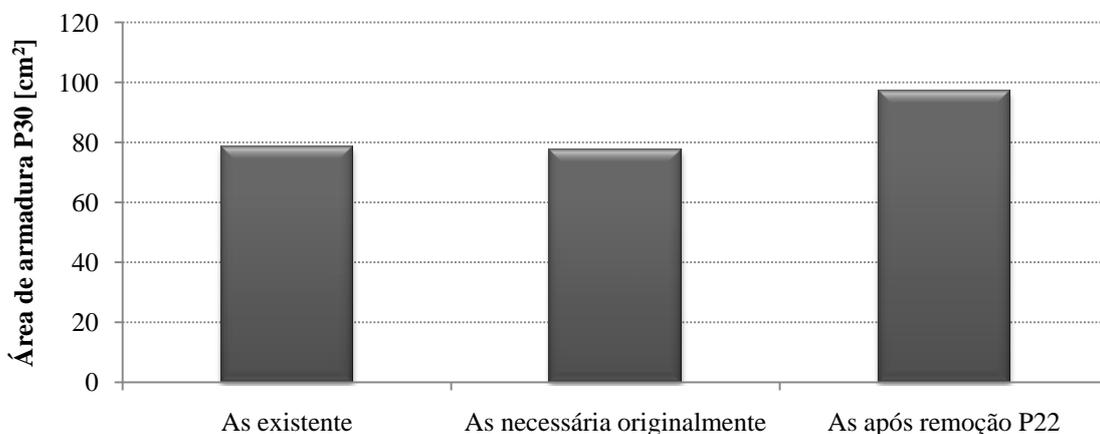


Figura 8.9 – Área de armadura necessária no pilar P30 após a remoção do pilar P22

Procedeu-se à análise de resultados considerando a não existência dos restantes pilares individualmente. A não existência de pilares preponderantes na segurança da estrutura faz com que exista uma redistribuição de esforços, principalmente ao longo do piso em que estes são retirados.

Apresentam-se de seguida nas Figuras 8.10 a 8.12 as variações nos momentos flectores para o piso 2 e para os pilares P23, P26 e P27 respectivamente.

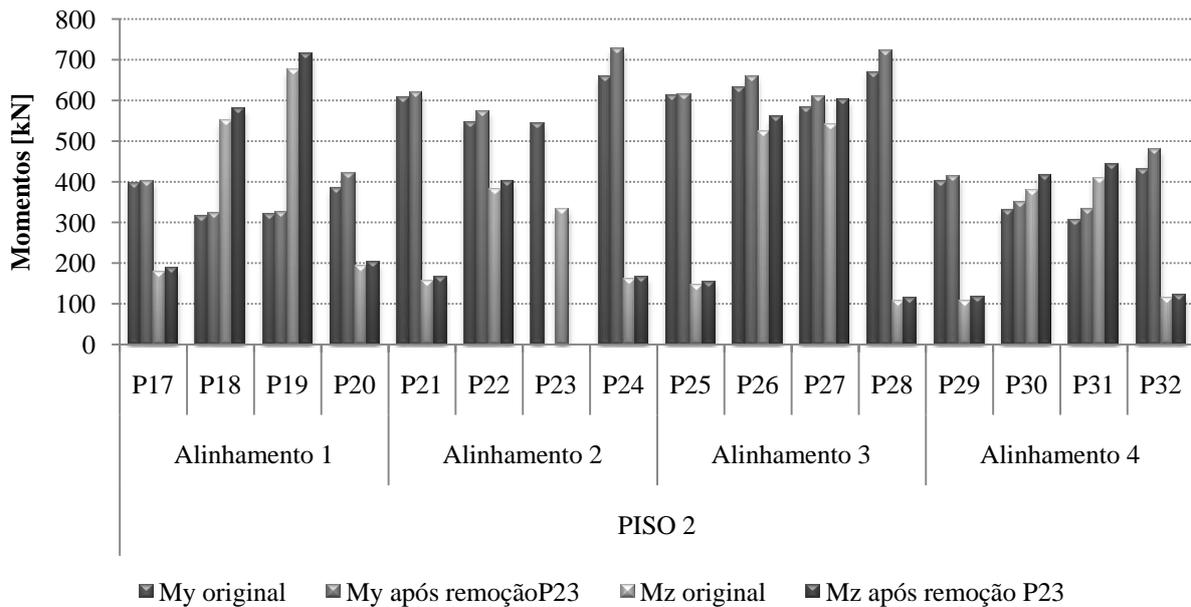


Figura 8.10 – Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P23 nos pilares do piso 2

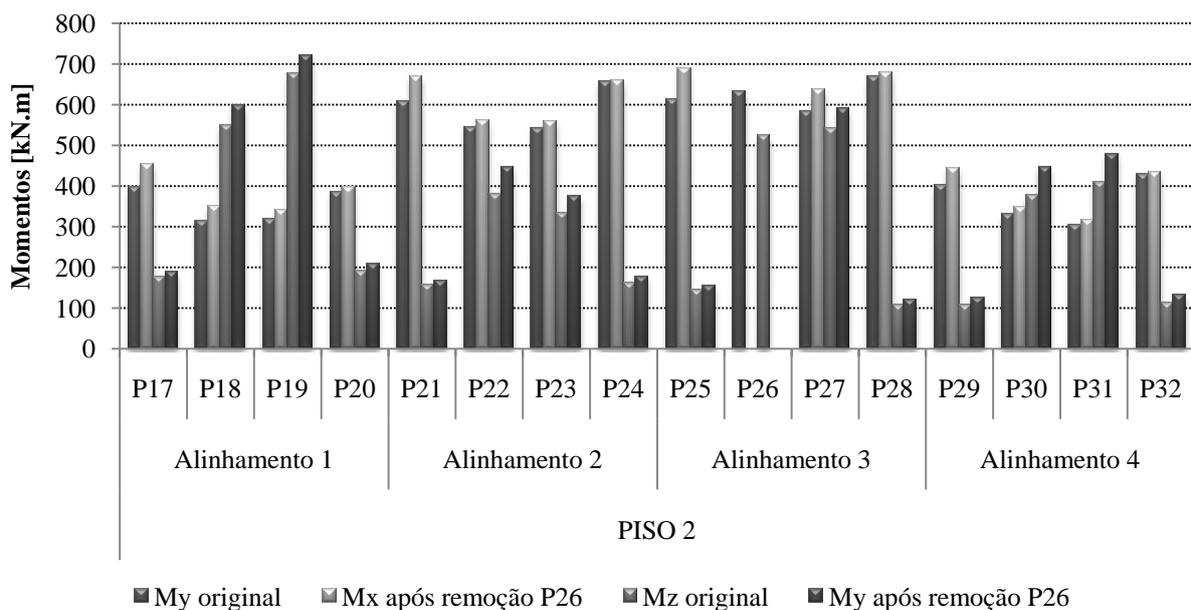


Figura 8.11 – Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P26 nos pilares do piso 2

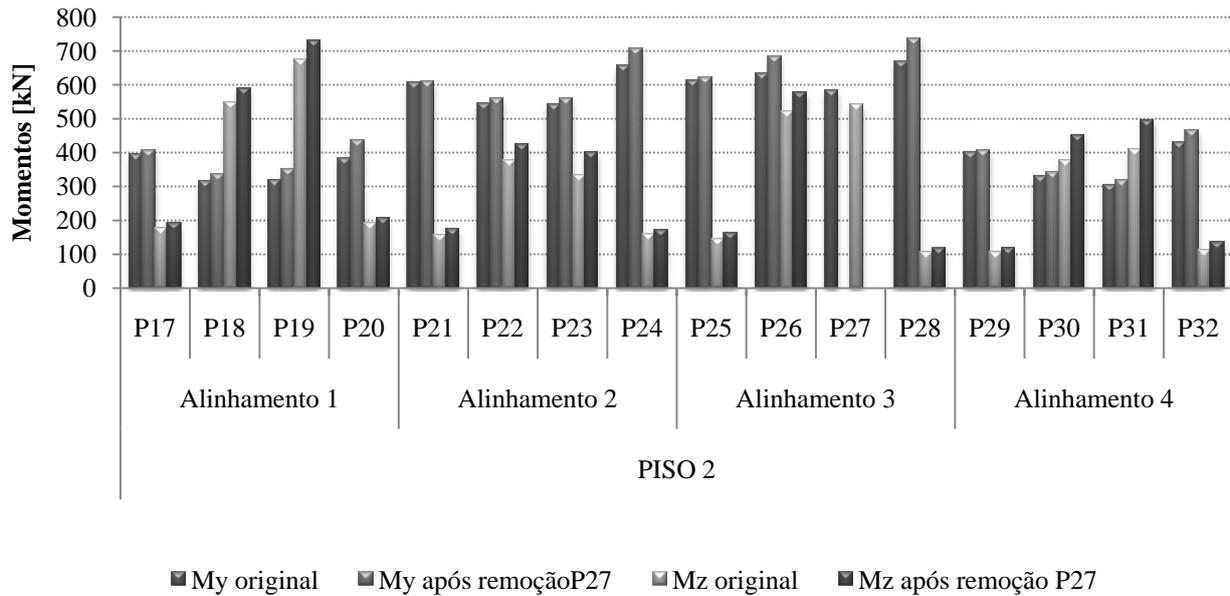


Figura 8.12 – Momentos actuantes antes e depois da remoção do pilar P27 nos pilares do piso 2

Após a análise das Figuras 8.10 a 8.12, verifica-se que qualquer que seja o pilar que se retira no piso 2, existe uma redistribuição de esforços, verificando-se um aumento maior nos alinhamentos nas direcções x e y do pilar removido. Para os restantes pisos observa-se uma diminuição dos esforços tal como ocorre aquando da remoção do pilar P22.

8.3.2 CENÁRIO 2: REMOÇÃO DE CONJUNTOS DE PILARES

O segundo cenário considerado consistiu em assumir que os quatro pilares P22, P23, P26 e P27, agrupados em conjunto de três ou quatro, têm a sua capacidade resistente severamente comprometida simulada por uma rigidez de flexão nula.

Como ilustra a Tabela 8.1, a diminuição da frequência própria do edifício começa a ser mais significativa aquando a remoção de conjuntos de pilares, prevendo-se, também, que a segurança do edifício fique comprometida.

De modo análogo aos cenários anteriores, analisou-se a redistribuição de esforços ao longo dos vários pisos, constatando-se mais uma vez que existe uma diminuição dos momentos flectores nos pisos 1, 3 e 4 e um aumento no piso 2, de onde se retiram os pilares. No entanto, contrariamente à remoção de apenas um pilar onde se observava um aumento de esforços também nos alinhamentos na direcção x dos pilares retirados nos

outros pisos, neste caso apenas se observa um aumento nos pilares confluentes dos pilares retirados.

A título de exemplo, a Figura 8.13 mostra a evolução dos momentos flectores ao longo do piso 2 para o cenário de dano nos quatro pilares. Consta-se que em alguns pilares, nomeadamente no P18 e no P30 um acréscimo significativo no valor do momento flector.

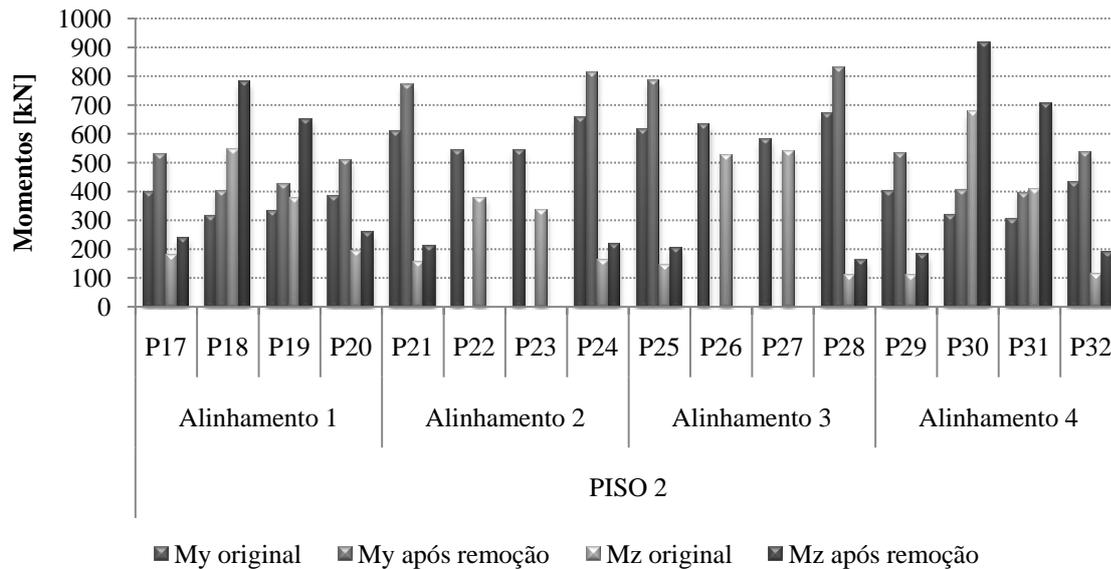


Figura 8.13 – Momentos actuantes antes e depois da remoção dos pilares P22, P23, P26 e P27 nos pilares do piso 2

Estudou-se também a variação no corte basal para o cenário de dano nos quatro pilares (Tabela 8.5), e onde se conclui que embora a força sísmica e o corte basal total tenha diminuído, para o piso dois a força de corte em cada pilar aumenta, visto esta se redistribuir por um menor número de pilares.

Tabela 8.5 – Corte basal original e após quatro pilares com defeitos

Pisos	Corte segundo y [kN]	Corte segundo y com defeitos [kN]	Corte segundo z [kN]	Corte segundo z com defeitos [kN]
1	1487,33	1416,22	4056,36	3962,61
2	2401,47	2281,64	3829,93	3442,68
3	1906,90	1803,75	3005,33	2807,83
4	1128,20	1053,81	1886,43	1659,97
Σ	6923,89	6555,43	12778,05	11873,10
$\Sigma/n.^{\circ}$ pilares	108,19	109,26	199,66	197,88

Analogamente ao cenário anterior, em que se considerava que apenas um pilar estava danificado, as maiores variações de momentos flectores ocorre para o piso 2.

Embora a existência de danos graves simultaneamente em três e quatro pilares seja pouco provável, analisou-se a diferença de armadura necessária para um pilar do piso 2 face a essa situação.

No caso da existência de dano em três pilares, dos dois cenários apresentados, o cenário de dano no P22, P26 e P27 é aquele onde se observa uma maior diferença nas frequências e um maior aumento no valor dos esforços. Para este cenário analisou o pilar P31, cujos momentos flectores são ilustrados pela Figura 8.14.

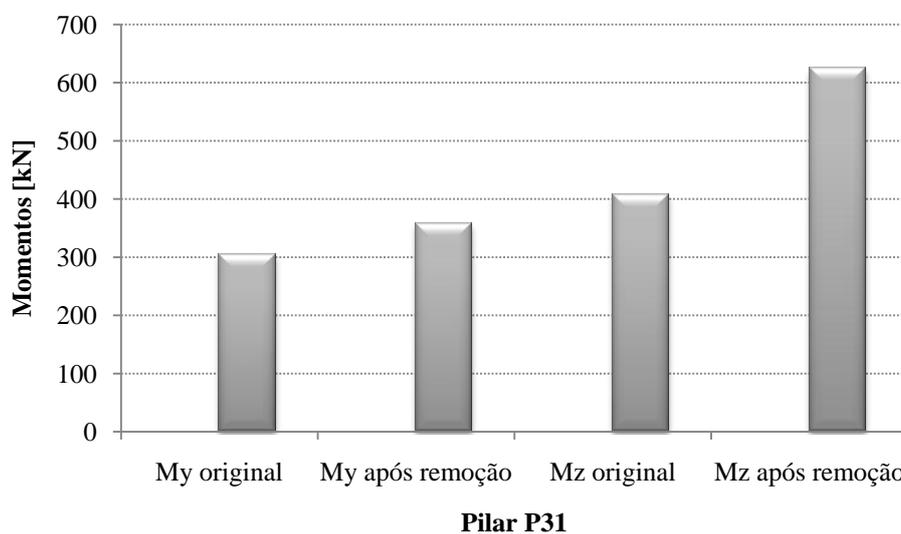


Figura 8.14 – Momentos flectores para o pilar P31 após a remoção dos pilares P22, P26 e P27

Com base nos esforços actuantes necessários originalmente, e após a remoção de um conjunto de três pilares, calculou-se a armadura longitudinal necessária recorrendo aos ábacos da flexão composta desviada.

Tal como nos esforços, verifica-se também um acréscimo de armadura longitudinal bastante significativo face à situação original, representando uma diferença de 60% face à área de armadura existente (Figura 8.15).

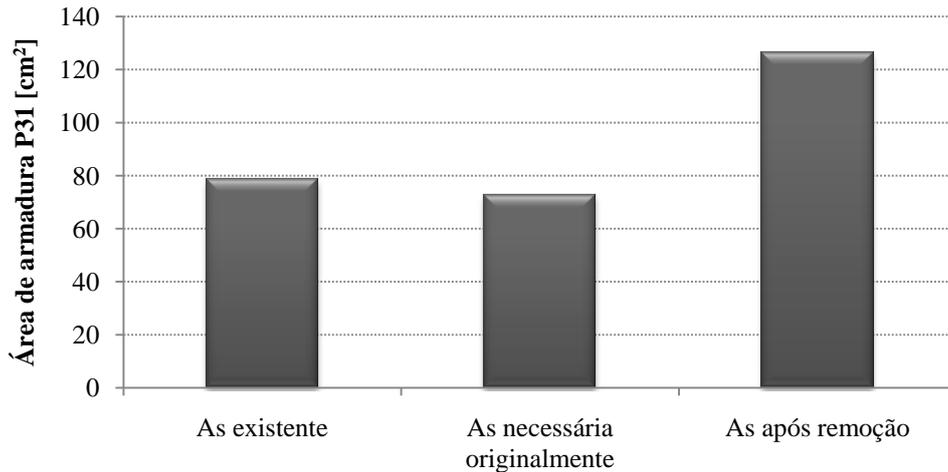


Figura 8.15 – Área de armadura necessária no pilar P31 a remoção dos pilares P22, P26 e P27

Finalmente, procedeu-se a análise dos esforços e do pilar que apresentava a maior variação dos momentos flectores para o cenário de dano em quatro pilares. Verifica-se mais uma vez que o pilar que apresenta um maior acréscimo é o pilar P31, como é visível na Figura 8.13. Procedeu-se, então, à verificação do acréscimo de armadura longitudinal necessária face à existente.

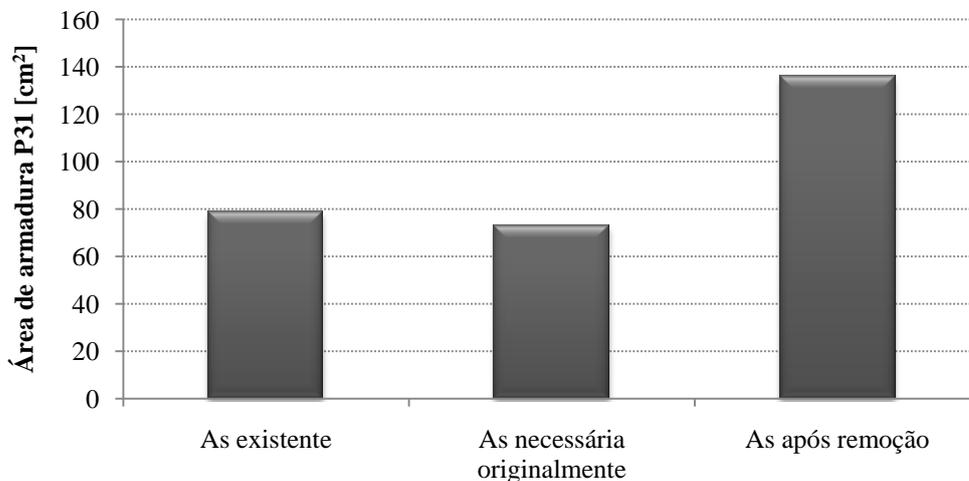


Figura 8.16 – Área de armadura necessária no pilar P31 a remoção dos pilares P22, P23, P26 e P27

Constata-se pela Figura 8.16 que o aumento de armadura necessária face a este cenário é considerável, representando uma diferença de 73% de acordo com a armadura existente.

Embora o aumento de armadura seja significativo, que poderá conduzir ao colapso do pilar, o cenário de danos graves em quatro pilares não é muito provável.

8.3.3 ANÁLISE PROGRESSIVA

Os estudos anteriores não demonstraram a ocorrência de danos consideráveis na estrutura quando considerada a existência de danos prévios, localizados em elementos preponderantes do segundo piso. Procedeu-se então à remoção de pilares um a um, verificando as diferenças de esforços nos restantes pilares.

Analisaram-se os esforços de todos os pilares do edifício considerando o momento resultante actuante em cada pilar, após a remoção de cada pilar individualmente. Na Figura 8.17 encontram-se representadas as variações dos esforços produzidas aquando da remoção de um pilar. O eixo das ordenadas representa os pilares retirados, o eixo das abcissas representa os restantes pilares dos pisos, as bolhas a cheio indicam o aumento do momento resultante e as bolhas vazias representam a diminuição desse momento. Os pilares do primeiro piso não foram considerados nem na remoção nem para a análise posterior, dado o piso se encontrar enterrado e não originar alterações significativas.

A interpretação do gráfico revela que quando se retira um pilar num piso, os restantes pilares desse piso sofrem um aumento do momento resultante, e os pilares dos outros pisos uma diminuição desse esforço. Verifica-se também que o pilar imediatamente acima do retirado sofre um aumento do momento flector resultante, provocado pelo encaminhamento das cargas.

Pode ainda concluir-se que a redistribuição de esforços é análoga em todos os pisos, como se pode verificar pela Figura 8.17 e pelos cenários estudados anteriormente.

A numeração dos pilares pode ser consultada através das plantas apresentadas no anexo D.

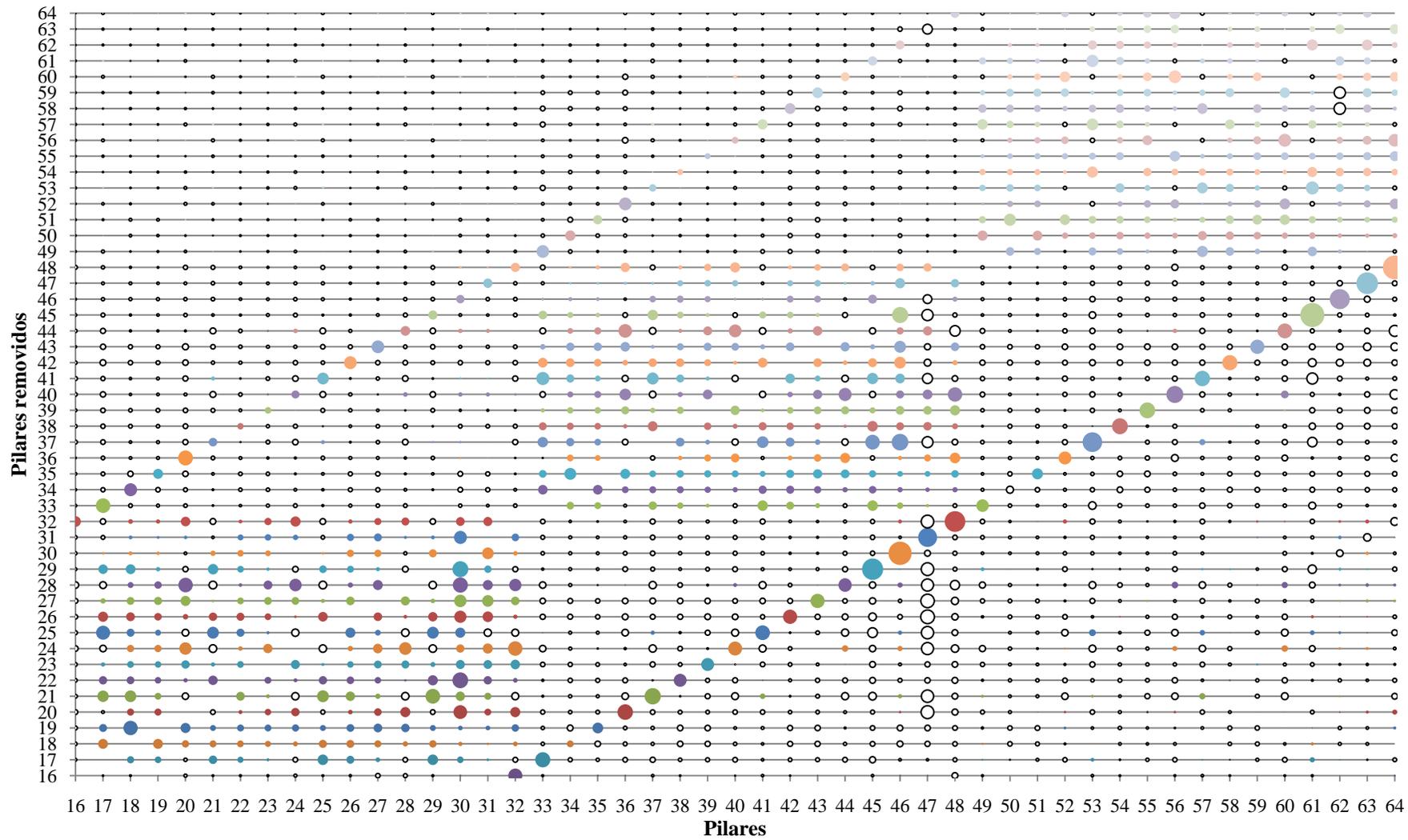


Figura 8.17 – Momento resultante nos pilares após a remoção

8.3.4 DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS

O deslocamento relativo entre pisos é um parâmetro proposto pelo Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) para quantificar o dano resultante de um sismo e estabelece limitações às deformações laterais da estrutura que assegurem a integridade dos elementos estruturais e não estruturais.

A verificação de segurança quanto à limitação de danos foi efectuada de modo análogo à efectuada na avaliação da estrutura existente, ou seja, medindo os deslocamentos induzidos pelo espectro de resposta elástico para a acção tipo 1 (a mais condicionante). Como apresentado no Capítulo 7 o deslocamento máximo para o edifício em estudo, $d_r^{\text{máx}}$ será de 0,05 metros em todos os pisos.

Na Tabela 8.6 encontram-se os deslocamentos relativos máximos para os pontos onde se verificaram os deslocamentos máximos na estrutura original, considerando agora a remoção de pilares no piso 1 e no piso 2, que é onde a remoção de pilares é mais preponderante.

Tabela 8.6 – Deslocamentos relativos máximos

	Deslocamentos relativos máximos [m]		
	Piso 0/1	Piso 1/2	Piso 2/3
Original	0,060	0,077	0,061
Remoção pilares no piso 1	0,069	0,079	0,063
Remoção pilares no piso 2	0,061	0,088	0,063

Observa-se que os maiores deslocamentos acontecem entre os pisos onde se retiram os pilares, e tal como para a situação original, excedem o deslocamento relativo máximo. Traduzindo-se num aumento na ordem dos 15% para o deslocamento relativo nos pisos onde se retiram os pilares face ao deslocamento da estrutura original.

8.4 CONCLUSÕES

Quer considerando o primeiro cenário em que se considerou a remoção individualmente de pilares, como o segundo cenário em que se estudou a remoção conjunta de pilares, verifica-se que a redistribuição de esforços se processa de maneira análoga. Existe um acréscimo dos momentos flectores nos pilares do piso 2, onde são introduzidos defeitos nos pilares, e

nos pilares confluentes nestes. Nos pisos 1, 3 e 4 verifica-se um decréscimo do esforço de flexão, embora no piso 4 seja pequena.

Verifica-se também, que os alinhamentos dos pilares danificados, em ambas as direcções, apresentam um acréscimo de valor maior que os restantes pilares do piso 2, para ambos os cenários.

Como esperado, no segundo cenário, visto não estarem a contribuir para a resistência do edifício um conjunto de pilares importantes, a diferença dos esforços obtidos após as simulações é maior do que para o primeiro cenário.

Estudou-se o corte basal em todos os pisos, e observa-se que embora a força sísmica seja menor, devido ao decréscimo da frequência do edifício, o corte basal total será também menor, nos pisos 1, 3 e 4, pois número de pilares mantêm-se. Verifica-se também um aumento do esforço no segundo piso, onde se encontram os pilares danificados. No entanto, as forças de corte totais são idênticas considerando a estrutura original e a estrutura com defeitos, havendo assim uma equilibrada redistribuição de esforços.

Em ambos os cenários, consideram-se os pilares que apresentavam uma maior variação do momento flector segundo as duas direcções, e constatou-se que os mesmos não asseguravam a resistência ao momento flector para a acção sísmica preconizada no Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004).

No segundo cenário, de acordo com os esforços obtidos na redistribuição para os restantes pilares, estes apresentam um acréscimo bastante significativo face à situação original, cuja armadura existente não é suficiente para garantir a segurança à flexão composta dos pilares. No entanto, deve considerar-se que a existência de defeitos graves, simultaneamente em quatro pilares é muito pouco provável. Efectivamente o edifício é bastante robusto, como se demonstrou quando se introduz defeitos em apenas um ou dois pilares.

Confirmaram-se os pressupostos acima referidos com aquando do estudo do edifício com base numa análise progressiva de danos em pilares: o aumento de esforços nos pisos onde são retirados os pilares, e nos pilares imediatamente acima destes, como uma diminuição do momento flector nos restantes pisos.

Por fim, verificou-se que estes cenários conduziam também a um acréscimo dos deslocamentos relativos entre pisos, sendo estes mais expressivos nos pisos onde os pilares apresentavam danos.

CAPÍTULO 9

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no estudo efectuado quer seja por uma simples análise qualitativa dos regulamentos utilizados no dimensionamento sísmico, RSA (RSA, 1983) e REBAP (REBAP, 1983) e EC8 (EN 1998, 2004) quer depois por uma análise mais aprofundada de um caso concreto, constatam-se diferenças em vários aspectos essenciais no dimensionamento de estruturas de betão armado.

Algumas das diferenças encontradas vieram colmatar alguns lapsos e incoerências que os regulamentos portugueses apresentavam, conferindo assim, uma melhoria ao nível do dimensionamento das estruturas.

Numa primeira análise ao Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) verifica-se que este propõe uma exigência de desempenho adicional. Para além da exigência de não colapso considerada também pelo RSA (RSA, 1983), o regulamento europeu propõe a exigência de limitação de danos, referindo que para sismos relativamente frequentes, isto é, com um período de retorno de 95 anos, as construções não devem sofrer danos significativos.

No que diz respeito à definição da acção sísmica, os parâmetros que a definem mantêm-se, no entanto a definição dos mesmos é alterada: o zonamento do território proposto pelo Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) é bastante distinto daquele preconizado no RSA (RSA, 1983) visto considerar zonamentos do território de acordo com a acção sísmica a considerar, atribuindo assim acelerações diferentes a distintos zonamentos.

A classificação dos solos também foi profundamente alterada, passando a haver uma maior distinção entre os vários tipos de terreno e por consequente diferença significativa nos espectros indicados no regulamento europeu face ao regulamento português. De referir um agravamento do efeito do solo para os solos mais brandos no caso da acção sísmica tipo 2, que se traduz num agravamento da acção sísmica à superfície para os solos menos rígidos. Para a acção sísmica tipo 1, o valor da aceleração de pico na rocha (a_{gr}) é ligeiramente inferior ao valor preconizado pelo RSA (RSA, 1983). Esta pequena diferença resulta de dois factores: o menor período de retorno da acção sísmica do EC8, o que só por si originaria uma maior redução do valor da aceleração de pico na rocha, e o melhor conhecimento da sismicidade do território Português (Lopes *et al*, 2008). Assim, os solos mais brandos apresentam maiores acelerações espectrais já que este tipo de solos

resulta em maiores amplificações das vibrações sísmicas. Tratando-se do tipo de solo em que o edifício em estudo se situa, a análise dos espectros utilizados no dimensionamento quer pelo RSA (RSA, 1983) como pelo EC8 (EN 1998, 2004) mostra uma diferença significativa nas acelerações, mesmo com um maior coeficiente de comportamento proposto para este tipo de estruturas (EN 1998, 2004).

O coeficiente de comportamento é outro parâmetro alterado pelo eurocódigo. Enquanto no REBAP (REBAP, 1983) este se encontra definido em função do tipo estrutural, o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) propõe para além do tipo estrutural outros itens necessários para uma completa definição do coeficiente de comportamento da estrutura, como a regularidade em planta e em altura e de um factor que tem em consideração o efeito de esforços transversos elevados na ductilidade e capacidade de dissipação de energia das paredes.

Em geral, os coeficientes de comportamento estabelecidos pelo Eurocódigo apresentam um maior valor considerando o mesmo tipo de estrutura do que o indicado pelo regulamento português.

Já no que diz respeito à verificação da segurança das estruturas, o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) propõe mais uma metodologia na quantificação dos esforços actuantes. Enquanto o RSA (RSA, 2004) mencionava apenas que os esforços resistentes teriam que ser maiores que os esforços actuantes, e estes seriam obtidos através do dimensionamento directo, o eurocódigo para além desta metodologia propõe outra baseada no método da Capacidade Resistente. Este método pretende garantir um adequado dimensionamento sísmico dos elementos, promovendo a ductilidade e capacidade de dissipação de energia, evitando assim a formação de mecanismos de rotura. Por exemplo, o dimensionamento dos pilares à flexão é apenas efectuado depois do dimensionamento das vigas que confluem nesse pilar, visto que o momento resistente do pilar é obtido através do equilíbrio dos nós de confluência entre o pilar e a viga. Assim, garante-se que a formação das rótulas plásticas acontece nas extremidades das vigas, melhorando assim a capacidade de dissipação de energia da estrutura e a sua robustez.

A obtenção dos esforços resistentes à flexão quer para pilares quer para vigas mantêm os mesmos pressupostos que o REBAP (REBAP, 1983) fazendo com que os ábacos necessários para a flexão composta e desviada se mantenham tal como as expressões utilizadas no dimensionamento.

No que diz respeito ao esforço de corte resistente, o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) enuncia as exigências preconizadas no Eurocódigo 2 (EN 1992, 2004) e que diferem das

fórmulas de cálculo que o REBAP (REBAP, 1983) indica. Enquanto no regulamento português a contribuição do betão no cálculo do esforço transversal resistente é considerado, no Eurocódigo 2 (EN 1992, 2004) essa contribuição é substituída pela escolha do ângulo para a inclinação das escoras de forma a considerar a essa contribuição. No entanto, mesmo com o menor valor possível a considerar para o ângulo obtêm-se maiores valores para a área de armadura do que se obteria com as fórmulas preconizadas no REBAP (REBAP, 1983).

As exigências construtivas são mais exigentes no EC8 (EN 1998, 2004) nomeadamente as percentagens mínimas e máximas de armadura, as disposições construtivas como, por exemplo, o espaçamento entre armaduras tanto em pilares como em vigas.

Quanto à estrutura em estudo, constatou-se que esta cumpre as exigências propostas nos regulamentos existentes na altura da construção: RSA (RSA, 1983) e REBAP (REBAP, 1983) com a excepção do esforço transversal nos pilares.

No dimensionamento através dos Eurocódigos 2 (EN 1992, 2004) e 8 (EN 1998, 2004) a estrutura não cumpre algumas exigências nomeadamente a resistência à flexão das vigas, e ainda a resistência ao esforço transversal nos pilares. Tal facto deve-se ao EC8 (EN 1998, 2004) considerar acelerações espectrais mais elevadas provocando assim maiores esforços actuantes, e uma maior percentagem de armadura necessária para garantir a resistência da estrutura.

A nova exigência de limitação de dano preconizada no EC8 (EN 1998, 2004), também não é verificada em todos os alinhamentos de pilares a estrutura, visto o deslocamento de dois alinhamentos estar acima do limite permitido entre o piso 1 e 2 para o tipo de estrutura em estudo.

Apesar das limitações que a estrutura apresenta para o Eurocódigo 8 (EN 1998, 2004) a avaliação sísmica do edifício conduz a resultados satisfatórios para o regulamento que serviu de base ao seu dimensionamento, como seria expectável.

A análise de robustez da estrutura efectuada através do desempenho do edifício após a remoção de elementos preponderantes revelou que a estrutura é robusta. Verificou-se que a capacidade resistente do edifício não era severamente afectada. Assim, a existência de danos pontuais aquando de um evento sísmico não conduzirá ao colapso da estrutura.

Quer o estudo do comportamento sísmico como da robustez, foram efectuados através de uma análise linear, introduzindo portanto algumas limitações. Seria então,

importante efectuar-se uma análise não linear da estrutura. Este tipo de análise requer um modelo estrutural que englobe directamente a resistência dos elementos e o seu comportamento pós-cedência, sendo mais completas que as análises lineares. A contabilização da resposta plástica da estrutura permite avaliar de forma mais exacta o comportamento estrutural e entrar em maior detalhe em várias questões que não são devidamente explorados numa simples análise elástica.

Propõem-se, então, os seguintes desenvolvimentos futuros:

- i. Análise não linear da estrutura;
- ii. Estudo da estrutura considerando a influência das fundações;
- iii. Estudo de reforço de alguns elementos estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anexo Nacional do EC8 (2008). Documento de trabalho da CT115. LNEC, Lisboa, Julho.

Bhatt, C. (2007). “Dimensionamento e Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8. Análises Lineares e não lineares”. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Canisius, T. D. G., Sørensen, J. D. e Baker J.W. (2007). “Robustness of Structural systems – a New Focus For The Joint Committee on Structural Safety (JCSS)”. Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, Taylor & Francis Group, London.

Carvalho, E. (2001). “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado - Mitigação do Risco Sísmico em Portugal. O papel do LNEC”. Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, Lisboa.

Carvalho, E. (2007). Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – Consequências para o Dimensionamento Sísmico em Portugal. 7º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Sísmica 2007. Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.

CMB (2008). “Terramoto de 1909”. Acedido em Outubro de 2008. Em: <http://www.cm-benavente.pt>

Computers and Structures, Inc. (2006). “CSI Analysis Reference Manual for SAP 2000, ETABS and SAFE”. Berkeley, CA, USA.

Cornell, C.A. (1968). “Engineering seismic risk analysis”. *BSSA*.

Delgado R., Arêde A. (2000). Folhas de apoio da disciplina de Dinâmica de Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

EN 1990 (2001). “Eurocode - Basis of structural design”. CEN, Bruxelas, Bélgica.

EN 1991 (2001). “Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions -Densities, self-weight, imposed loads for buildings”. CEN, Bruxelas, Bélgica.

EN 1998 (2004). “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”. CEN, Bruxelas, Bélgica.

EN 1992 (2004). “Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings”. CEN, Bruxelas, Bélgica.

Estêvão, J. (1998). “Modelo Computacional de Avaliação do Risco Sísmico de Edifícios”. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Faber, M.H. (2007). “Risk and Safety in Civil Engineering”, Lecture Notes. Swiss Federal Institute of Technology Zurich, Zurich.

Grünthal, G. (1998). “European Macroseismic Scale”. Conseil de l’Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Luxemburgo.

LNEC, (2008). “Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas”. Acedido em Outubro de 2008. Em: <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE>

Lopes, H. (2007). “Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP. Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado”. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Lopes, M., Delgado, R., Fonseca J., *et al* (2008). “Sismos e Edifícios”. Edições Orion, Amadora.

Menchel, K. (2009). “Progressive Collapse: Comparison of Main Standards, Formulation and Validation of New Computational Procedures”. Dissertation originale présentée en vue de l’obtention du grade de Docteur en Sciences de l’Ingénieur. Faculte des sciences appliquees, Universite Libre de Bruxelles.

REBAP (1983). “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”. Decreto-Lei n.º 349-C/83, Porto Editora, Porto.

RSA (1983). “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes”. Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio, Porto Editora, Porto.

Sousa, M. (2006). “Risco Sísmico em Portugal Continental”. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Sørensen, J. D. e Christensen, H. H. (2005). “Danish Requirements to Robustness of Structures – Background and Implementation”. JCSS and IABSE Workshop on Robustness of Structures.

Starossek, U. e Wolff, M. (2005). “Design of Collapse-Resistant Structures”. JCSS and IABSE Workshop on Robustness of Structures.

Telford, T. (1990). “CEB-FIB Model Code 1990: Design Code”. Comité Euro-Internatioal du Béton, Lausanne.

ANEXOS

ANEXO A

DEFINIÇÃO DOS GRAUS DE INTENSIDADE, EMS-

98

I	Não foi sentido
a.	Não foi sentido, mesmo nas condições mais favoráveis.
b.	Sem efeito.
c.	Sem danos.
II	Apenas sentido
a.	O sismo foi sentido em casos isolados (< 1%) entre os indivíduos em repouso e em posição especialmente receptiva dentro de um edifício.
b.	Sem efeito.
c.	Sem danos.
III	Fraco
a.	O sismo é sentido no interior de edifícios, por poucos indivíduos. Pessoas em repouso sentem uma oscilação ou um tremor leve.
b.	Objectos suspensos oscilam ligeiramente.
c.	Sem danos.
IV	Observado Amplamente
a.	O sismo é sentido no interior de edifícios por muitos, e no exterior por alguns. Algumas pessoas acordam. O nível de vibração não é assustador. A vibração é moderada. Os observadores sentem um leve tremor e oscilação do edifício, quarto, cama, cadeira, etc.
b.	Louças e vidros tilintam, janelas e portas batem. Objectos suspensos oscilam. Móveis leves vibram, nalguns casos de modo visível. Peças em madeira rangem em alguns casos.
c.	Sem danos.
V	Forte
a.	O sismo é sentido pela maioria no interior de edifícios, por poucos no exterior. Algumas pessoas assustam-se e correm para o exterior. A maioria das pessoas adormecidas acorda. Os observadores sentem uma forte vibração ou balanço do edifício no seu conjunto, quarto ou mobília.
b.	Objectos suspensos oscilam consideravelmente. Louças e vidros batem entre si ruidosamente. Objectos pequenos, em equilíbrio instável ou precariamente apoiados, podem deslocar-se ou cair. Portas e janelas abrem-se ou fecham. Em alguns casos as vidraças das janelas quebram-se. Os líquidos oscilam e podem entornar-se de recipientes cheios. Os animais no interior das casas podem ficar inquietos.
c.	Dano de grau 1 em alguns edifícios das classes de vulnerabilidade A e B.
VI	Com danos leves
a.	O sismo é sentido pela maioria no exterior dos edifícios e por muitos no interior. Algumas pessoas perdem o equilíbrio. Muitas pessoas assustam-se e correm para o exterior.
b.	Pequenos objectos de estabilidade vulgar podem cair, e peças da mobília podem deslocar-se. Em alguns casos podem quebrar-se pratos e copos. Os animais das quintas (mesmo no exterior) podem assustar-se.
c.	Danos de tipo 1 em muitos edifícios de classe de vulnerabilidade A e B; poucos edifícios de classe A e B sofrem danos de grau 2; poucos edifícios de classe C sofrem danos de grau 1.
VII	Com danos
a.	A maioria das pessoas assusta-se e tenta correr para o exterior dos edifícios. Muitos tem dificuldades em permanecer de pé, especialmente em pisos elevados.

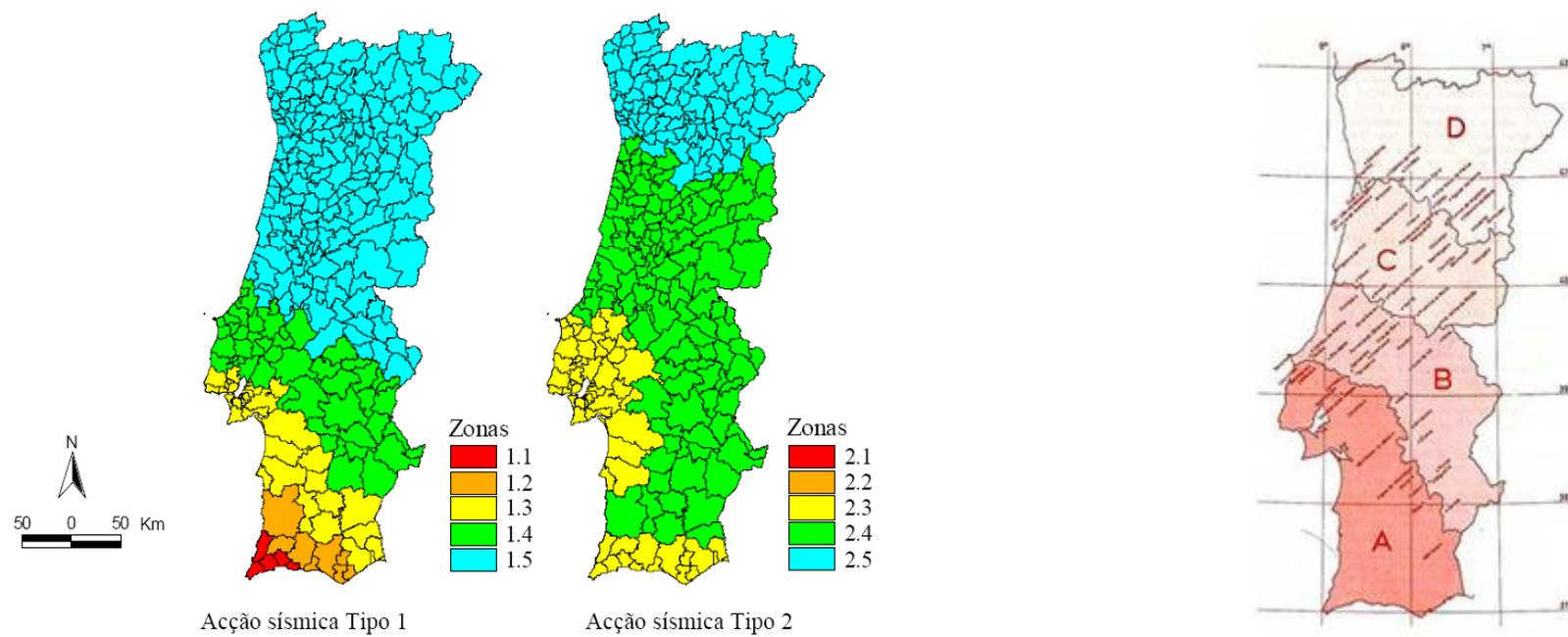
b.	A mobília desloca-se, e peças de mobília instáveis podem tombar. Objectos caem de prateleiras em grande quantidade. A água salpica para fora dos recipientes, tanques ou piscinas.
c.	Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade A sofrem danos de grau 3 e alguns de grau 4. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade B sofrem danos de grau 2 e poucos de grau 3. Alguns edifícios de classe de vulnerabilidade C sofrem danos de grau 2. Alguns edifícios de classe de vulnerabilidade D sofrem danos de grau 1.
VIII	Com danos severos
a.	Muita gente tem dificuldade em manter-se em pé, mesmo no exterior dos edifícios.
b.	A mobília pode tombar. Objectos como televisões ou máquinas de escrever caem ao chão. As lápides funerárias podem ocasionalmente deslocar-se, rodar ou tombar. Podem ver-se ondas em solos muito brandos.
c.	Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade A sofrem danos de grau 4 e alguns de grau 5. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade B sofrem danos de grau 3 e alguns de grau 4. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade C sofrem danos de grau 2 e alguns de grau 3. Poucos edifícios de classe de vulnerabilidade D sofrem danos de grau 2.
IX	Destruutivo
a.	Pânico geral. As pessoas podem cair bruscamente no chão.
b.	Muitos monumentos e colunas caem ou ficam torcidos. Vêem-se ondas em solos brandos.
c.	Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade A sofrem danos de grau 5. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade B sofrem danos de grau 4 e alguns de grau 5. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade C sofrem danos de grau 3 e alguns de grau 4. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade D sofrem danos de grau 2 e alguns de grau 3. Poucos edifícios de classe de vulnerabilidade E sofrem danos de grau 2.
X	Muito destrutivo
c.	A maioria dos edifícios de classe de vulnerabilidade A sofre danos de grau 5. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade B sofrem danos de grau 5. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade C sofrem danos de grau 4 e alguns de grau 5. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade D sofrem danos de grau 3 e alguns de grau 4. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade E sofrem danos de grau 2 e alguns de grau 3. Alguns edifícios de classe de vulnerabilidade F sofrem danos de grau 2.
XI	Devastador
c.	A maioria dos edifícios de classe de vulnerabilidade B sofre danos de grau 5. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade C sofrem danos de grau 4 e alguns de grau 5. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade D sofrem danos de grau 4 e alguns de grau 5. Muitos edifícios de classe de vulnerabilidade E sofrem danos de grau 3 e alguns de grau 4. Alguns edifícios de classe de vulnerabilidade F sofrem danos de grau 2 e alguns de grau 3.
XII	Totalmente devastador
c.	Todos os edifícios das classes de vulnerabilidade A e B e praticamente todos os de classe C ficam destruídos. A maioria dos edifícios das classes D, E e F ficam destruídos. Os efeitos do sismo alcançaram os máximos níveis concebíveis.

ANEXO B

**GRAU DE DANO, QUANTIDADE DE EDIFÍCIOS,
CLASSES DE VULNERABILIDADE**

ANEXO C

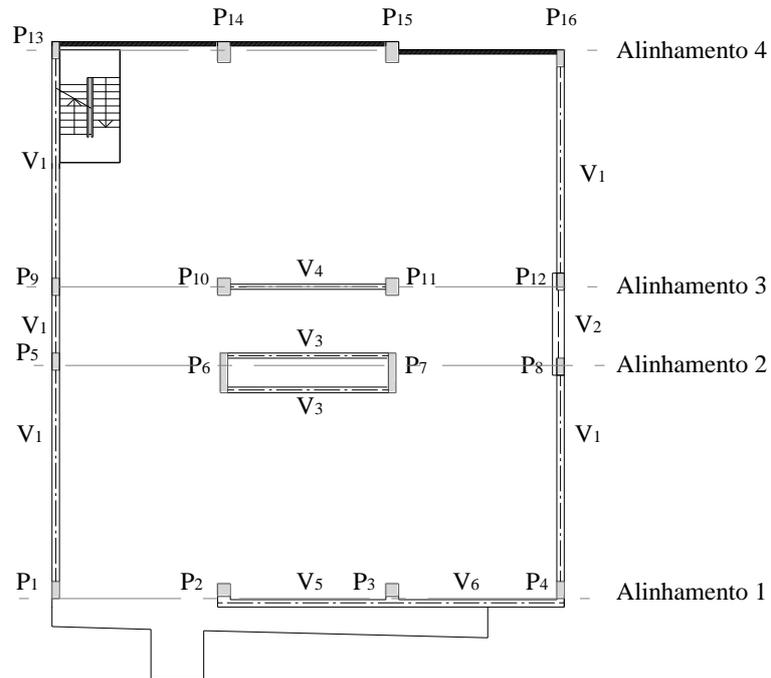
ZONAMENTO DO TERRITÓRIO



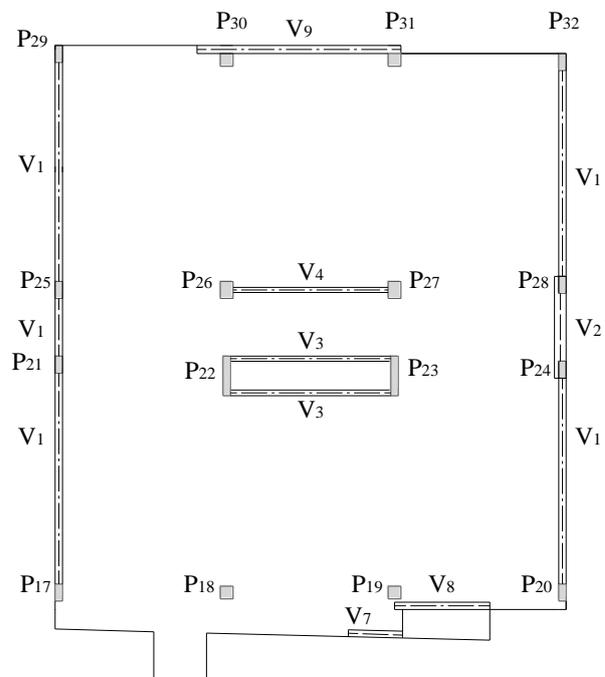
Zonamento do território de acordo com o Eurocódigo 8 (esquerda) e o RSA (direita)

ANEXO D

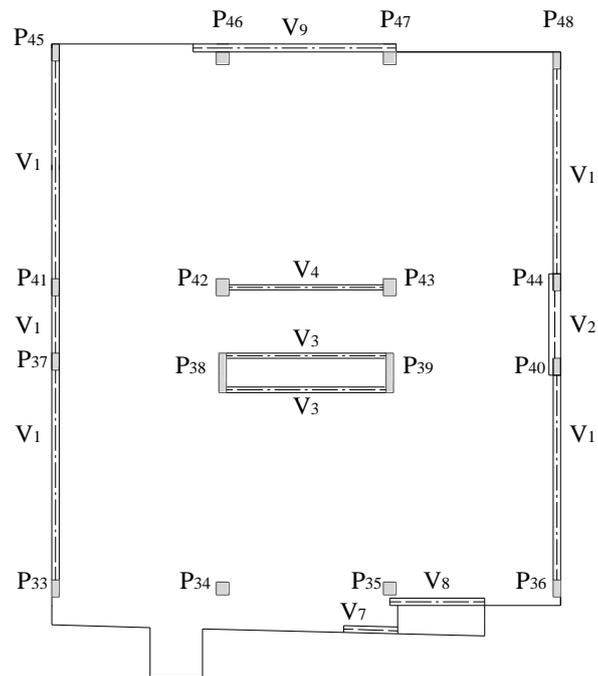
PLANTAS DA ESTRUTURA



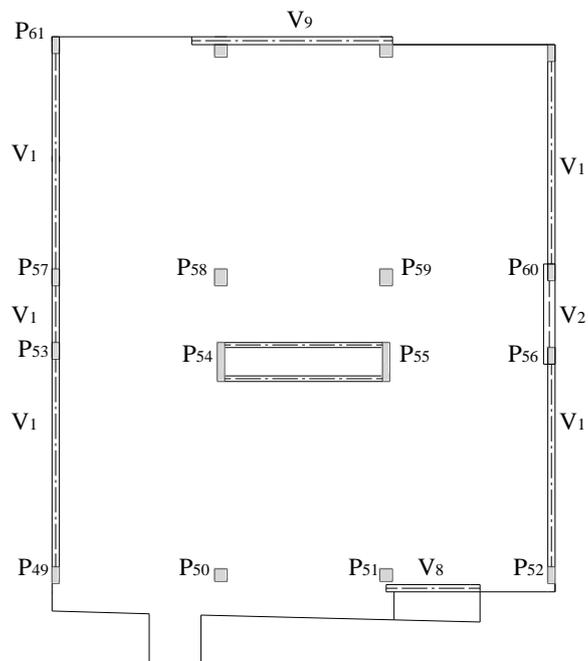
Planta do primeiro piso – Departamento de Engenharia Mecânica e Industrial – FCT – UNL



Planta do segundo piso – Departamento de Engenharia Mecânica e Industrial – FCT – UNL



Planta do terceiro piso – Departamento de Engenharia Mecânica e Industrial – FCT – UNL



Planta do quarto piso – Departamento de Engenharia Mecânica e Industrial – FCT – UNL

ANEXO E

DESLOCAMENTOS ENTRE PISOS

Alinhamento	Pilares	Deslocamentos relativos na direcção x [m]				Deslocamentos relativos na direcção y [m]			
		Piso 0/1	Piso 1/2	Piso 2/3	Piso 3/4	Piso 0/1	Piso 1/2	Piso 2/3	Piso 3/4
1	1	0.0491	0.0625	0.0500	0.0283	0.0148	0.0188	0.0327	0.0181
	2	0.0493	0.0626	0.0501	0.0283	0.0273	0.0406	0.0326	0.0181
	3	0.0493	0.0626	0.0501	0.0283	0.0275	0.0408	0.0328	0.0181
	4	0.0491	0.0625	0.0500	0.0283	0.0284	0.0412	0.0330	0.0183
2	5	0.0297	0.0508	0.0425	0.0242	0.0277	0.0406	0.0327	0.0181
	6	0.0307	0.0514	0.0428	0.0244	0.0273	0.0406	0.0326	0.0181
	7	0.0307	0.0514	0.0428	0.0244	0.0275	0.0408	0.0328	0.0181
	8	0.0301	0.0511	0.0426	0.0243	0.0284	0.0412	0.0330	0.0183
3	9	0.0233	0.0472	0.0402	0.0230	0.0277	0.0406	0.0327	0.0181
	10	0.0233	0.0472	0.0402	0.0230	0.0273	0.0406	0.0326	0.0181
	11	0.0233	0.0472	0.0402	0.0230	0.0275	0.0408	0.0328	0.0181
	12	0.0229	0.0470	0.0401	0.0229	0.0284	0.0412	0.0330	0.0183
4	13	0.0035	0.0343	0.0373	0.0199	0.0277	0.0406	0.0327	0.0181
	14	0.0036	0.0374	0.0343	0.0199	0.0273	0.0406	0.0326	0.0181
	15	0.0036	0.0374	0.0343	0.0199	0.0275	0.0408	0.0328	0.0181
	16	0.0041	0.0376	0.0344	0.0200	0.0284	0.0412	0.0330	0.0183